

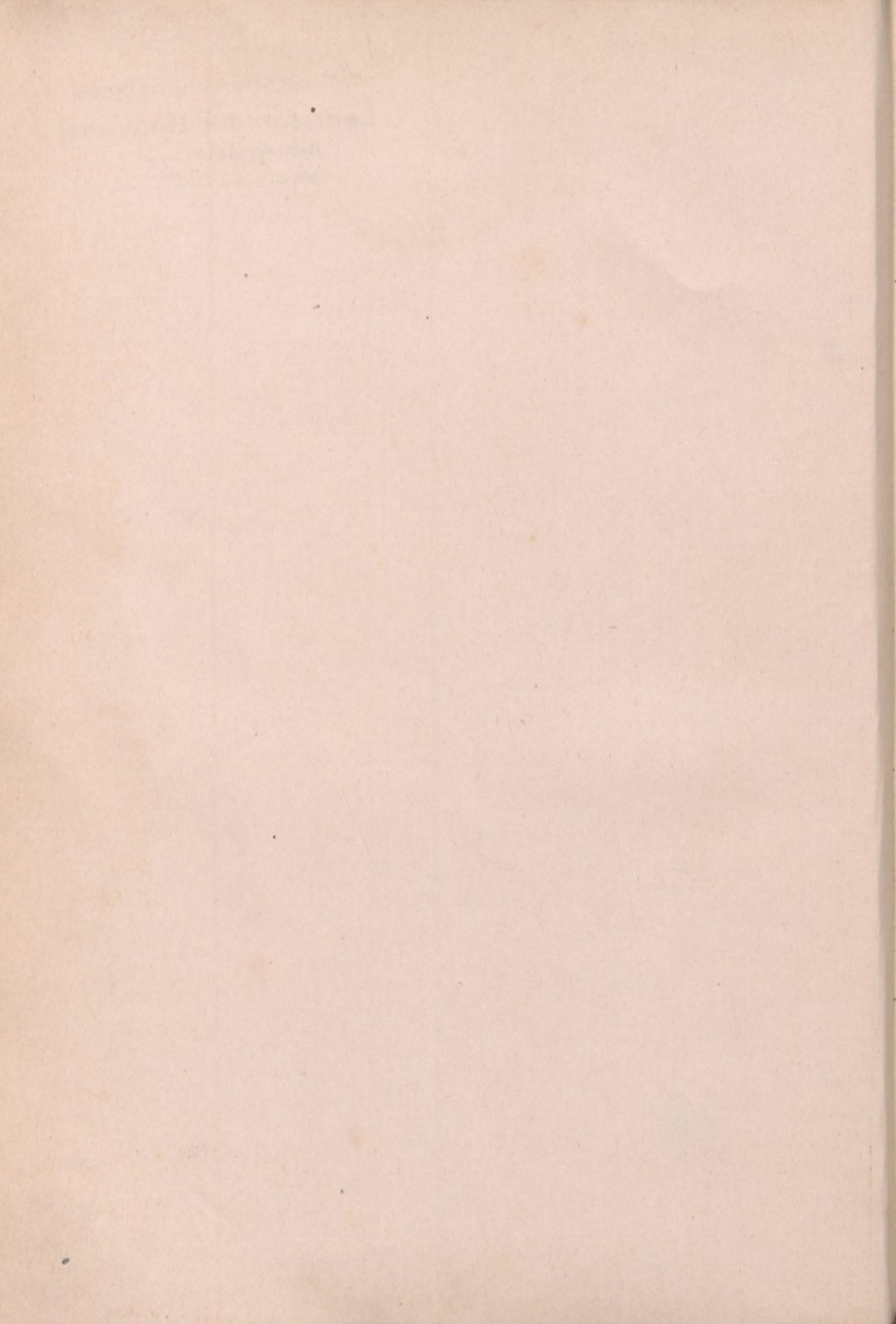
Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100377220







HANDBUCH DER ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von Fachgenossen

herausgegeben von

Oberbaudirector

Professör Dr. **Josef Durm**

in Karlsruhe,

Geheimer Regierungsrath
Professör **Hermann Ende**
in Berlin,

und

Geheimer Baurath
Professör Dr. **Eduard Schmitt**
in Darmstadt

Geheimer Baurath

Professör † Dr. **Heinrich Wagner**

in Darmstadt.

Dritter Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

2. Band:

Raumbegrenzende Constructionen.

4. Heft:

Dächer im Allgemeinen.
Dachformen.
Dachstuhl-Constructionen.

— i i —

VERLAG VON ARNOLD BERGSTRÄSSER IN STUTTGART.

1897.

DIE
HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

DES
HANDBUCHES DER ARCHITEKTUR
DRITTER THEIL.

2. Band:

Raumbegrenzende Constructions.

4. Heft:

Dächer im Allgemeinen.

Dachformen.

Von Dr. Eduard Schmitt,
Großh. Heff. Geh. Baurath und Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Dachstuhl-Constructions.

Von Theodor Landsberg,
Großh. Heff. Geh. Baurath und Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Mit 712 in den Text eingedruckten Abbildungen, so wie 2 in den Text eingehafteten Tafeln.

STUTT GART 1897.

VERLAG VON ARNOLD BERGSTRÄSSER.

1934.1411

52562

BIBLIOTEKA INSTYTUTU
HISTORII ARCHITEKTURY SZTUKI
I TECHNIKI

1082/3

Das Recht der Ueberfetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.

L.34.
~~Katedra architektury III.
BIBLIOTEKA
Politechniki Wrocławskiej~~ *dot*



253151/2

Zink-Hochätzungen aus der k. u. k. Hof-Photogr. Kunst-Anstalt von C. ANGERER & GÖSCHL in Wien.
Druck der UNION DEUTSCHE VERLAGSGESELLSCHAFT in Stuttgart.

4660

20M/0592/P

Handbuch der Architektur.

III. Theil:

Hochbau-Constructionen.

2. Band, Heft 4.

INHALTS-VERZEICHNISS.

Nach oben begrenzende Constructionen.		Seite
D. Dächer		1
22. Kap. Dächer im Allgemeinen		1
Literatur über »Dächer«		8
23. Kap. Dachformen		8
a) Prismatisch und cylindrisch gestaltete Dächer		9
1) Pultdächer		9
2) Satteldächer		10
α) Satteldächer mit ebenen Dachflächen		10
β) Satteldächer mit windschiefen Dachflächen		14
γ) Satteldächer mit gebrochenen Dachflächen		15
δ) Mehrfache Satteldächer		25
ε) Satteldächer mit cylindrischen Dachflächen		29
3) Tonnendächer		31
b) Abgewalmte Dächer		33
c) Pyramidal und conisch gestaltete Dächer		39
1) Flache Zeltdächer		39
2) Steile Zeltdächer und einfache Thurmdächer		43
3) Kegeldächer		48
4) Entwickeltere Formen der Thurmdächer		49
d) Kuppeldächer		51
e) Zusammengesetzte und reicher gegliederte Dächer		57
E. Dachstuhl-Constructionen		72
24. Kap. Dachstühle im Allgemeinen		72
a) Einleitung		72
b) Anordnung der Hauptconstructionstheile		74
c) Anordnung der Dachbinder über sehr breiten Räumen		80

	Seite
25. Kap. Hölzerne Satteldächer	84
a) Allgemeines	84
b) Kehlbalkendächer	90
c) Pfettendächer	99
1) Construction und statische Grundlagen	99
2) Uebliche Pfetten-Dachbinder	103
3) Construction der Pfetten-Dachbinder als statisch bestimmte Fachwerke	106
26. Kap. Hölzerne Mansarden- und Pultdächer; Walme, Grate und Kehlen	115
a) Mansarden-Dächer	115
b) Pultdächer	118
c) Walme, Grate und Kehlen	120
27. Kap. Hölzerne Sprengwerksdächer	122
a) Dächer mit Stabsprengwerken	124
b) Dächer mit Bogenprengwerken	131
28. Kap. Hölzerne Thurmdächer, Zelt- und Kuppeldächer	141
a) Hölzerne Thurmdächer	141
1) Statische Verhältnisse und theoretische Grundlagen für die Construction	142
α) Windbelastungen	142
β) Standicherheit des Thurmhelms	143
γ) Thurmfachwerk; Allgemeines	145
δ) Vierseitige Thurmpyramide	148
ϵ) Achteitige Thurmpyramide	151
a) Achteitige Thurmpyramide mit vier Lagerpunkten	151
b) Achteitige Thurmpyramide mit acht Lagerpunkten	158
c) Thurmflechtwerk mit bis zur Auflagerebene geführten Graten	161
2) Construction der hölzernen Thurmhelme	162
α) Vierseitiges Thurmdach	163
β) Achteitiges Thurmdach	163
A) <i>Moller'sche</i> Thurmdächer	164
B) Thurmhelme mit durchgehendem Kaiserstiel	165
C) Thurmhelme des Mittelalters	167
D) <i>Otzen'sche</i> Thurmdächer	170
γ) Rhombenhabendach	174
δ) Kegeldach oder rundes Thurmdach	178
b) Hölzerne flache Zeltedächer	179
c) Kuppeldächer	186
d) Dachreiter	193
e) Anhang zu Kap. 26 und 27: Beispiele für Dächer über verwickeltem Grundriß	197
29. Kap. Eiserne Sattel-, Tonnen- und Pultdächer	199
a) Gesamtanordnung der eisernen Dachbinder	199
1) Balken-Dachbinder	200
2) Sprengwerks- und Bogen-Dachbinder	208
3) Ausleger- oder Krag-Dachbinder	213
4) Laternen	214
5) Pultdachbinder	217
6) Einige Angaben über die Gewichte der wichtigsten Balken-Dachbinder	217
7) <i>Foeppl'sche</i> Flechtwerksdächer	221
b) Construction der Stäbe	229
1) Größe und Form der Querschnittsfläche	229
2) Praktische Querschnittsformen für Schmiede- und Flußeisenstäbe	232
α) Querschnitte, welche sowohl für gezogene, wie für gedrückte Gurtungsstäbe geeignet sind	232
β) Querschnitte für gedrückte Gitterstäbe	236
γ) Querschnitte, welche nur für gezogene (Gurtungs- und Gitter-)Stäbe geeignet sind	238

	Seite
3) Gußeisenstäbe und Holzstäbe	242
c) Knotenpunkte	242
1) Gelenk- und vernietete Knotenpunkte	242
2) Bildung der vernieteten Knotenpunkte	244
3) Beispiele für die Bildung vernieteter Knotenpunkte	248
4) Gelenk-Knotenpunkte	259
5) Auflager	265
6) Kämpfer- und Scheitelpunkte der Gelenkdächer	274
d) Dachbinder aus Holz und Eisen	291
1) Obere oder Strebengurtung	294
2) Auf Druck beanspruchte Gitterfläbe; Knotenpunkte	299
30. Kap. Eiserne Thurmdächer	302
31. Kap. Eiserne Kuppeldächer	318
a) <i>Schwedler'sche</i> Kuppeln	318
b) Kuppeln mit ebenen Trägern	326
32. Kap. Flache Zelt- und Walmdächer aus Eisen und aus Holz und Eisen	327
a) Flache Zeltdächer aus Eisen und aus Holz und Eisen	327
b) Eiserne Walmdächer	333
c) Einzelheiten der Construction	336
33. Kap. Säge- oder <i>Shed</i> -Dächer	344
34. Kap. Pfetten	356
a) Querschnitt, Stellung und Berechnung	356
b) Construction	366
Berichtigungen	374

Verzeichniß

der in den Text eingestifteten Tafeln.

Zu Seite 173: Von der Kirche zu Plagwitz-Leipzig.

 " " 197: Von der Kirche zu Badenweiler.

D. D ä c h e r.

Von Dr. EDUARD SCHMITT.

22. Kapitel.

Dächer im Allgemeinen.

Es wurde bereits in Theil III, Band 2, Heft 1 (S. 3) dieses »Handbuches« gefagt, dafs der oberfte Abfchlufs eines Gebäudes meift durch das Dach gebildet wird. In manchen Fällen begrenzt das Dach gleichzeitig die unmittelbar darunter gelegenen Räume, fo dafs es zugleich raumbegrenzende Decke ift; fehr häufig werden jedoch beide Elemente von einander getrennt, und das Dach erfcheint alsdann als fchützende Construction der eigentlich raumbegrenzenden Decke.

1.
Wefen
und Zweck.

Das Dach hat in allen diefen Fällen zu verhüten, dafs Regen, Schnee und andere atmofphäriſche Niederſchläge in das Gebäude gelangen, und dieſelben fo abzuführen, dafs das letztere nicht in ſchädlicher Weiſe beeinflusst wird. Das Dach hat aber das Gebäude auch gegen die Sonnenſtrahlen zu ſchützen, daſſelbe vor Feuersgefahr, vor Blitzſchlägen und vor anderen elementaren Ereigniſſen zu bewahren.

Von dieſem Geſichtspunkte ausgehend, werden im Nachſtehenden die fog. Vordächer von der Beſprechung auszuschließen ſein; dieſelben laſſen ſich kaum als Conſtructionen auffaſſen, welche Räume nach oben begrenzen; ſie ſind Anlagen, die unter beſtimmten Verhältniſſen Schutz gegen die atmofphäriſchen Niederſchläge gewähren ſollen. Von Vordächern wird deſhalb ſpäter getrennt — in Theil III, Band 6 (Abth. V, Abſchn. 3, Kap. 2) dieſes »Handbuches« — die Rede ſein.

Das Dach hat aber — auſer den angeführten Anforderungen ſeines Zweckes und der Zweckmäßigkeit — auch noch die Aufgabe, äſthetiſche Anſprüche zu erfüllen. Das Dach bildet die Krönung des Gebäudes, und in dieſem Sinne iſt ſeine Form für die äußere Erfcheinung des Gebäudes und ſein charakteriſtiſches Gepräge von groſer Bedeutung.

2.
Äſthetiſche
Bedeutung.

»Die äſthetiſche Stellung des Daches iſt lange, namentlich im erſten und zweiten Drittheil unſeres Jahrhunderts, total verkannt worden. Man betrachtete es lediglich als nothwendiges Uebel, berückſichtigte es gar nicht und gab der Façade alſo ganz ſelbſtändig ihre Formen, ſo dafs das Dach unorganifch und in Folge deſſen unſchön darauf ſaß, während doch das Dach als integrierender Theil des Gebäudes zu betrachten, auch von allen ſtiltragenden Völkern äſthetiſch durchgebildet worden iſt. Ein tüchtiger Architekt muſs fähig ſein, das Dach nicht als Hinderniſs, ſondern als Factor bei der ſchönen Geſtaltung der Gebäudeformen zu behandeln«¹⁾.

Dieſe wenigen Bemerkungen mögen hier genügen; von dem gleichen Gegenſtande wird noch eingehender in Theil IV, Halbband 1 (Abth. I, Abſchn. 3, Kap. 3, b: Dachbildung) geſprochen werden.

Jedes Dach wird durch eine oder mehrere, bald flachere, bald ſteilere, jedenfalls aber mit Gefälle verſehene Dachflächen oder Dachseiten gebildet. Die

3.
Dachflächen.

1) Nach: MÖTTES, O. Illuſtrirtes Bau-Lexikon. 3. Aufl. Leipzig u. Berlin 1874. Bd. 2, S. 83.
Handbuch der Architektur. III, 2, d.

Dachflächen sind entweder eben oder gekrümmt. Eine ebene Dachfläche ist im Allgemeinen vortheilhafter, als eine gekrümmte, weil sie durchweg gleiches Gefälle hat, was für den Wasserabfluß günstig ist; auch bedingen ebene Dachflächen meist, insbesondere die Ausführungen in Holz, eine einfachere Construction, als gekrümmte. Bei gewissen Dachdeckungsarten sind gekrümmte Dachflächen ganz ausgeschlossen oder bereiten zum mindesten beträchtliche Schwierigkeiten.

Die ebenen Dachflächen werden unter gewöhnlichen Verhältnissen von ihrer Unterkante bis zu ihrer Oberkante mit gleich bleibender Neigung durchgeführt; bisweilen werden sie aber auch gebrochen, also jede Dachfläche aus zwei Ebenen zusammengesetzt. Eine besondere Art von gebrochenen Dachflächen ergibt sich, wenn man dem untersten, meist nur schmalen Randtheil derselben eine flachere Neigung giebt, als der Dachfläche selbst (Fig. 1 bis 3^{2 u. 3}); dadurch entsteht ein sog. Leistbruch. Häufig ist das günstigere Aussehen des so entstehenden Daches Ver-

Fig. 1.

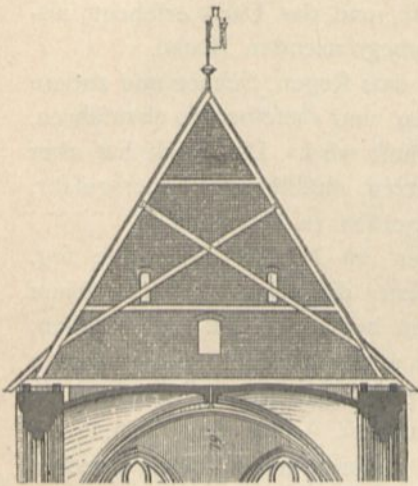
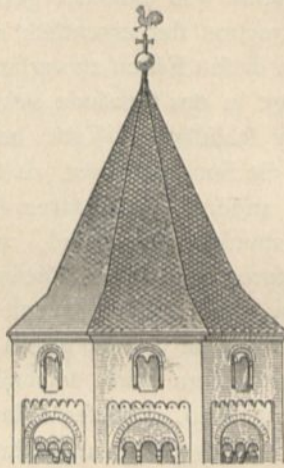
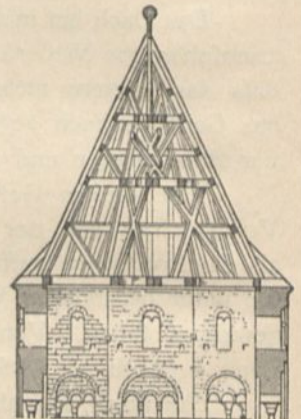
Von der St. Katharinen-Kirche zu Lübeck²⁾.

Fig. 2.

Von der Abteikirche zu Knechtsteden³⁾.

1/250 n. Gr.

Fig. 3.



anlassung, daß man eine solche Anordnung wählt; meist sind aber constructive Gründe dafür maßgebend, namentlich der Umstand, daß man das Tagwasser über das Hauptgefims hinwegführen will, oder aber die Befürchtung, daß das Hauptgefims durch die unmittelbar auf seinen Außenrand aufgesetzte Dachfläche herabgedrückt werden würde.

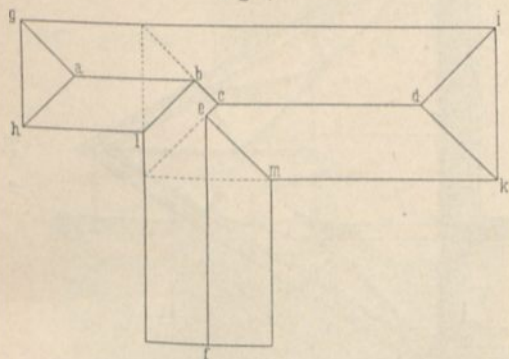
Die gekrümmten Dachflächen sind bald cylindrisch, bald sphärisch oder sphäroidisch, bald windchief oder von allen diesen Formen abweichend (insbesondere bei Thurmdächern) äußerst mannigfaltig gestaltet.

Zwei einander gegenüber liegende Dachflächen schneiden sich in einer wagrechten oder doch nur wenig geneigten Linie (*ab*, *cd* und *ef* in Fig. 4), die man Firstlinie oder schlechtweg First, wohl auch Firste, Forst oder Förste heißt; bei Zelt- und Thurmdächern schrumpft die Firstlinie in der Regel in einen einzigen Punkt zusammen: die Dach- oder Thurmspitze. Neben einander gelegene Dachflächen schneiden sich in Gratlinien oder Graten (*ag*, *ah*, *di* und *dk*

²⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1871, Bl. 55.

³⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf. 1874, Bl. 20.

Fig. 4.



in Fig. 4), wenn auspringende Kanten entstehen, hingegen in Kehlen (*bl* und *em* in Fig. 4), wenn die Durchschnitkanten einen einspringenden Winkel bilden. Ein Grat entsteht hiernach, wenn die beiden zu überdachenden Flächen von Linien begrenzt sind, die einen Winkel mit einander einschließen, welcher kleiner als 180 Grad ist; ist dieser Winkel größer als 180 Grad, so entsteht eine Kehle. Die Kehlen werden auch Ixen oder Ichfel genannt; für

kleinere Kehlen hinter Schornsteinen etc. wird wohl auch die Bezeichnung Schottrinnen verwendet. Kommen andere, als gegenüber und neben einander gelegene Dachflächen zur Verschneidung, so entsteht ein Dachverfall, auch Dachverfallung oder Verfallungsgrat genannt (*bc* und *ce* in Fig. 4); die Punkte *b* und *e* heißen Verfallungspunkte.

Der Punkt, in welchem zwei Gratlinien oder eine Kehle und ein Grat einander treffen, heißt Anfallpunkt (*a*, *c* und *d* in Fig. 4).

Ein Dach besteht aus folgenden Bestandtheilen:

- 1) Aus der Dachdeckung; diese bildet die Dachfläche; sie ist der eigentlich nach oben abschließende Constructionstheil.
- 2) Aus dem Dachgerüst, welches die Dachdeckung trägt und das man Dachstuhl nennt; dies ist der die Dächer besonders kennzeichnende Bestandtheil derselben.
- 3) Aus den Nebenanlagen, zu denen die Dachfenster, die Aussteigeöffnungen und Laufstege, die Schneefänge, die Anlagen zur Entwässerung der Dachflächen, die Giebelspitzen, die Dach- oder Firstkämme, die Wetter- oder Windfahnen, die Thurmkreuze, die Fahnen- und Flaggenstangen, die Blitzableiter etc. gehören.

Die Dachstühle werden im vorliegenden Hefte (unter E), die unter 2 u. 3 genannten Constructionstheile im nächstfolgenden Hefte dieses »Handbuches« behandelt werden; ausgeschlossen werden nur die Blitzableiter sein, deren Besprechung dem Theil III, Band 6 (Abth. V, Abschn. 1, Kap. 2) zugewiesen ist.

Die Dach-Construction kann in verschiedener Weise unterstützt werden, und zwar:

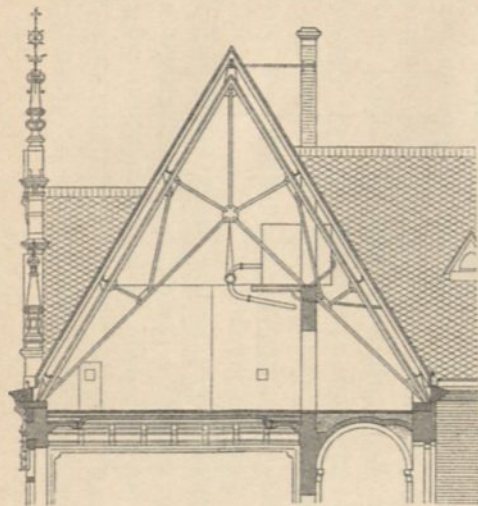
- 1) durch Umfassungswände des betreffenden Gebäudes allein;
- 2) sowohl durch Umfassungswände, als auch durch Innenwände des Gebäudes;
- 3) sowohl durch Umfassungswände, als auch durch innerhalb letzterer vorhandene Säulenstellungen oder andere Freistützen;
- 4) durch Säulenstellungen, bezw. sonstige Freistützen allein;
- 5) durch Consolen oder andere Krag-Constructionen.

Bisweilen besteht das Dach im Wesentlichen bloß aus der Dachdeckung, zu der nur einige wenige, verhältnißmäßig untergeordnete Constructionstheile hinzukommen, so daß das eigentliche Dachgerüst fehlt; dies trifft z. B. bei den freitragenden Wellblechdächern zu. In anderen Fällen, meistens bei Thurmab schlüssen, wird das Dach ganz aus Stein hergestellt; Dachgerüst und Dachdeckung bilden alsdann einen zusammenhängenden — massiven oder durchbrochenen — Mauerkörper. Solche Dächer sollen massive Steindächer heißen werden, und es wird im nächstfolgenden Hefte (Abth. III, Abschn. 2, F, Kap. 40) dieses »Handbuches« von denselben eingehender die Rede sein.

4.
Bestandtheile.

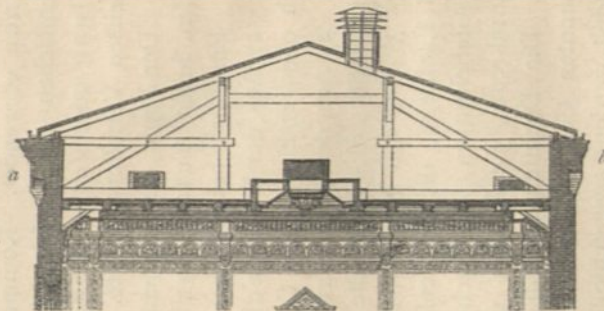
5.
Unterstützung.

Fig. 5.



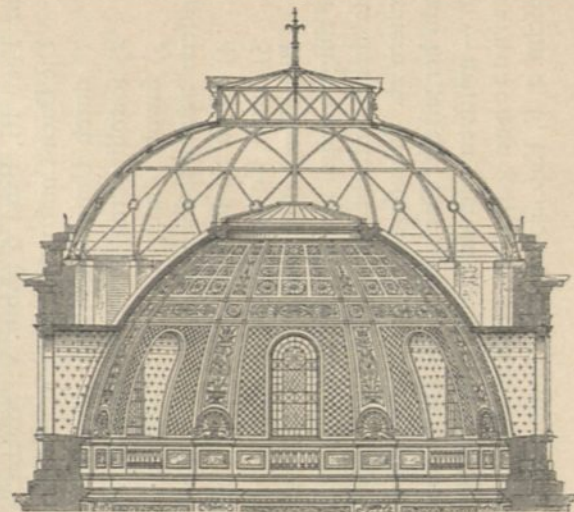
Vom Königl. Regierungsgebäude zu Münster⁴⁾.

Fig. 6.



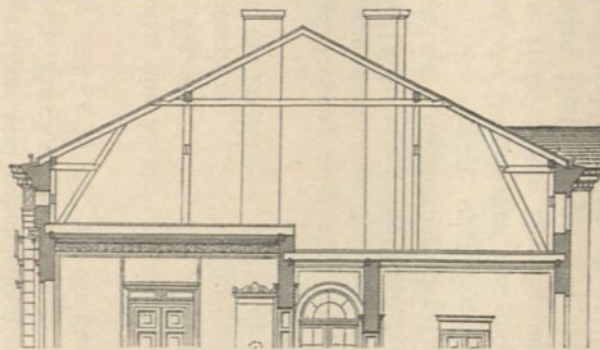
Von der Augusta-Schule zu Berlin⁶⁾.

Fig. 7.



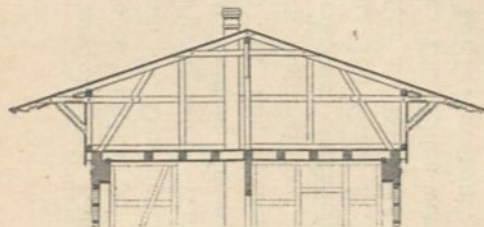
Vom städtischen Vierordtbad zu Karlsruhe¹⁰⁾.

Fig. 9.



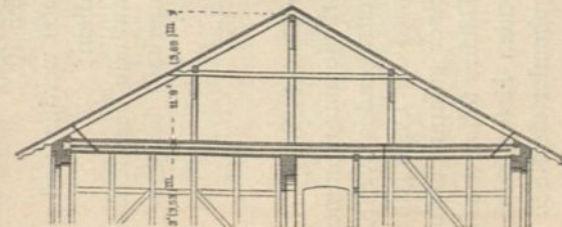
Vom Provinzial-Steuer-Directions-Gebäude zu Stettin⁷⁾.

Fig. 8.



Vom Bahnhof zu Görlitz⁸⁾.

Fig. 10.



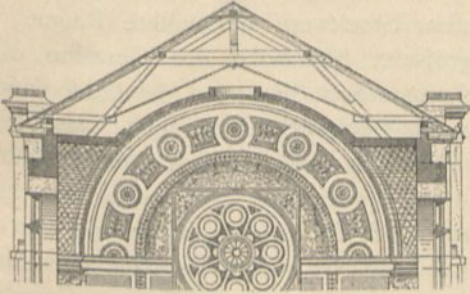
Von der Kälberhalle des Viehmarktes zu Berlin⁵⁾.

1/200 n. Gr.

Die Unterkanten eines Daches bilden den Dachfufs, der auch Dachfaum genannt wird. Da an dieser Stelle die auf die Dachflächen fallenden atmosphärischen Niederschläge abtropfen, so ist dafelbst auch die Dachtraufe zu finden; Dachfufs und Trauflinie werden deshalb von vielen Seiten als gleich bedeutende Begriffe erachtet.

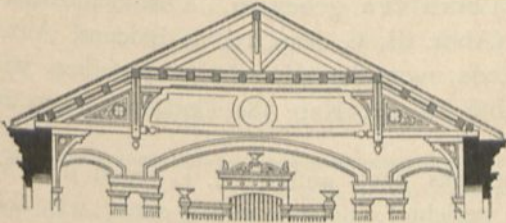
6.
Dachfufs.

Fig. 11.



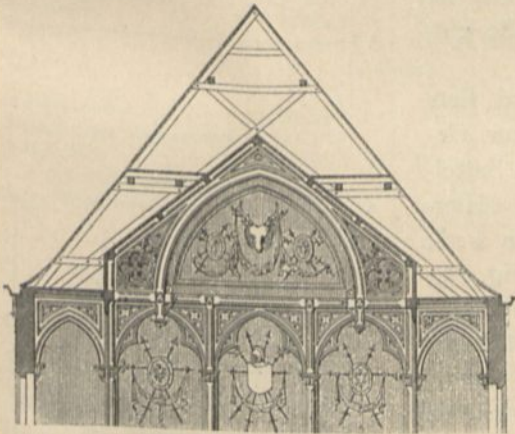
Vom neuen Friedhof zu Karlsruhe⁹⁾.

Fig. 12.



Vom evangelischen Schullehrer-Seminar zu Karlsruhe¹¹⁾. — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 13.



Vom Jagdschloß Mroffowa-Gora¹²⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Der Dachfufs kann in verschiedener Weise angeordnet werden:

1) Der Dachfufs ist in der Höhe der Decken des obersten Geschosses gelegen (Fig. 5⁴⁾).

2) Das Dach springt mit seiner Unterkante über die Umfassungswände des betreffenden Gebäudes vor; der Dachfufs liegt also tiefer als die Decken der Räume im obersten Geschoss (Fig. 10⁵⁾); dadurch entstehen sog. überhängende Dächer.

3) Der Dachfufs liegt höher, als die Decken über den Räumen des obersten Vollgeschosses (Fig. 6⁶⁾); es sind alsdann Ueberhöhungen *a, a* (meist Aufmauerungen) der den Dachstuhl tragenden Umfassungswände nothwendig, welche man Drempeiwände oder kurzweg Drempeel, bisweilen auch Kniewand oder Kniestock, nennt. Die Dächer heissen dann Drempeel-dächer. Diese Anordnung erweist sich namentlich dann vortheilhaft, wenn man im Dachgeschoss bewohnbare Räume oder Gelasse, die von Menschen für andere Zwecke zu dauerndem Aufenthalt benutzt werden sollen, einrichten will.

Die Drempeelwände sind nicht immer gleich hoch (Fig. 9⁷⁾); ihre Höhe kann fogar an einer Seite gleich Null sein.

4) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1892, Bl. 3.

5) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1872, Bl. 14.

6) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1887, Bl. 26.

7) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1863, Bl. 19.

8) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1870, Bl. 57.

9) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1860, Bl. 5.

10) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1874, Bl. 26.

11) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1872, Bl. 46.

12) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1876, Bl. 7.

4) Das Dach ist bei Vorhandensein von Drempeiwänden überhängend angeordnet (Fig. 8⁸).

5) In den vorhergehenden Fällen wurde vorausgesetzt, daß die Räume des obersten Vollgeschosses durch wagrechte Balkendecken abgeschlossen sind, was meistens zutrifft. Wenn hingegen in diesem Stockwerk überwölbte Räume vorhanden sind, so wird, namentlich bei größerer Stichhöhe der Gewölbe, nicht selten der Dachfuß tiefer als die Wölbcheitel angeordnet (Fig. 7 u. 11⁹ u. 10¹⁰), so daß die Gewölbe zu einem nicht geringen Theile in das Dachwerk hineinragen. Das Gleiche kann eintreten, wenn eine Holzdecke nicht wagrecht verläuft, sondern sich nach oben zu erhebt (Fig. 12 u. 13¹¹ u. 12¹²).

7.
Dachneigung.

Die Dachflächen haben meistens, namentlich in unseren Klimaten, eine beträchtliche Neigung, die man wohl auch Dachröfche nennt. Je nach dem Maße derselben unterscheidet man flache und steile Dächer. In südlicheren Gegenden werden ziemlich häufig, in kälteren nur selten ganze Gebäude oder einzelne Theile derselben durch eine nahezu wagrechte Fläche abgeschlossen; dadurch entstehen sog. Altandächer oder Altane, bisweilen Terrassen geheissen. Von den Altanen war bereits in Theil III, Band 2, Heft 2 (Abth. III, C, Kap. 18, a: Balcons, Altane und Erker¹³) dieses »Handbuches« die Rede; von der Abdeckung derselben wird gelegentlich im nächstfolgenden Hefte (Abth. III, F, Kap. 38: Dachdeckungen aus Metall) gesprochen werden.

Das Gefälle der Dachflächen ist meistens nach außen, d. i. gegen die Umfassungswände des betreffenden Gebäudes gerichtet; doch kommen auch, wie z. B. bei den Parallel- und Sägedächern, Dachflächen vor, die nach dem Inneren des Gebäudes geneigt sind; ja es haben bisweilen sämtliche Dachflächen Gefälle nach einem Punkte im Inneren des Gebäudes. In letzterem Falle entstehen die Trichterdächer.

Die Neigung der Dachflächen wird stets durch das Verhältniß der Dachhöhe zur Gebäudetiefe ausgedrückt, wobei immer ein Satteldach (Fig. 14) zu Grunde gelegt wird. Hiernach ergeben sich Neigungsverhältnisse von 1:3, 1:4, 1:5, 1:6, 1:7, 1:8 u. f. f. (Fig. 15), oder man spricht von Drittel-, Viertel-, Fünftel-, Sechstel-, Siebentel-, Achtel- u. f. f. Dächern, je nachdem die Dachhöhe cd (Fig. 14) bezw. gleich $\frac{1}{3} ab$, $\frac{1}{4} ab$, $\frac{1}{5} ab$, $\frac{1}{6} ab$, $\frac{1}{7} ab$, $\frac{1}{8} ab$ u. f. f. ist.

Die für die Dachflächen zu wählende Neigung ist abhängig:

1) Von der Art des zu verwendenden Deckungsmaterials.

Fig. 14.

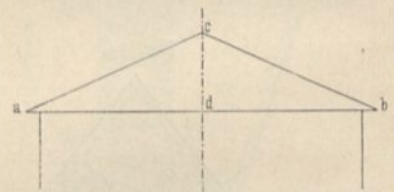
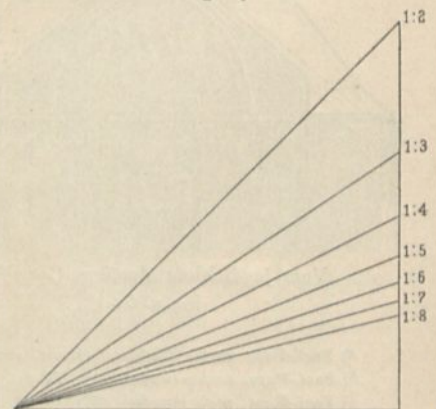


Fig. 15.



¹³ In einer Fußnote an der hierdurch angezogenen Stelle dieses »Handbuches« ist bereits ausgesprochen, daß mit dem Begriff »Altan« der des Hochliegenden unmittelbar verbunden ist. Es wurde dort auch schon gesagt, daß man wohl auch die auf ganz flachen Dächern entstehenden Plattformen »Terrassen« heisst; doch sollte man diese Bezeichnung auf tiefer liegende Plattformen beschränken. (Siehe auch Theil III, Band 6 dieses »Handbuches«, Abth. V, Abschn. 2, Kap. 2, a: Terrassen.)

2) Von der Art der Dachausbildung: ob das Dach aus wenigen großen und einheitlichen Flächen oder aus einer beträchtlicheren Zahl kleinerer Flächen zusammengefasst ist; im ersteren Falle kann man, unter sonst gleichen Umständen, ein geringeres Gefälle anwenden, als im letzteren.

3) Von der Lage des betreffenden Gebäudes: ob es in völlig geschützter Lage sich befindet oder abgefordert völlig frei steht. Es ist nicht gleichgültig, ob z. B. ein Gebäude in der geschlossenen Häuserreihe einer städtischen Straße oder gänzlich abgefordert in freier Felde steht; in letzterem Falle können Wind, Regen und Schnee mit viel größerer Gewalt in die Fugen der Dachdeckung getrieben werden, als im ersteren. Man wird demnach, sonst gleiche Verhältnisse vorausgesetzt, Gebäude in geschützter Lage mit flacheren Dächern versehen können, als im entgegengesetzten Falle.

4) Von der Art und Weise, wie der Dachbodenraum benutzt werden soll.

5) Von den ästhetischen Anforderungen, welche man an die äußere Gestaltung des Gebäudes stellt. Hierher gehört auch der Einfluss des gewählten Baustils, durch welchen unter Umständen gewisse Dachformen bedingt sind.

In so weit die Dachdeckung für die Wahl der Dachflächenneigung maßgebend ist, können folgende Zahlenangaben als Anhaltspunkt dienen, wobei eine geschützte Lage des betreffenden Gebäudes vorausgesetzt ist¹⁴⁾.

Art der Dachdeckung	Verhältniß der Dachhöhe zur Gebäudetiefe	Neigungswinkel zur Wagrechten	Art der Dachdeckung	Verhältniß der Dachhöhe zur Gebäudetiefe	Neigungswinkel zur Wagrechten
Bretterdach	1 : 3	33 $\frac{2}{3}$	Cementplattendach	1 : 5 bis 1 : 2	21 $\frac{3}{4}$ bis 45
Schindeldach	mindestens 1 : 3	33 $\frac{2}{3}$	Spließdach	1 : 3 bis 1 : 2	33 $\frac{2}{3}$ bis 45
Stroh- und Rohrdach	1 : 2 bis 1 : 1 $\frac{2}{3}$	45 bis 50 $\frac{1}{6}$	Doppeltes Ziegeldach	1 : 5 bis 1 : 3	21 $\frac{3}{4}$ bis 33 $\frac{2}{3}$
Asphaltdach	1 : 60 bis 1 : 24	1 $\frac{8}{9}$ bis 4 $\frac{3}{4}$	Kronendach	1 : 5 bis 1 : 3	21 $\frac{3}{4}$ bis 33 $\frac{2}{3}$
Pappdach	1 : 20 bis 1 : 10	5 $\frac{2}{3}$ bis 11 $\frac{1}{4}$	Pfannendach	1 : 2 $\frac{1}{2}$ bis 1 : 2	33 $\frac{2}{3}$ bis 45
	gewöhnlich		Falzziegeldach	1 : 6 bis 1 : 3	18 $\frac{1}{2}$ bis 33 $\frac{2}{3}$
	1 : 15	7 $\frac{1}{2}$	Kupferblechdach	1 : 25 bis 1 : 20	4 $\frac{1}{2}$ bis 5 $\frac{2}{3}$
Holzementdach	1 : 25 bis 1 : 20	4 $\frac{1}{2}$ bis 5 $\frac{2}{3}$	Bleiblechdach	1 : 3 $\frac{1}{2}$ u. flacher	29 $\frac{3}{4}$ u. weniger
Doppellagiges Kiespappdach	1 : 15	7 $\frac{1}{2}$	Zinkblechdach	1 : 15 bis 1 : 10	7 $\frac{1}{2}$ bis 11 $\frac{1}{4}$
Schieferdach	1 : 4 bis 1 : 3	26 $\frac{1}{2}$ bis 33 $\frac{2}{3}$	Eisenblechdach	1 : 6 bis 1 : 10	18 $\frac{1}{2}$ bis 11 $\frac{1}{4}$
bei englischem Schiefer	1 : 5	21 $\frac{3}{4}$	Wellblechdach	1 : 3 bis 1 : 2 $\frac{1}{2}$	33 $\frac{2}{3}$ bis 38 $\frac{2}{3}$
Magnetitplattendach	1 : 4 bis 1 : 3	26 $\frac{1}{2}$ bis 33 $\frac{2}{3}$	Glasdach	1 : 7 bis 1 : 2	16 bis 45
		Grad			Grad

Die zeichnerische Grundrisfdarstellung der zu wählenden Anordnung des Daches wird Dachausmittlung, Dachverfallung oder Dachzerlegung genannt. Sie wird demnach im Wesentlichen in der Ausmittlung der Linien, in denen sich die Dachflächen treffen, also der First-, Grat-, Kehl- und Verfallungslinien, bestehen; bisweilen gehört auch das Umklappen der im Raume schräg gelegenen Dachflächen in eine wagrechte Ebene dazu.

Die Dachausmittlung ist im Allgemeinen eine ziemlich einfache Aufgabe der Projectionslehre. Sie ist es namentlich dann, wenn alle Trauflinien in gleicher Höhe liegen und sämtliche Dachflächen dieselbe Neigung erhalten sollen. Alsdann braucht man nur die Trauflinien derjenigen zwei Dachflächen, welche sich treffen, zu verlängern, bis sie sich schneiden; durch den Schnittpunkt zieht man eine Linie, welche

¹⁴⁾ Eingehenderes hierüber im nächstfolgenden Heft (Abth. III, Abchn. 2, F) dieses »Handbuches«.

den von den beiden Trauflinien eingeschlossenen Winkel halbirt (siehe Fig. 4, S. 3). Im nächsten Kapitel wird dieser Gegenstand noch weitere Betrachtung finden.

Literatur.

Bücher über »Dächer«.

- WINTER, M. Die Dachconstructions nach den verschiedenartigsten Formen und Bedingungen. 2. Aufl. Berlin 1862. — 3. Aufl. 1876.
- HEDERICH, H. Elemente der Dachformen, oder Ausmittlung der verschiedensten Arten von Dachkörpern etc. Weimar 1858.
- SCHWEDLER, W. Die Construction der Kuppeldächer. Berlin 1868. — 2. Aufl. 1877.
- BEHSE, W. H. Die technische Anwendung der darstellenden Geometrie bei der Ausmittlung der Dachflächen, Schiftung bei Walmdächern, Construction der windschiefen Dächer etc. Halle 1871.
- MENZEL, C. A. Das Dach in seiner Construction, seinem Verband in Holz und Eisen und seiner Eindeckung. Halle 1872. — 2. Aufl.: Das Dach nach seiner Bedeutung und Ausführung, sowie nach seinem Material und seiner Konstruktion. 2. Aufl. von R. KLETTE. Halle 1884.
- HITTENKOFER. Dach-Ausmittlungen. Leipzig 1873. — 2. Aufl. 1877.
- MATHESON, E. *Works on iron bridge and roof structures.* London 1873. — 2. Aufl. 1877.
- HITTENKOFER. Neuere Dachbinder etc. Leipzig 1874. — 2. Aufl. 1875.
- HEINZERLING, F. Der Eisehohobau der Gegenwart. Heft 1 u. 2. Aachen 1876. — 2. Aufl. 1878.
- KLASEN, L. Handbuch der Holz- und Holzseifen-Constructions des Hochbaues. Leipzig 1877.
- Die Sheddachbauten etc. Leipzig 1877.
- ARDANT, P. Theoretisch-praktische Abhandlung über Anordnung und Konstruktion der Sprengwerke von großer Spannweite mit besonderer Beziehung auf Dach- und Brückenkonstruktionen aus geraden Theilen, aus Bögen und aus Verbindung beider. Deutsch von A. v. KAVEN. Hannover 1879.
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIX^e siècle. Constructions en fer et en bois; charpentes mixtes en fer, fonte et bois.* Paris 1881.
- TARN, E. W. *An elementary treatise on the construction of roofs of wood and iron.* London 1882.
- TIMMINGS, TH. *Examples of iron roofs.* London 1882.
- WALMISLEY, A. T. *Iron roofs etc.* London 1884.
- LANDSBERG, TH. Das Eigengewicht der eisernen Dachbinder. Berlin 1885.
- BOCK, M. Eiserne Dach-Constructions. Wien 1889.
- CONTAG, M. Neuere Eisenconstructions des Hochbaus in Belgien und Frankreich. Berlin 1889.
- ANGLIN, S. *The design of structures: a practical treatise to the building of bridges, roofs etc.* London 1891. — 2. Aufl. 1895.
- GREVE, H. & G. SCHNABEL. Schmiedeeiserne Dachkonstruktionen etc. Dresden 1895.

23. Kapitel.

Dachformen.

Für die Formgebung der Dächer sind nachstehende Grundfätze maßgebend:

- 1) Das Dach muß den Anforderungen der Zweckmäßigkeit entsprechen (siehe Art. 1, S. 1).
- 2) Das Dach soll durch seine Form die ästhetischen Anforderungen erfüllen.
- 3) Nach der Nachbargrenze darf kein Wasser geleitet werden.

Die Dachformen sind ungemein mannigfaltig. Man kann zunächst solche über einfach gestalteten Grundrissen und solche über weniger einfachen Grundrissen unterscheiden; erstere sollen im Folgenden einfache und letztere zusammengesetzte Dächer genannt werden. Die einfachen Dächer lassen sich eintheilen in:

9.
Grundfätze.

10.
Eintheilung.

- a) prismatisch und cylindrisch gestaltete Dächer;
- b) abgewalmte oder Walmdächer;
- c) pyramidal und conisch gestaltete Dächer, und
- d) Kuppeldächer.

a) Prismatisch und cylindrisch gestaltete Dächer.

Solche Dächer haben in der Regel die Gestalt eines Prismas, oder sie sind aus Cylinderflächen zusammengesetzt; in felteneren Fällen, wenn die Grundrißform des betreffenden Gebäudes nicht völlig rechteckig ist, besitzt das Dach eine dem Prisma ähnliche Gestalt. Man kann unterscheiden:

- 1) Pultdächer,
- 2) Satteldächer und
- 3) Tonnen- oder Cylinderdächer.

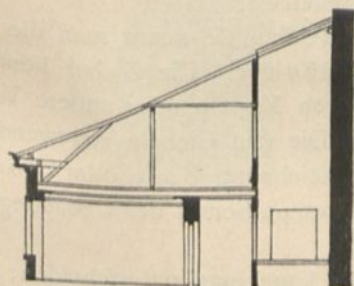
1) Pultdächer.

Pultdächer, auch Taschen-, Schlepp-, Flug-, Halb- oder Schufsdächer genannt, kommen zur Anwendung, wenn die atmosphärischen Niederschläge nur nach einer Seite abfließen dürfen.

Das gewöhnliche Pultdach besteht aus einer einzigen Dachfläche (Fig. 16 u. 17¹⁵ u. 16¹⁶); sein Querschnitt bildet ein rechtwinkeliges Dreieck. Die oberste Dachkante, welche meist eine wagrechte, feltener eine geneigte Gerade bildet, heißt First oder Firmlinie; die seitlichen Kanten werden Bort oder Bortkante genannt.

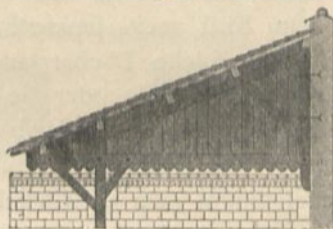
11.
Gewöhnliche
Pultdächer.

Fig. 16.



Vom Deutschen Hof zu Frankfurt a. M.¹⁵. — $\frac{1}{250}$ n. Gr.

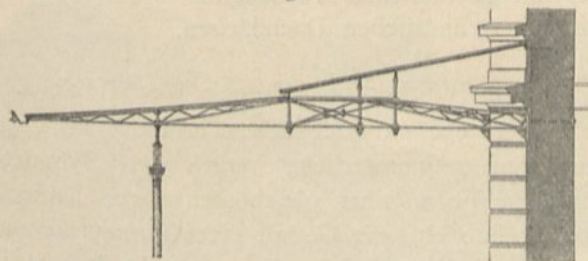
Fig. 17.



Vom Wagenchuppen auf dem Schlachthof zu Pontoise¹⁶.

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

Fig. 18.



Von der Bahnsteighalle auf dem Bahnhof zu Kattowitz¹⁷.

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

¹⁵) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1863, Bl. 41.

¹⁶) Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1883, Pl. 912.

¹⁷) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1863, Bl. 27.

Bildet der Grundriß des Gebäudes ein Rechteck, so ist die Dachfläche eine Ebene, und der Firt wird eine wagrechte Gerade. Bei trapezförmiger Grundrißgestalt kann man der Dachfläche durchwegs gleiche Neigung geben, sie also gleichfalls als Ebene ausbilden; alsdann ergibt sich als Firt eine geneigte Gerade. Will man letzteres aus Schönheitsrückfichten vermeiden, will man fonach eine wagrechte Firtlinie erhalten, so muß das Pulldach aus einer windfchiefen Fläche bestehen; der Querschnitt desselben ist auch dann ein rechtwinkeliges Dreieck. Ueber Gestaltung und sonstige Behandlung windfchiefer Dachflächen wird unter 2 eingehend die Rede sein.

Von der Vereinigung mehrerer an einander stofsender Pulldächer zu einem fog. Säge- oder *Shed*-Dach wird unter 2, d gesprochen werden.

12.
Pulldächer mit
gebrochenen
Dachflächen.

Bei manchen Ausführungen besteht das Pulldach aus zwei Ebenen, und zwar kann:
 α) die untere Dachfläche steiler sein, als die obere; alsdann ergibt sich eine den Mansarden-Dächern ähnliche Form, und der Querschnitt bildet ein unregelmäßiges Viereck. Von solchen Dächern wird gleichfalls unter 2 gesprochen werden.

β) Es kann aber auch die obere Dachfläche eine stärkere Neigung, als die untere haben, was namentlich dann eintritt, wenn erstere des Lichteinfall es wegen verlast werden soll und deshalb ein stärkeres Gefälle erhalten muß (Fig. 18¹⁷).

2) Satteldächer.

13.
Benennungen.

Ein Satteldach ist aus zwei Dachflächen zusammengesetzt. Die Kante, in der diese beiden Dachflächen zusammenstossen, heißt der Firt oder die Firtlinie, auch die Firfte, die Förste oder der Forst geheissen.

Die zum Firt meist senkrecht stehenden Abschlüsse nennt man die Giebel; deshalb heißen solche Dächer auch Giebeldächer. Die Giebel können offen sein — offene Giebel, oder sie werden durch Mauern oder andere Wände gebildet — Giebelmauern, Giebelwände. Die den Giebeln zugewendeten seitlichen Kanten der Dachflächen führen die Bezeichnung Bort oder Bortkante. In der Regel nimmt man die Giebel über den kurzen Seiten des Gebäudegrundriffes an, bisweilen aber auch über den längeren.

Je nach der Form der beiden Dachflächen kann man unterscheiden:

- α) Satteldächer mit ebenen Dachflächen,
- β) Satteldächer mit windfchiefen Dachflächen,
- γ) Satteldächer mit gebrochenen Dachflächen und
- δ) Satteldächer mit cylindrischen Dachflächen.

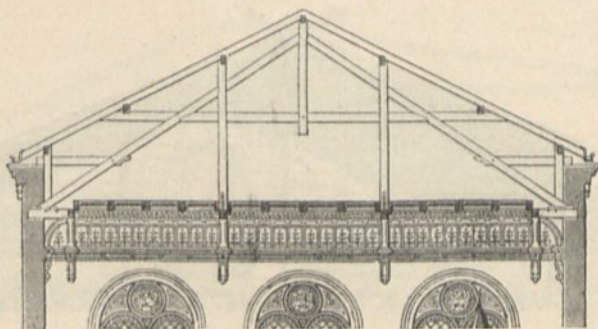
α) Satteldächer mit ebenen Dachflächen.

14.
Symmetrische
Satteldächer.

Die Satteldächer mit ebenen Dachflächen erhalten im Querschnitt meist eine symmetrische, feltener eine unsymmetrische Anordnung. Symmetrische Satteldächer haben im Querschnitt die Form eines gleichschenkeligen Dreieckes oder, wenn es sich um Drempeidächer handelt, die Gestalt eines symmetrisch angeordneten Fünfeckes; beide Dachflächen haben dieselbe Neigung; die beiden Dachfüsse liegen in gleicher Höhe, und die das Dach tragenden Bautheile sind symmetrisch angeordnet (Fig. 19¹⁸).

¹⁷) Facf.-Repr. nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1868, Bl. 24.

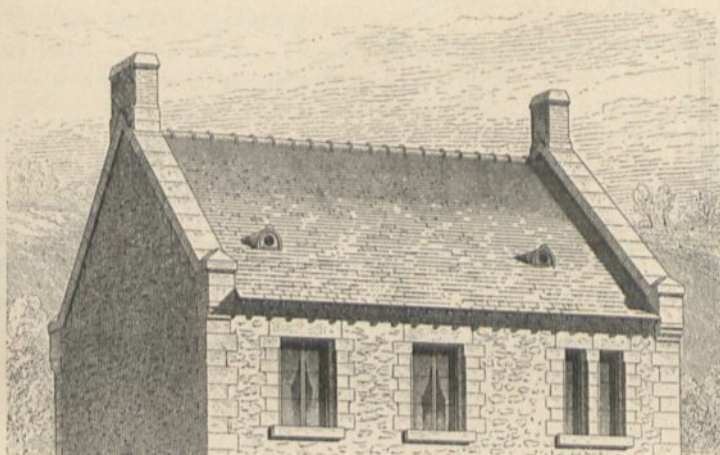
Fig. 19.



Vom Erziehungshaus für sittlich verwaarloste Kinder zu Berlin¹⁸⁾.

$\frac{1}{250}$ n. Gr.

Fig. 20.



Vom Presbyterium zu Aubazine¹⁹⁾.

Fig. 21.

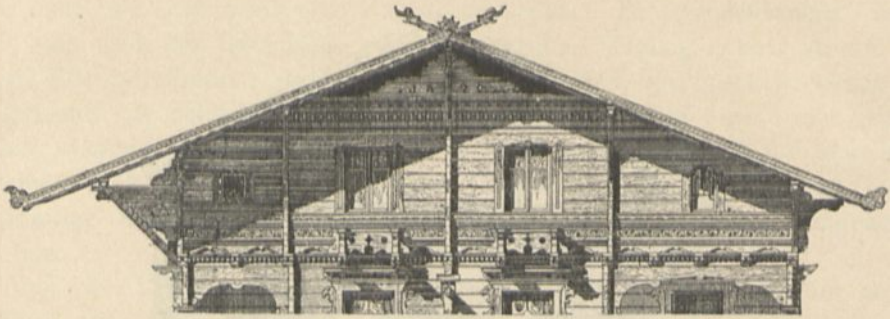


Von einem Wohnhaus zu Chamounix²⁰⁾.

¹⁸⁾ Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1883, Pl. 908.

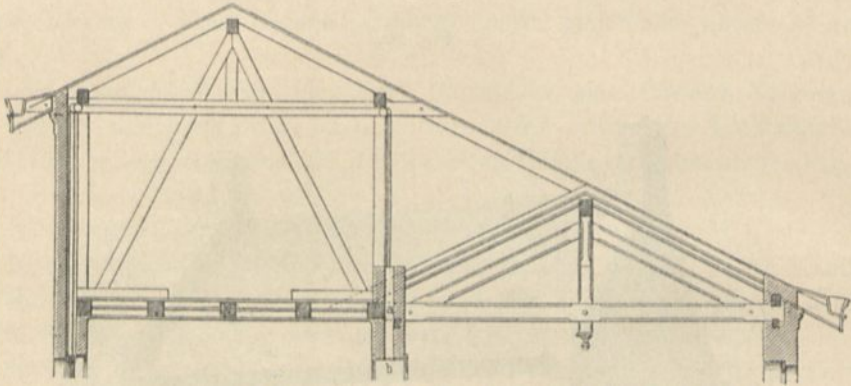
²⁰⁾ Facf.-Repr. nach: VIOLLET-LE-DUC, E. & F. NARJOUX. *Habitations modernes.* Paris 1875-77. Pl. 89.

Fig. 22.



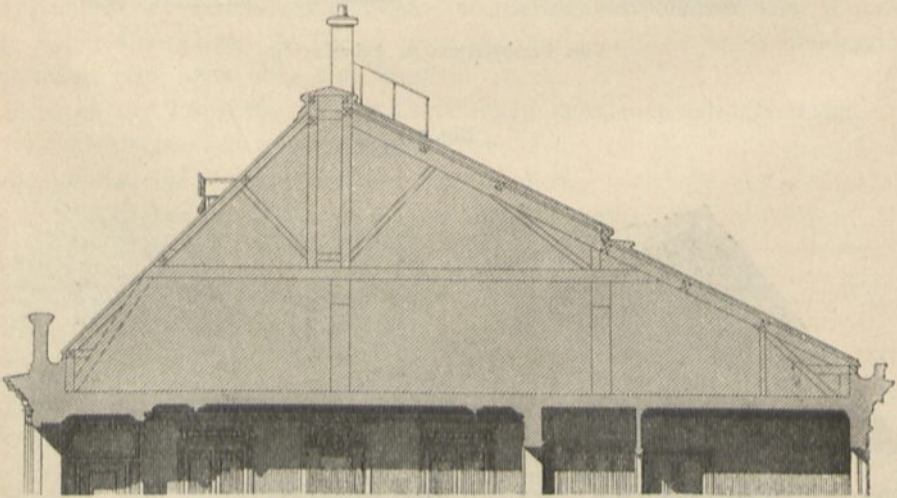
Vom Châlet *Tobler* zu Zürich ²¹⁾.
 $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Fig. 23.



Vom Hölirgebäude der Land-Irren-Anstalt zu Neustadt-Eberswalde ²²⁾.
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Fig. 24.



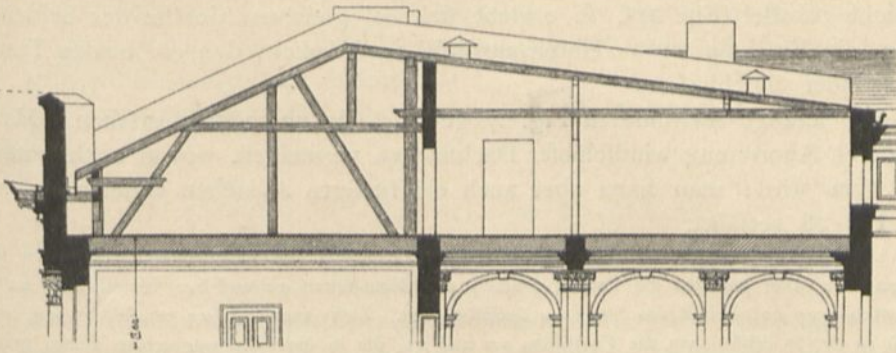
Von einem Privathaus zu Paris ²³⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

²¹⁾ Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1892, Taf. 6.

²²⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 6.

²³⁾ Facf.-Repr. nach: VIOLET-LE-DUC & NARJOUX, a. a. O., Pl. 186.

Fig. 25.

Vom Kaiserhof zu Berlin²⁴⁾. $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Die Bortkanten derartiger Satteldächer schliessen entweder mit ihren Giebeln ab (Fig. 20¹⁹⁾), oder sie sind ausserhalb der letzteren gelegen (Fig. 21²⁰⁾), so dass die Dachflächen über die Giebel vorstehen.

Das niedrige Satteldach der antiken Tempel wird wohl auch Adlerdach genannt. Bildet der Querschnitt eines Satteldaches ein gleichseitiges Dreieck, so bezeichnete man es in früheren Zeiten als altfranzösisch. Ist die Höhe dieses Dachquerschnittes seiner Grundlinie gleich, so hiess es altdeutsch; war diese Höhe der halben Grundlinie gleich, so nannte man es neudeutsch oder Winkeldach. Ist endlich die Höhe des Dachquerschnittes grösser als seine Grundlinie, so entstand das altgothische Dach.

Die unsymmetrische Anordnung von Satteldächern wird in verschiedener Weise durchgeführt:

15.
Unsymmetrische
Satteldächer.

a) Die beiden Dachflächen haben gleiche Neigung; beide Dachfüsse sind gleich hoch gelegen; doch sind die das Dach hauptsächlich tragenden Constructionstheile unsymmetrisch angeordnet (Fig. 22²¹⁾).

b) Die beiden Dachflächen haben gleiche Neigung; die Dachfüsse hingegen sind in verschiedener Höhe gelegen (Fig. 23²²⁾).

c) Die beiden Dachflächen haben ungleiche Neigung; die Dachfüsse jedoch liegen in gleicher Höhe (Fig. 24²³⁾). In diese Gruppe von Satteldächern gehören vor Allem die noch unter ϵ zu besprechenden Säge- oder *Shed*-Dächer.

d) Die beiden Dachflächen haben ungleiche Neigung, und die beiden Dachfüsse liegen nicht in derselben Höhe (Fig. 25²⁴⁾).

Bildet der Grundriss eines Satteldaches ein Rechteck, so ist der First xy (Fig. 26) desselben eine wagrechte Linie; sonst ist sie eine geneigte Gerade, und zwar fällt dieselbe nach dem schmaleren Theile des Gebäudes. Die Dachausmittlung besteht im ersteren Falle nur im Auffuchen der Firstlinie xy (Fig. 26), welche zu den beiden Trauflinien ab und dc parallel läuft und bei gleicher Neigung der beiden Dachflächen

16.
First.

Fig. 26.

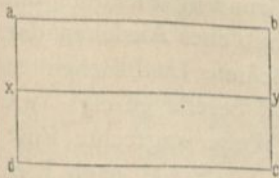


Fig. 27.

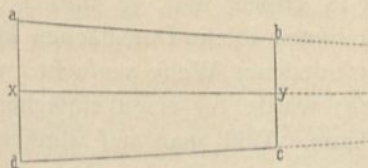
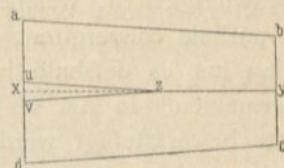


Fig. 28.



24) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1877, Bl. 21.

die Mittellinie des Grundrifs-Rechteckes bildet. Sind die beiden Trauflinien ab und dc nicht parallel (Fig. 27), so ergibt sich bei gleichem Gefälle der beiden Dachflächen die Firflinie xy als Halbierungslinie des Winkels, den die beiden Trauflinien mit einander einschließen.

Die schräge Firflinie in Fig. 27 gewährt ein unschönes Ansehen. Man kann dies durch Anordnung windschiefer Dachflächen vermeiden, wovon noch unter β die Rede sein wird; man kann aber auch ein besseres Aussehen erzielen, wenn man nach Fig. 28 verfährt.

Die Neigung der beiden über trapezförmigem Grundrifs sich erhebenden Dachflächen ist gleich angenommen; daher halbiren die Punkte x und y die Giebelseiten ad und bc . Man halbirt im Punkte z die Firflinie xy und behält das Stück yz derselben bei. Zieht man nun uz parallel zu ab , so wie vz parallel zu dc , so erhält man die Firflinien zu und zv , die in derselben wagrechten Ebene gelegen sind und sich an die Firflinie yz unmittelbar anschließen. An den beiden Langfronten des Gebäudes erscheinen alsdann symmetrisch gebrochene Firflinien. Das im Grundrifs übrig bleibende Dreieck uzv bildet man als Plattform oder als halbes flaches Zeldach aus.

β) Satteldächer mit windschiefen Dachflächen.

Will man bei einer Grundrifsfigur, deren beide Langseiten ab und dc (Fig. 29 u. 30) einander nicht parallel sind, eine wagrechte Firflinie xy erzielen, so muß man eine oder auch beide Dachflächen windschief ausbilden. Man zieht es in der

Fig. 29.

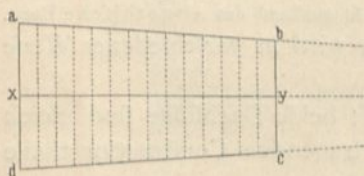


Fig. 30.

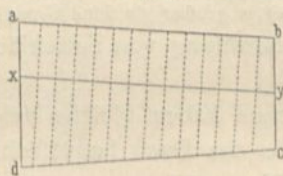
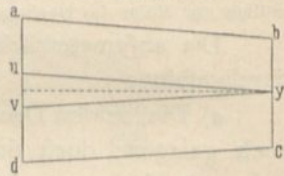


Fig. 31.



Regel vor, nur eine der Dachflächen windschief auszuführen, um die technischen Schwierigkeiten thunlichst herabzumindern.

Liegt die Firflinie xy (Fig. 30) parallel zu einer der Trauflinien, z. B. zu ab (in der Regel die Hauptfront des Gebäudes), so ist die Dachfläche $abyx$ eine Ebene, die Dachfläche $dcyx$ dagegen windschief. Würde man hingegen die Firflinie xy (Fig. 29) so anordnen, daß sie den von den beiden Seiten ab und dc eingeschlossenen Winkel halbirt, so ergäben sich zwei windschiefe Dachflächen.

Die Erzeugenden der windschiefen Dachflächen legt man, gleichgiltig ob eine oder zwei derartige Flächen vorhanden sind, am besten senkrecht zur Firflinie (Fig. 29 u. 30), so daß die Dachbinder lothrechte Ebenen bilden, welche senkrecht zur Firflinie stehen. Alsdann ist der Querschnitt des Daches ein Dreieck und die Sparren sind gerade Balken.

Windschiefe Dachflächen bereiten für viele Dachdeckungsarten technische Schwierigkeiten, welche um so größer sind, je stärker im Grundrifs Firflinie und Trauflinie convergiren; auch bieten solche Dachflächen kein hübsches Aussehen dar. Man hat es deshalb in verschiedener Weise versucht, windschiefe Dachflächen zu vermeiden. In Art. 16 (S. 14) wurde für einen einfachen Fall bereits gezeigt, wie dies bewerkstelligt werden kann. Will man auf ähnlichem Wege wagrechte Firflinien erzielen, so braucht man nur den Brechpunkt z in Fig. 28 (S. 13) nach y zu verschieben, d. h. man ordnet, vom Halbierungspunkt y der schmaleren Giebelseite

17.
Gestaltung.

18.
Vermeidung
windschiefer
Dachflächen.

ausgehend, zwei wagrechte Firflinien yu und yv (Fig. 31) an; alsdann ist yu parallel zu ab und yv parallel zu dc , und es ergeben sich zwei ebene Dachflächen. Die Dreiecksfigur uyv wird entweder als Plattform ausgebildet, oder es wird über derselben ein flaches halbes Zeldach errichtet.

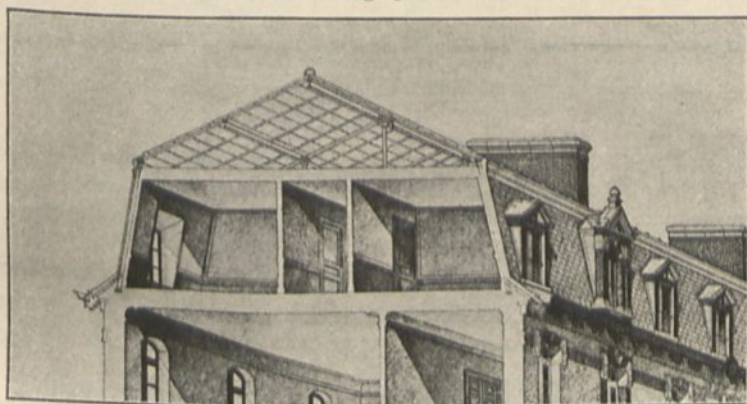
Unter b werden einige andere Verfahren, windschiefe Flächen zu vermeiden, gezeigt werden.

γ) Satteldächer mit gebrochenen Dachflächen.

Aus verschiedenen Gründen und auch in verschiedener Weise hat man die beiden Dachflächen eines Satteldaches mehrfach aus zwei, in einigen Fällen sogar aus einer noch größeren Zahl von Ebenen zusammengesetzt. Am häufigsten kommt wohl das sog. Mansarden-Dach (Fig. 32²⁵) vor, bei dessen Dachflächen die oberen (dem First zunächst gelegenen) Theile flacher sind, als die unteren, die also aus steilem Unterdach und flachem Oberdach bestehen. Der Querschnitt eines Mansarden-Daches ist sonach, wie derjenige eines Drempeldaches (siehe Art. 14, S. 10) ein Fünfeck (Trapez mit darüber gesetztem gleichschenkeligem Dreieck).

19.
Mansarden-
Dächer.

Fig. 32.



Vom Collège Sainte-Barbe zu Paris²⁵).

Die größte zulässige Höhe der Gebäude ist in unseren Städten meist durch baupolizeiliche Bestimmungen begrenzt. Um über derselben noch ein bewohnbares Geschloß zu ermöglichen, erfand angeblich *Mansard* die nach ihm benannte Dachform, welche sich bald von Frankreich auch in die Nachbarländer verbreitete. Der wirkliche Erfinder dieser Dachform war *Mansard* keineswegs; denn *de Clagny* hat sie schon vor ihm angewendet.

Die Neigung der beiden Ebenen, aus denen jede Dachfläche zusammengesetzt ist, mithin auch die Querschnittsform der Mansarden-Dächer, ist ziemlich verschieden gebildet worden; im Folgenden sind einige wichtigere Verfahren angegeben.

a) Nach *Mansard*'s Vorschrift soll der Querschnitt des Daches ein halbes, über Ecke gestelltes regelmäßiges Achteck $abxcd$ bilden (Fig. 33), so daß also der über der Gebäudetiefe ad geschlagene Halbkreis in den Punkten b , x und c in 4 gleiche Theile getheilt wird; die Ebenen ab und cd des Unterdaches sind alsdann unter $67\frac{1}{2}$ Grad, die Ebenen bx und xc des Oberdaches unter $22\frac{1}{2}$ Grad zur Wagrechten geneigt.

b) Die deutschen Baumeister um 1770 konstruirten den Dachquerschnitt nach Fig. 34 derart, daß die Ebenen ab und cd des Unterdaches unter 60 , die Ebenen bx und cx des Oberdaches unter 30 Grad zur Wagrechten geneigt waren. Sie wollten hierdurch einerseits erreichen, daß auf dem Oberdach das

²⁵) Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1883, Pl. 849—850.

Wasser besser ablaufe und auf dem Unterdach der Schnee besser liegen bleibe, um die nahe am Gebäude Verkehrenden weniger zu gefährden; andererseits wurde diese Form für die statisch günstigste gehalten, weil die Sparren eines Dachbinders ohne weitere Verbindung in den Kreuzungspunkten sich gegenseitig das Gleichgewicht hielten.

Bei dieser, wie bei der vorhergehenden Querschnittsform hat das Dach die halbe Gebäudetiefe ($ae = ed$) zur Höhe (ex). Schlägt man über ad einen Halbkreis und theilt man diesen in bekannter Weise in den Punkten 1, 2, 3, 4 und 5 in 6 gleiche Theile, so erhält man durch die Sehnen $a2$ und $d3$ die

Begrenzungen des Unterdaches und in den Sehnen $x1$ und $x4$ jene des Oberdaches; die Brechpunkte b und c zwischen Ober- und Unterdach ergeben sich alsdann von selbst.

c) Nach Gilly (Fig. 35) nehme man die Höhe bf (des Manfarden-Geschoffes) nach Bedarf an, mache $af = \frac{bf}{3}$ und ziehe das Loth fb ; alsdann erhält man im Schnittpunkt b des letzteren mit der Wagerechten den Brechpunkt auf der einen Seite des Daches und in gleicher Weise auf der anderen Dachseite den Brechpunkt c . Macht man endlich die Höhe des Oberdaches $xg = \frac{bc}{3}$, so giebt der Punkt x die Höhenlage des Dachfirstes an.

d) Im Allgemeinen dürfte fest zu halten sein, daß das Aussehen eines Manfarden-Daches ein günstiges ist, so lange die Kanten b , x und c (Fig. 36) auf dem über der Gebäudetiefe ad geschlagenen Halbkreise gelegen sind; kleine Abweichungen hiervon thun keinen Eintrag; durch größere Abweichungen gelangt man in der Regel zu einer ungeschönen Dachform.

Im Uebrigen sind der Zweck, dem der Hohlraum des Unterdaches dienen soll, und das beabsichtigte Dachdeckungsmaterial nicht selten von großem Einfluß auf die zu wählende Querschnittsform. Soll das Oberdach mit Holzcement eingedeckt werden, so erhält es nur wenig geneigte Dachflächen.

Auch Pultdächer (siehe Art. 12, S. 10, unter α) können nach Art der Manfarden-Dächer gestaltet werden, indem man in Fig. 33 bis 36 die eine, links oder rechts von der Lothrechten ex gelegene Dachhälfte als Querschnittsform wählt.

Es war feither nur von im Querschnitt symmetrisch gestalteten Manfarden-Dächern die Rede, und thatsächlich sind diese auch die allerhäufigsten. Indefs kann die Raumgestaltung im Inneren des betreffenden Gebäudes oder es können andere Gründe in manchen Fällen zu unsymmetrischen Anordnungen führen. So zeigt Fig. 37²⁶⁾ ein Manfarden-Dach, bei welchem der Dachfuß auf der einen Seite höher, als auf der anderen gelegen ist.

Es fehlt aber auch nicht an Ausführungen, bei denen die eine Dachhälfte nach Art der Manfarden-Dächer, die andere wie ein gewöhnliches Satteldach gestaltet ist (Fig. 38 u. 39^{27) u. 28)}).

Eine den Manfarden-Dächern gewissermaßen entgegengesetzte Form haben diejenigen Satteldächer, bei denen zu beiden Seiten des Firstes steilere Dachflächen angeordnet sind, als in den übrigen Theilen derselben. Meist geschieht dies in

Fig. 33.

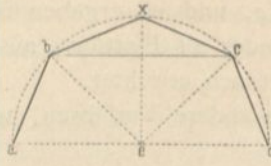


Fig. 34.

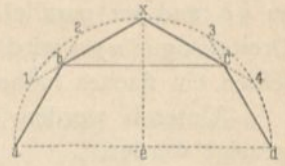


Fig. 35.

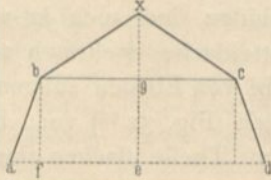
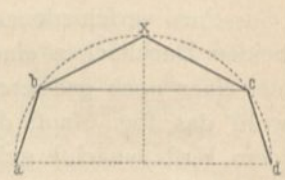


Fig. 36.



20.
Unsymmetrische
Anlagen.

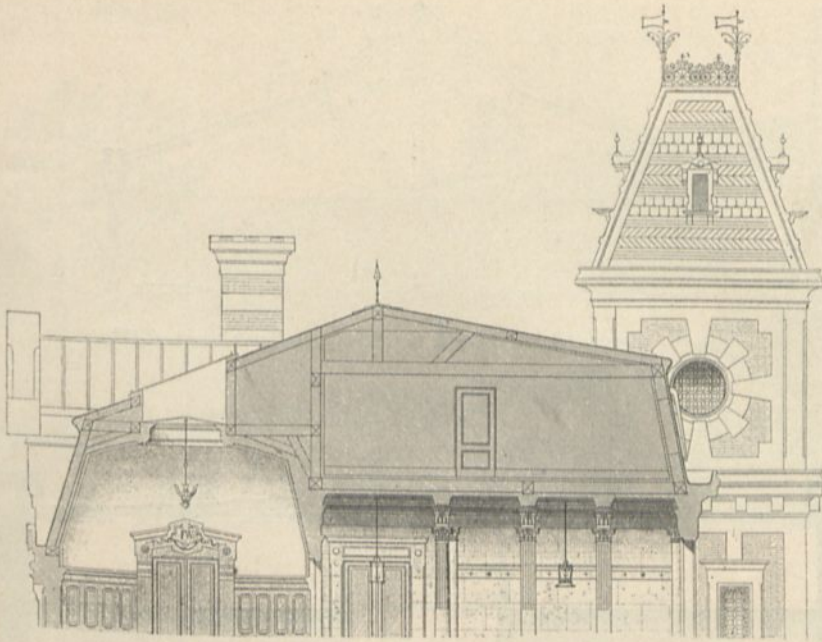
21.
Satteldächer
mit steilem
Oberdach
und flachem
Unterdach.

26) Facf.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1868, Pl. 35.

27) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1882, Pl. 55.

28) Facf.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1873, Pl. 18.

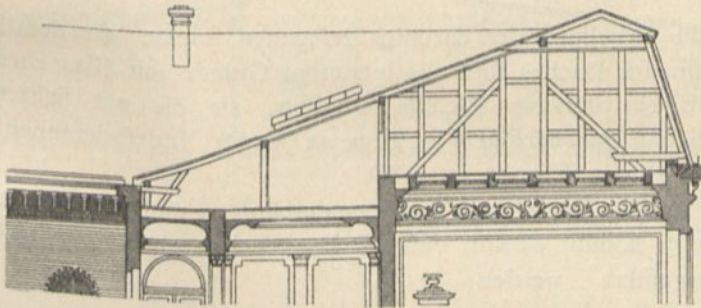
Fig. 37.



Von einem Künstlerheim zu Paris²⁶⁾.

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

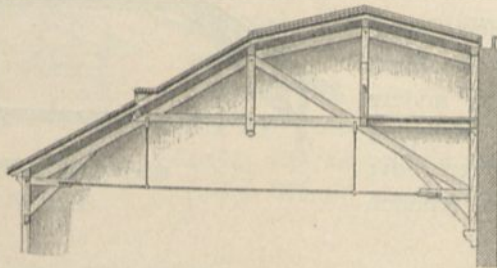
Fig. 38.



Vom Kreishaus zu Wittenberg²⁷⁾.

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

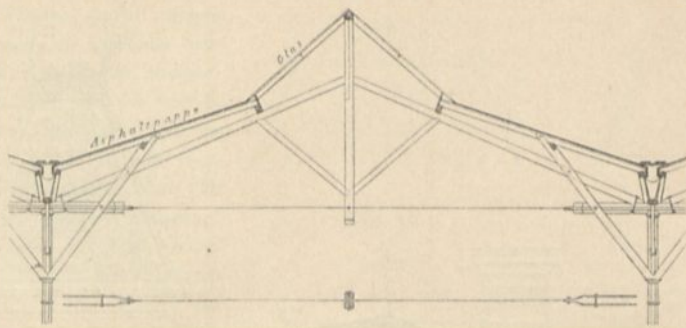
Fig. 39.



Vom Dépôt des ponts et chaussées zu Paris²⁸⁾.

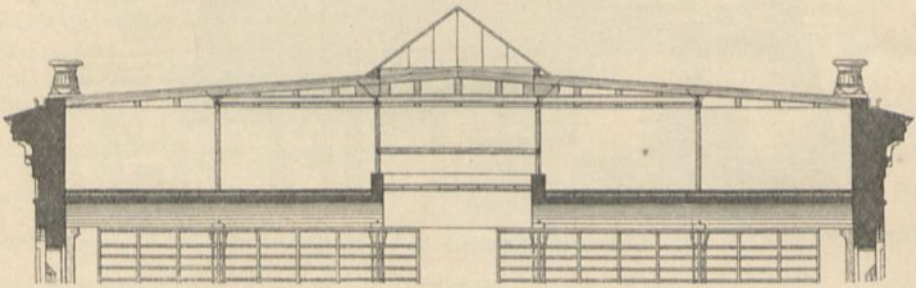
$\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 40.



Von der Norddeutschen Fabrik für Eisenbahn-Betriebsmaterial²⁹⁾.

Fig. 41.



Von der Universitäts-Bibliothek zu Halle a. S.³⁰⁾.

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

Rückficht auf die Erhellung der darunter gelegenen Räume; die dem Firft zunächst gelegenen Theile des Daches find aus letzterem Grunde mit Glas einzudecken und müffen defhalb ein stärkeres Gefälle erhalten, als die mit lichtundurchläffiger Deckung verfehenen Dachflächen (Fig. 40 u. 41²⁹⁾ u. ³⁰⁾). Indefs kommen auch andere Anlagen dieser Art vor (Fig. 42 u. 43³¹⁾).

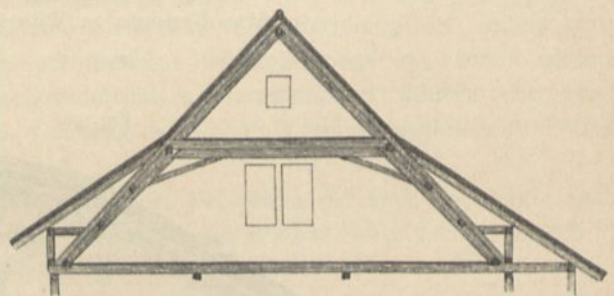
22.
Mehrfach
gebrochene
Dachflächen.

Verhältnißmäffig felten, und auch nur durch den Sonderzweck des betreffenden Gebäudes bedingt, kommt es vor, dafs die Dachflächen eines Satteldaches mehrfach gebrochen ausgeführt werden; auch in folchen Fällen find in der Regel die Erhellungsverhältniffe des darunter befindlichen Raumes ausfchlaggebende, wie z. B. in Fig. 44.

23.
Satteldächer
mit
Auffätzen.

Um den unter einem Satteldach gelegenen Raum im Firft lüften, um Rauch und andere Gafe aus diefem Raume rafch und genügend einfach abführen oder um letzteren genügend erhellen

Fig. 42.



Querschnitt zu Fig. 43³¹⁾.

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

²⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1871, Bl. 52.

³⁰⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf. 1885, Bl. 49.

³¹⁾ Facf.-Repr. nach: GLADBACH, E. Charakteriftifche Holzbauten der Schweiz etc. Berlin 1889-93. Bl. 7, 8.

Fig. 43.

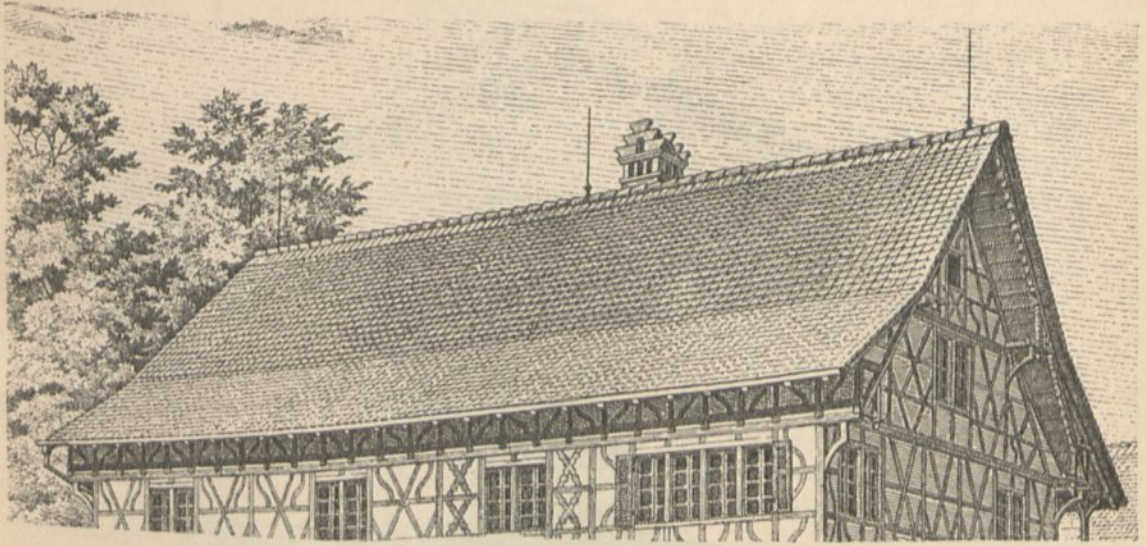
Vom Haus »Zum Hirschchen« zu Marthalen³¹⁾.

Fig. 44.

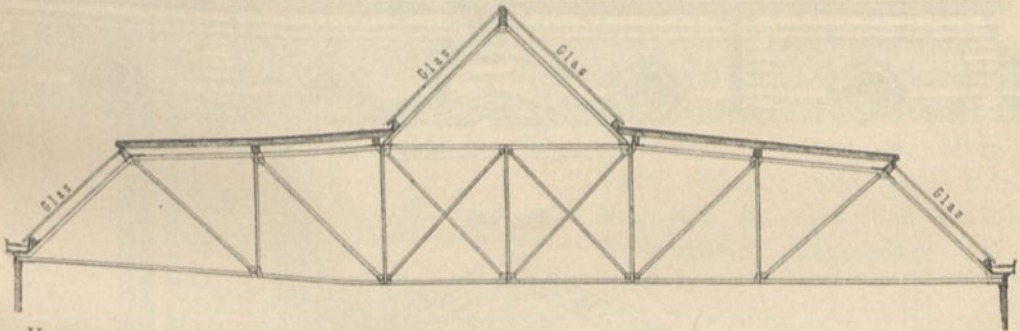
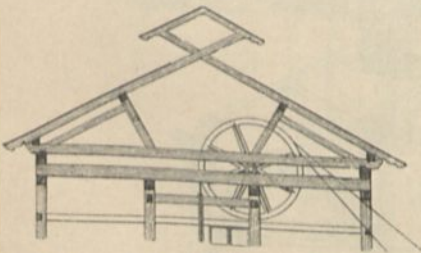
Von der Schreinerwerkstätte der Wagenfabrik in der *Harkorf'schen* Fabrik zu Duisburg-Hochfeld. $\frac{1}{125}$ n. Gr.

Fig. 45.

Von der Kaue des Spitzberg-Tunnels³²⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

zu können, wird dasselbe nicht selten mit einem Auffatz, wohl auch Laterne (im Besonderen Firsflaterne) oder Dachreiter genannt, versehen. Ein solcher Dachaufsatz ist nichts Anderes, als ein schmales, lang gestrecktes Satteldach, welches im Firscht des Hauptdaches aufgesetzt ist, und zwar entweder nach Art von Fig. 45³²⁾ oder in der Weise, wie Fig. 46³³⁾ u. 47³⁴⁾ dies zeigen; in letzterem Falle sind lothrechte Wände, die häufig durchbrochen sind und

³²⁾ Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1873, Bl. 33.

³³⁾ Facf.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1870, Pl. 45.

³⁴⁾ Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1883, Pl. 912.

Fig. 46.

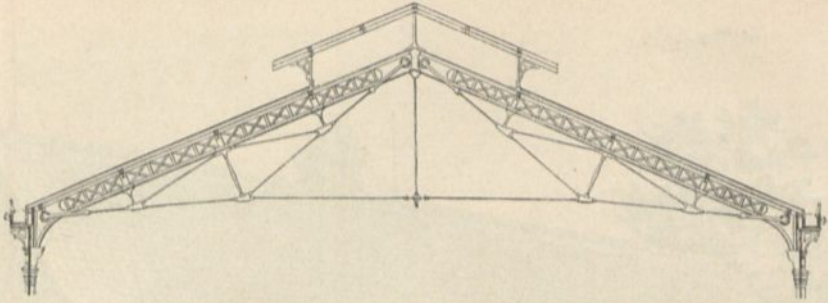
Von der Markthalle zu Paris-Grenelle³³⁾.

Fig. 47.

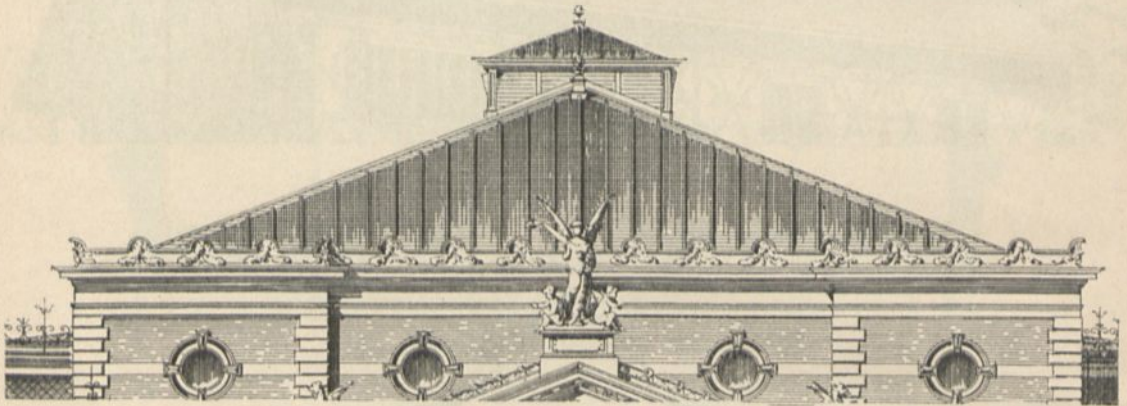
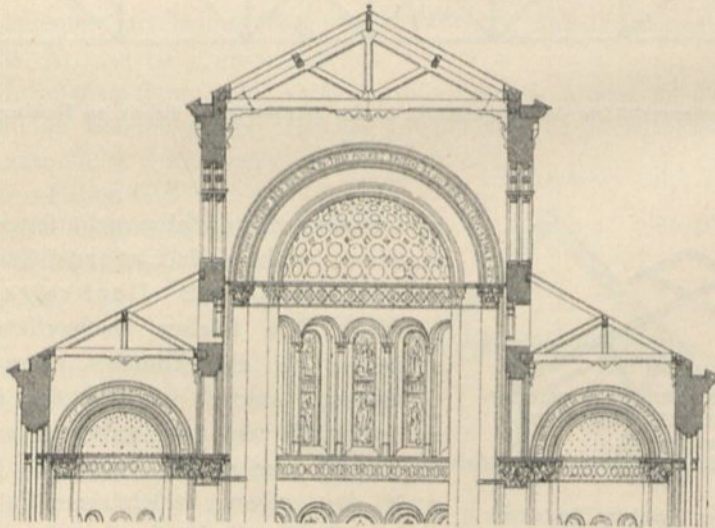
Vom Theater zu Rotterdam³⁴⁾.

Fig. 48.

Von einer Kirche zu Wilton³⁵⁾.

1/200 n. Gr.

³⁵⁾ Facf.-Repr. nach: Allg. Bauz. 1849, Bl. 246.

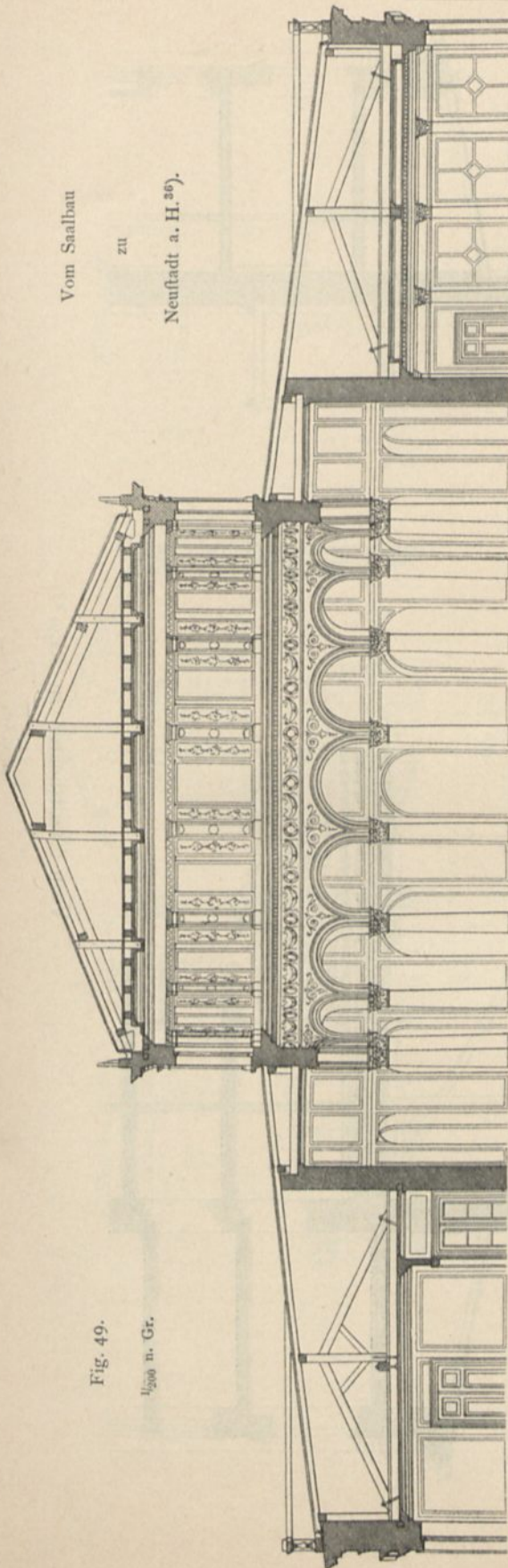


Fig. 49.

1/200 n. Gr.

Vom Saalbau

zu

Neustadt a. H.³⁶⁾.

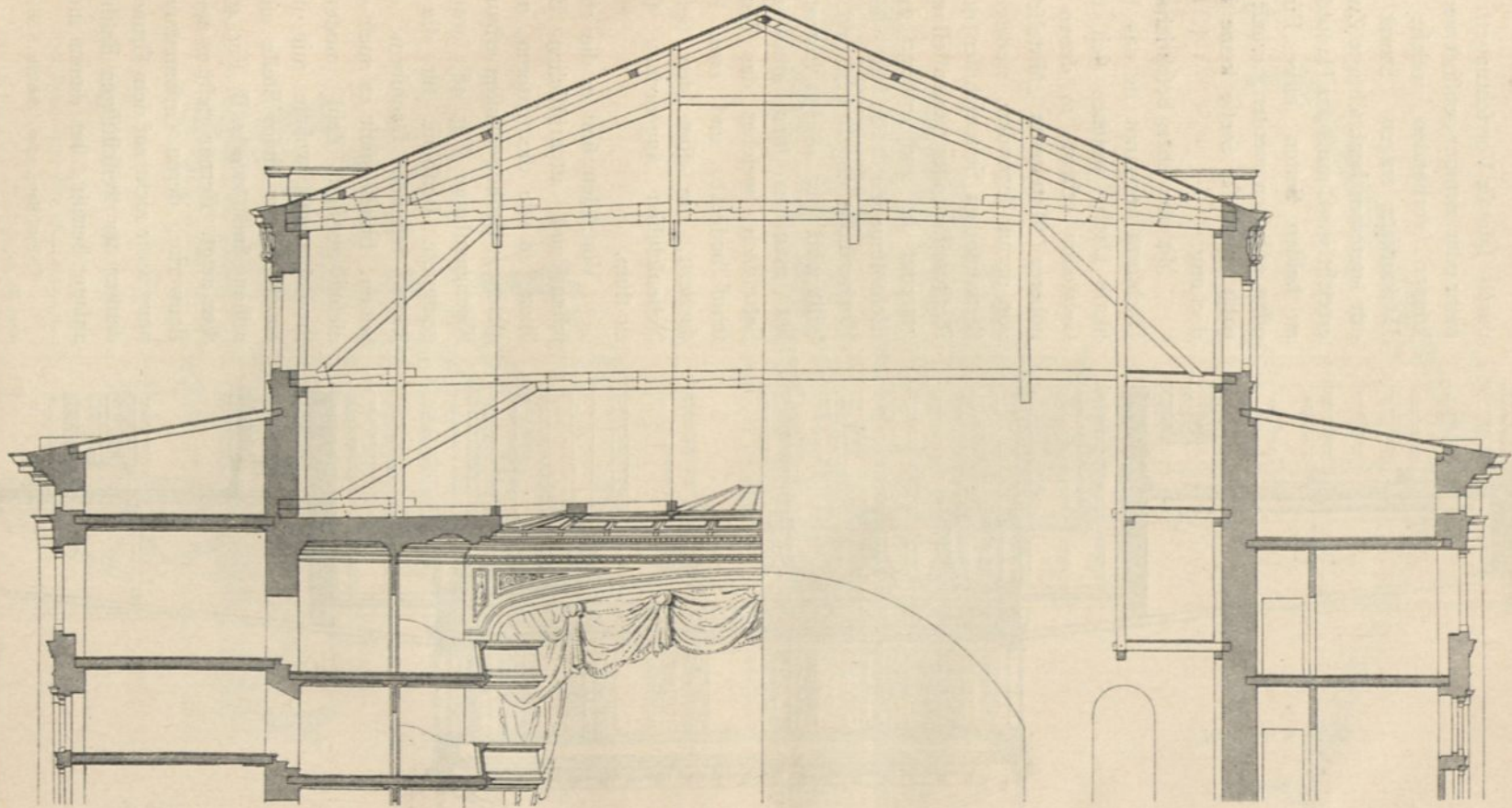
durch Jalousie-Vorrichtungen etc. mehr oder weniger geöffnet werden können, vorhanden, welche den Dachaufsatz tragen. Damit der mit letzterem beabsichtigte Zweck erreicht wird, muß das Hauptdach zu beiden Seiten seines Firftes offen gehalten werden, erhält sonach an dieser Stelle keine Eindeckung.

Mit der eben beschriebenen Dachform verwandt ist das basilikale Dach, welches sich über Gebäuden erhebt, in denen ein höherer Mittelraum (Mittelschiff) von daran liegenden, niedrigeren Seitenräumen (Seitenschiffen) durch Pfeilerreihen oder Säulenstellungen getrennt ist und ersterer durch Lichtöffnungen, die in seinen Hochwänden angebracht sind, erhellt wird (Fig. 48³⁵⁾. Eigentlich hat man es hier mit einem Satteldach, welches das Mittelschiff bedeckt, und zwei Pultdächern, die über den beiden Nebenschiffen angeordnet sind, zu thun.

Vor Allem sind es die römischen und altchristlichen Basiliken, so wie die späteren, nach gleichem Grundgedanken erbauten Kirchenanlagen (Fig. 48), welche geeignete Beispiele für die in Rede stehende Dachform darbieten. Indefs gibt es auch eine nicht geringe Zahl moderner Profanbauten, welche mit ihrer Dachform an dieser Stelle einzureihen sind, wie z. B. Fig. 49³⁶⁾ dies zeigt. Ferner gibt es neuere Bauwerke, deren Gefammtanordnung zwar nicht auf dem Grundgedanken der dreischiffigen Basilikalanlage beruht, bei denen indefs

³⁶⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Baukde. 1879, Bl. 10.

Fig. 50.



Vom Stadttheater zu Riga ³⁷⁾.

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

Fig. 51.

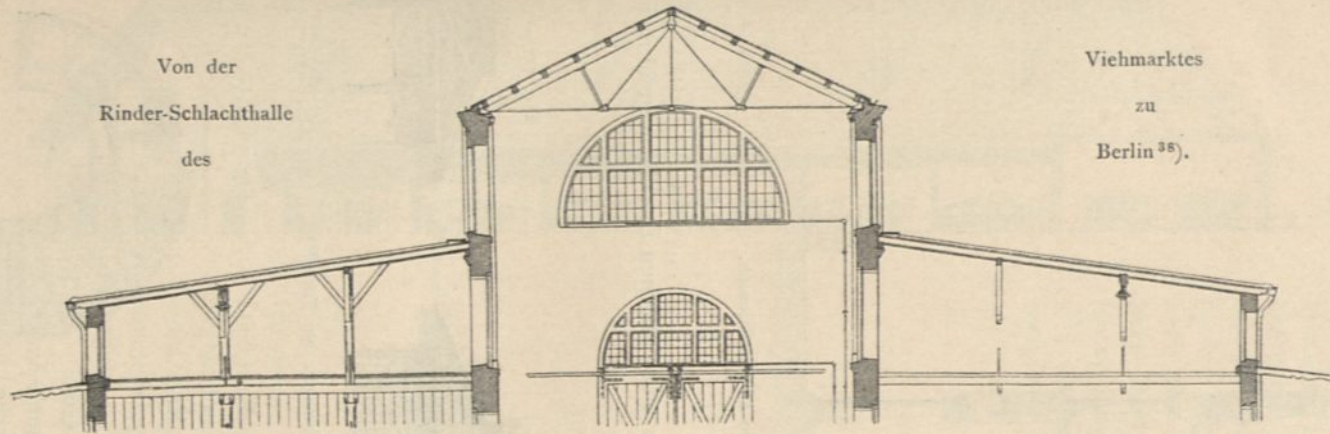
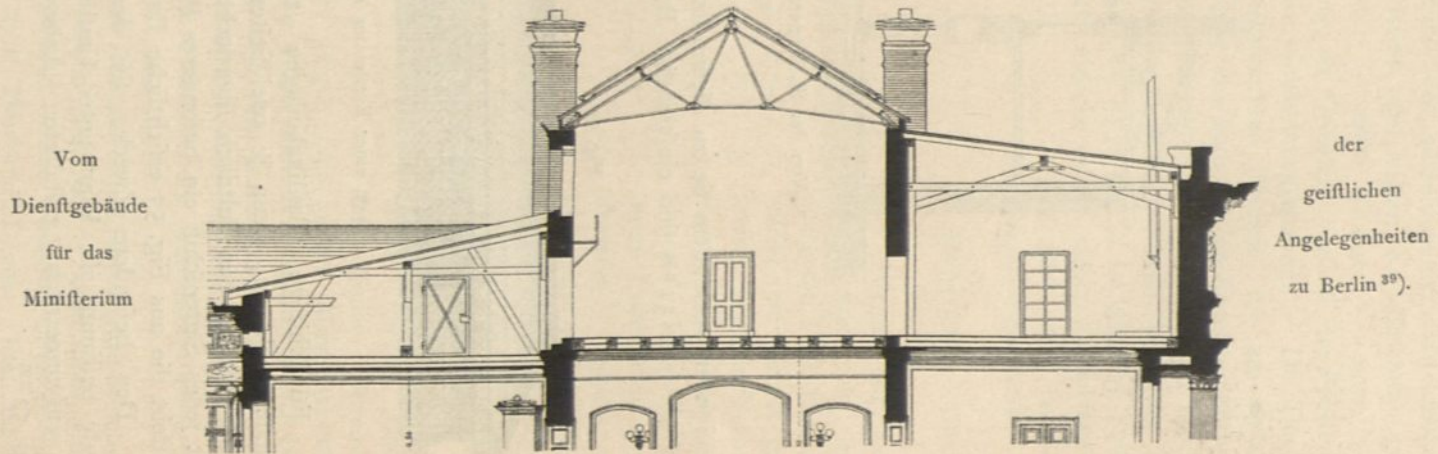
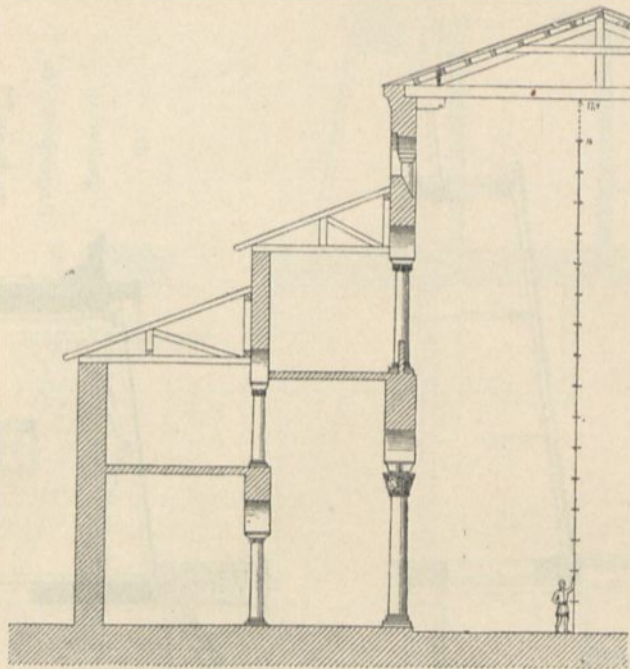


Fig. 52.



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

Fig. 53.



Von der St. Demetrius-Kirche zu Theffalonich.

 $\frac{1}{250}$ n. Gr.

der Sonderzweck, dem sie zu dienen haben, zu einer gleichen Dachform geführt hat; Fig. 50³⁷⁾ u. 51³⁸⁾ sind einschlägige Beispiele.

Fig. 54.

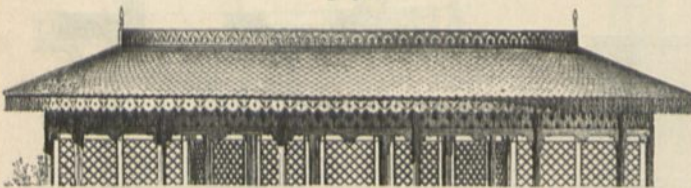
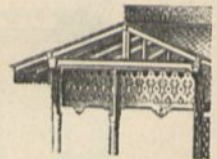
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

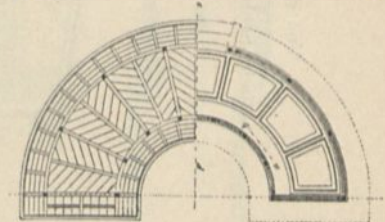
Fig. 55.

Von einer Exedra im Bois de Boulogne bei Paris³⁹⁾.

Fünfschiffige Basilikananlagen zeigen die gleiche Dachform, wenn je zwei Seitenschiffe mit einem gemeinsamen Pultdach überdeckt sind. Erhält jedes Seitenschiff ein besonderes Pultdach, so entsteht die aus Fig. 53 ersichtliche Dachform.

Der besondere Zweck, für den ein Gebäude bestimmt ist, kann unter Umständen auch zu unsymmetrisch gestalteten Anlagen führen (Fig. 52³⁹⁾).

Fig. 56.

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

³⁷⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 33.

³⁸⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf. 1872, Bl. 16.

³⁹⁾ Facf.-Repr. nach: DALY, C. *L'architecture privée au XIX^{me} siècle*. Section 3. Paris 1876-77. Pl. 20.

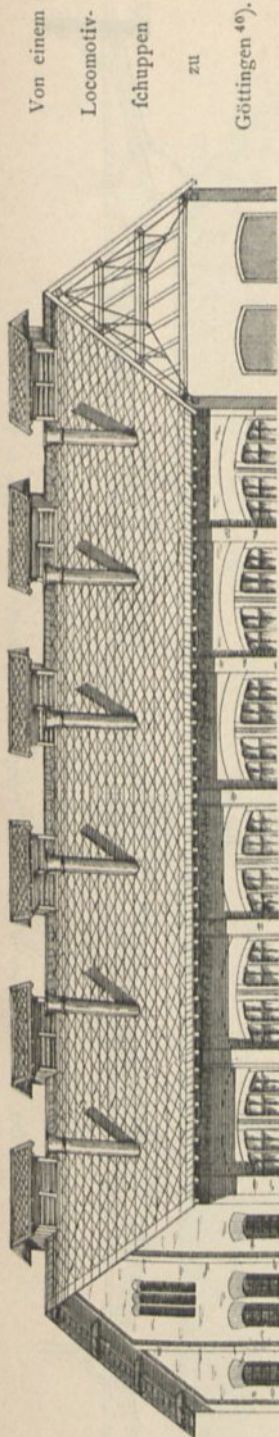
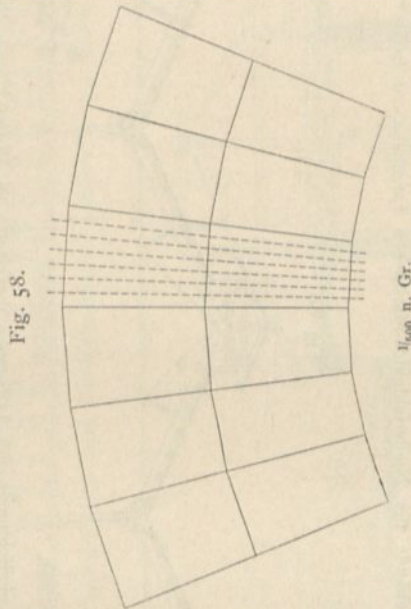


Fig. 57.

 $\frac{1}{250}$ n. Gr.

Wenn das zu überdachende Gebäude im Grundriss ringförmig oder nach einem Ringabschnitt gestaltet ist, so bildet die Firflinie des aufzufetzenden Satteldaches eine nach einem Kreis oder einem Kreisabschnitt gekrümmte Linie oder — noch häufiger — einen gebrochenen Linienzug; im Grundriss verläuft die Firflinie concentrisch zu den Gebäudebegrenzungen. Die Dachbinder liegen in lothrechten Ebenen, die am besten nach dem Mittelpunkt des betreffenden Kreisabschnittes, bzw. Polygonzuges convergiren, und die beiden Dachflächen gehören entweder Kegelflächen oder Pyramiden an (Fig. 54 bis 56³⁹⁾, so wie 57 u. 58⁴⁰⁾; im letzteren Falle entspricht jeder Gebäudeecke in der äußeren Dachfläche im Grat und in der inneren eine Kehle.

25.
Ringförmige
Satteldächer.

2) Mehrfache Satteldächer.

26.
Paralleldächer.

Wenn ein Gebäude eine sehr bedeutende Tiefe hat, so würde ein darauf gesetztes Satteldach eine sehr große Höhe erhalten. Dies bietet unter Umständen constructive Schwierigkeiten dar oder bedingt doch wesentliche Mehrkosten; in anderen Fällen wird die Erwärmung des unter einem solchen Dach befindlichen Raumes schwierig, oder es zeigen sich andere Mifslichkeiten. Diesen Uebelfänden kann man in einfacher Weise begegnen, wenn man über dem betreffenden Gebäude statt eines einzigen Satteldaches eine Reihe von parallel neben einander gelegenen Satteldächern anordnet; dadurch entstehen die Paralleldächer.

Hierzu können schmale Satteldächer gewöhnlicher Form verwendet werden (Fig. 59⁴¹⁾, oder man setzt solche mit Dachaufätzen neben einander (Fig. 60⁴²⁾; man kann aber auch Mansarden-Dächer (Fig. 62⁴³⁾

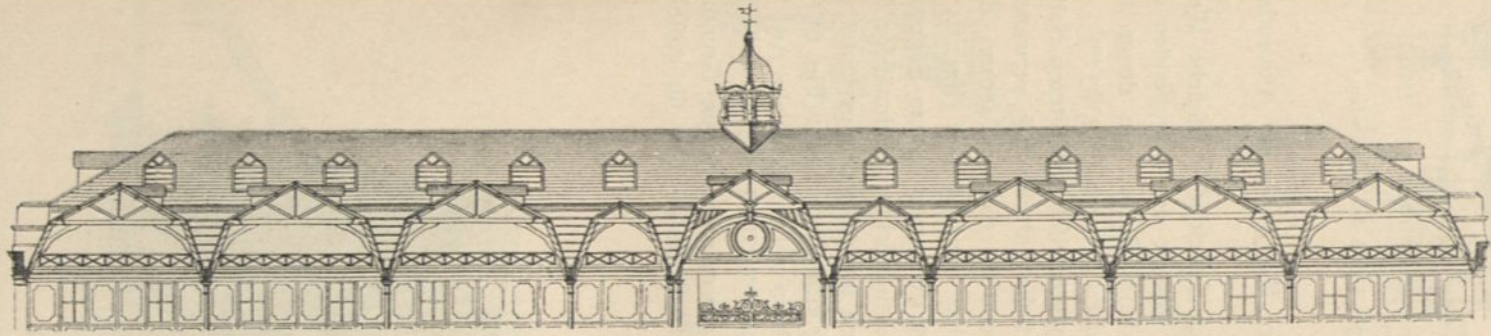
40) Facf.-Repr. nach: Zeitchr. f. Bauw. 1885, Bl. 60.

41) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1871, Bl. 67.

42) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1885, Bl. 66.

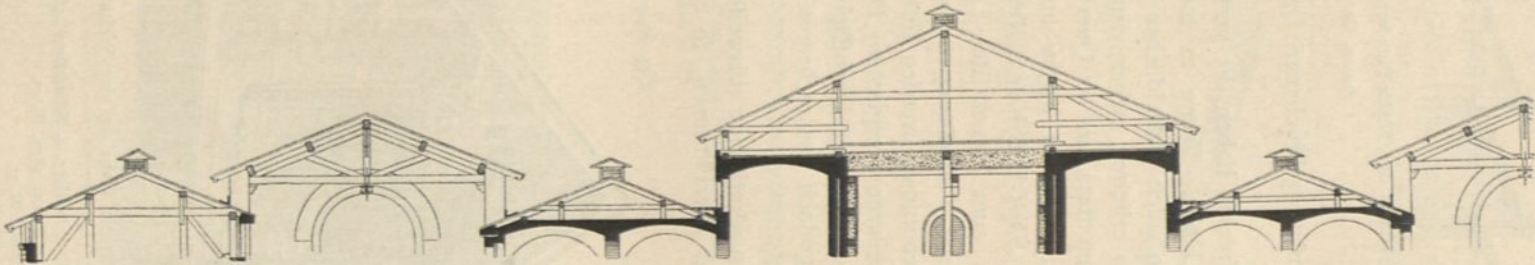
43) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1881, Bl. 47.

Fig. 62.



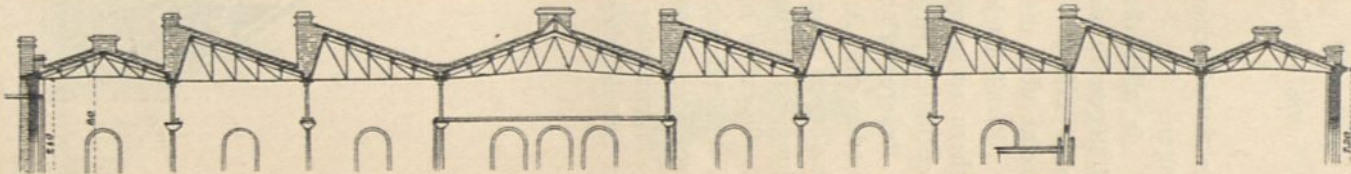
Vom Central-Fleisch- und Geflügelmarkt zu London⁴³⁾. — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 63.



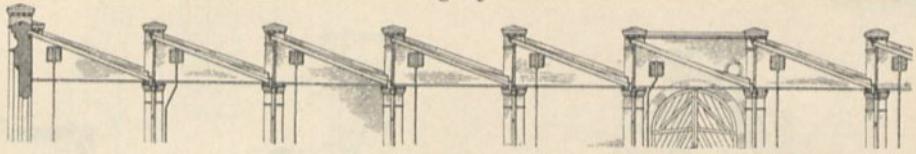
Von einer Schlachthalle im Schlachthof zu Budapest⁴⁵⁾. — $\frac{1}{300}$ n. Gr.

Fig. 64.



Von der Locomotiv-Reparatur-Werkstätte auf dem Bahnhof zu Buckau⁴⁶⁾. — $\frac{1}{400}$ n. Gr.

Fig. 65.



Von der Reparatur-Werkstätte der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eifenbahn zu Potsdam⁴⁷⁾.

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

oder Satteldächer mit anders gebrochenen Dachflächen (Fig. 61⁴⁴⁾ zur Anwendung bringen.

In allen diesen Beispielen haben die verschiedenen Satteldächer gleiche Weite und liegen in derselben Höhe. Wenn es indess der Zweck des betreffenden Gebäudes erfordert, können auch Satteldächer verschiedener Form, von denen sich einzelne über die anderen erheben, neben einander gefetzt werden (Fig. 63⁴⁵⁾.

27.
Sägedächer.

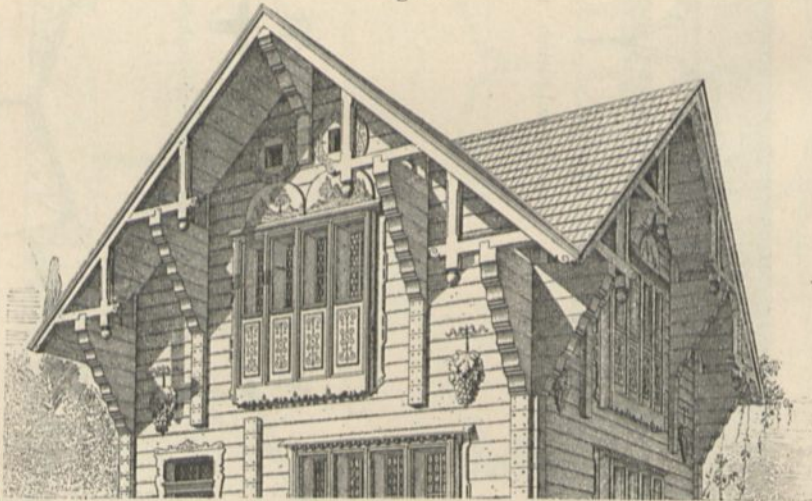
Paralleldächer werden stets aus im Querschnitt symmetrisch gestalteten Satteldächern zusammengesetzt. Werden hierzu unsymmetrische Satteldächer verwendet, so entstehen Säge- oder *Shed*-Dächer. Kennzeichnend für diese ist ferner, daß die steileren Dachflächen zum Zweck des Lichteinfallcs verglast sind (Fig. 64⁴⁶⁾. Erfordern die Arbeiten und Verrichtungen, welche in den unter einem Sägedach befindlichen Raume vorgenommen werden sollen, eine thunlichst gleichmäßige Erhellung, so werden die steileren (verglasten) Dachflächen nach Norden gerichtet.

Bisweilen hat man die steileren Dachflächen völlig lothrecht gestellt (Fig. 65⁴⁷⁾; alsdann fetzt sich das Sägedach aus mehreren Pultdächern zusammen (siehe Art. 11, S. 10).

28.
Kreuzdächer.

Wenn über einem quadratischen (bisweilen über einem rechteckigen) Grundriß zwei Satteldächer einander durchkreuzen, so entsteht das Kreuzdach; für dasselbe

Fig. 66.



Vom Tiroler Haus auf der Weltausstellung zu Paris⁴⁸⁾.

44) Facf.-Repr. nach: Organ f. d. Fortschr. d. Eifenbahnw. 1882, Taf. XIX.

45) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1875, Bl. 55.

46) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1887, Bl. 37.

47) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1871, Bl. 23.

48) Facf.-Repr. nach: *Revue gin. de l'arch.* 1869, Pl. 13.

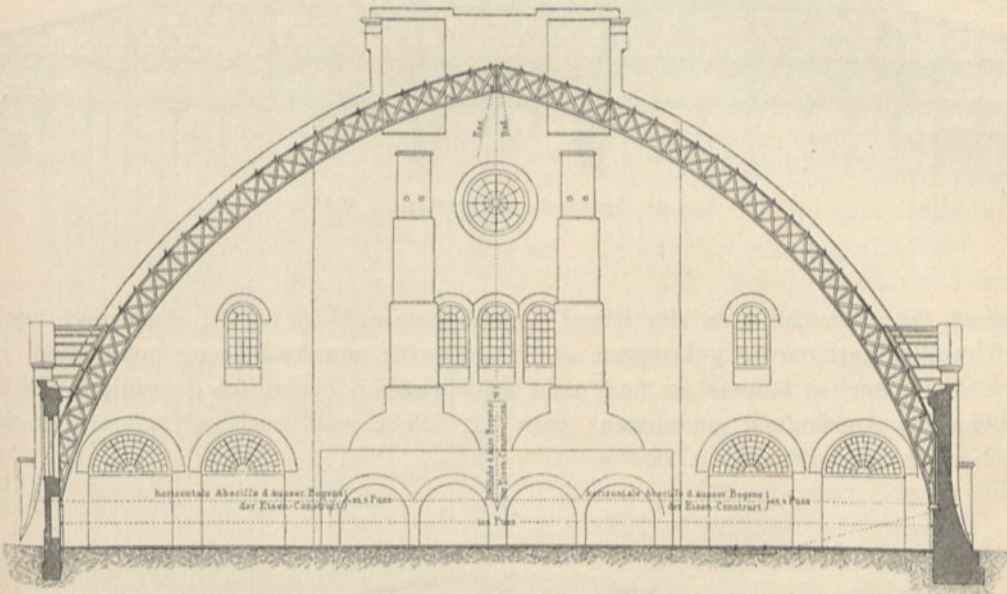
ist kennzeichnend, daß nach allen vier Seiten Giebel sich zeigen. Solche Dächer kommen namentlich bei viergiebeligen Thürmen vor; doch haben sie auch sonst Anwendung gefunden (Fig. 66⁴⁸).

e) Satteldächer mit cylindrischen Dachflächen.

Anstatt ein Satteldach aus zwei ebenen Dachflächen zu bilden, kann man es auch aus zwei cylindrisch gekrümmten Flächen zusammensetzen. Dasselbe zeigt

29.
Einfache
Dachformen.

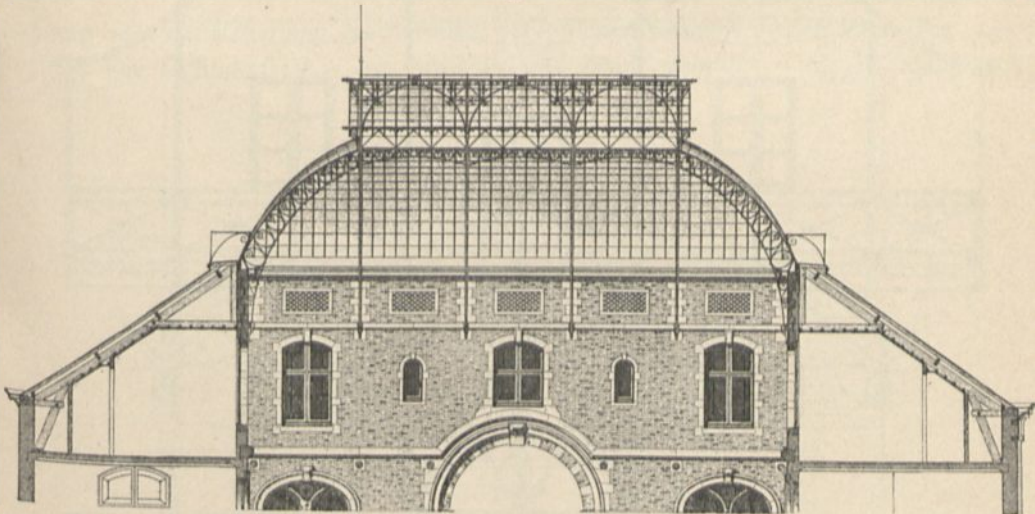
Fig. 67.



Vom Retortenhaus der Imperial-Continental-Gas-Affociation zu Berlin⁴⁹⁾.

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

Fig. 68.



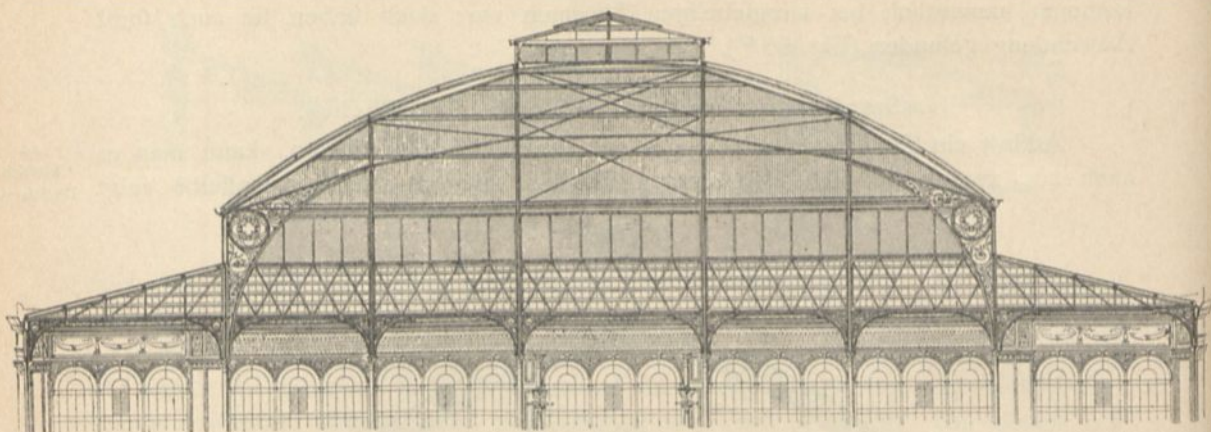
Vom Nebengebäude eines Schlosses zu Leeuw St.-Pierre⁵⁰⁾.

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

⁴⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1872, Bl. 19.

⁵⁰⁾ Facf.-Repr. nach: BEVAERT, H. *Travaux d'architecture exécutés en Belgique*. Brüssel 1896. Pl. 2.

Fig. 69.

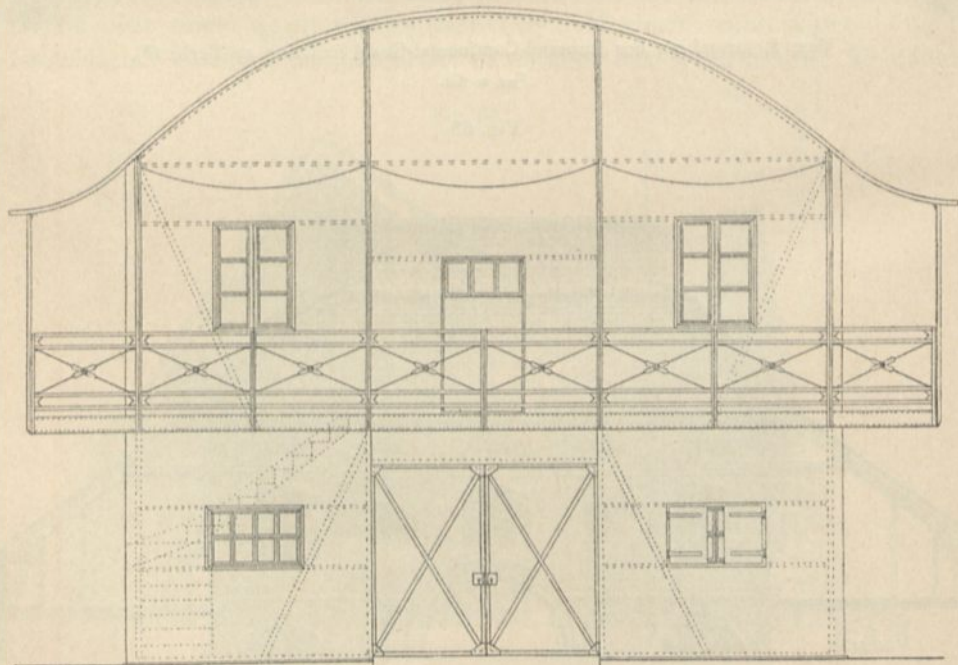
Von der Markthalle zu Frankfurt a. M.⁵¹⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

alsdann im Querschnitt in der Regel Spitzbogentorm (Fig. 67⁴⁹⁾; doch sind auch geschweifte, karniesartig gekrümmte etc. Dachprofile zur Ausführung gekommen.

30.
Zusammen-
gesetzte
Dachformen.

Bei manchen Bauwerken sind nicht ausschließlich cylindrisch gekrümmte Dachflächen zur Anwendung gekommen; man hat solche wohl auch mit ebenen Dachflächen vereinigt (Fig. 68 u. 69^{50 u. 51)}.

Fig. 70.

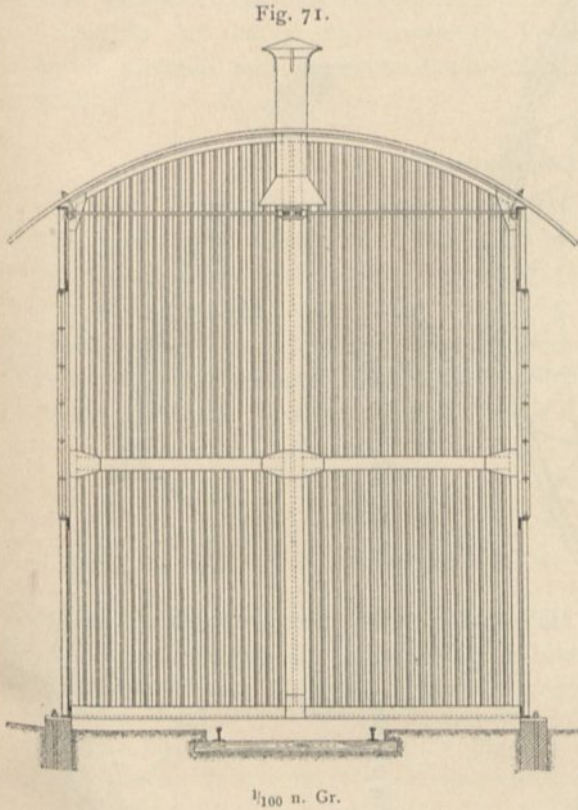
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

⁵¹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1880, Bl. 18.

3) Tonnendächer.

Cylindrische oder Tonnendächer haben die Gestalt eines Cylindertheiles mit wagrechten Erzeugenden; sie entstehen aus den in Art. 29 (S. 29) vorgeführten Dächern, wenn eine Firmlinie nicht mehr wahrnehmbar wird. Da solche Dächer eine den Tonnengewölben ähnliche Querschnittsform haben, wurde für sie die Bezeichnung »Tonnendächer« gewählt.

31.
Einfache
Dachformen.



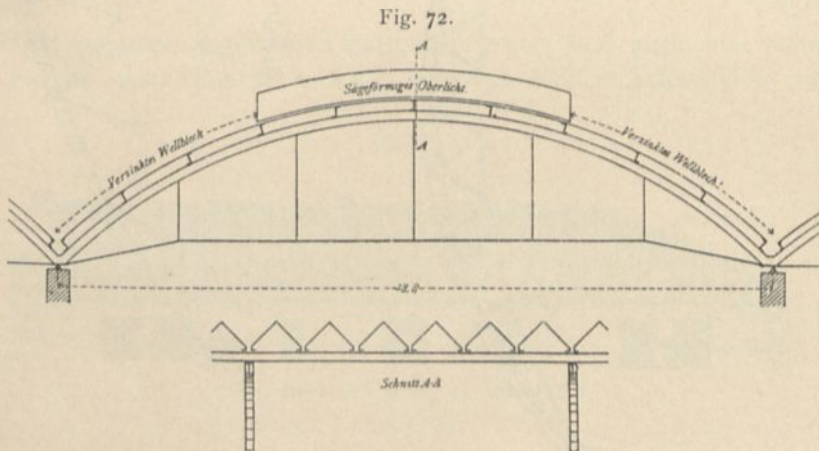
Aehnlich, wie die Satteldächer, schliessen auch die Tonnendächer entweder mit den Giebelwänden ab, oder sie springen noch ein Stück über die letzteren vor.

Die Tonnendächer kommen hauptsächlich in dreifacher Form vor:

α) Es ist eine einzige, stetig gekrümmte Dachfläche vorhanden (Fig. 70 u. 71).

β) Im obersten Theile der stetig gekrümmten Cylinderfläche erhebt sich, ähnlich wie bei den in Art. 23 (S. 18) beschriebenen Satteldächern, eine Laterne, auch Dachaufsatz oder Dachreiter genannt, welche auch hier zur Lüftung oder zur Erhellung des darunter befindlichen Raumes dienen kann (Fig. 73⁵²).

γ) Die Cylinderfläche, aus welcher das Dach gebildet wird, ist nicht stetig



Von der Bahnhofshalle zu Oberhausen.

⁵²) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1872, Bl. 64.

gekrümmt; dieselbe ist vielmehr in schmale Satteldächer zerlegt, deren Axen, bezw. Firmlinien rechtwinkelig zur Axe des Hauptdaches stehen (Fig. 72). Eine solche verwickeltere Gestaltungsweise wird hauptsächlich dann ausgeführt, wenn man steilere Dachflächen erzielen will; sind dieselben zum Zweck der Erhellung des darunter gelegenen Raumes zu verflachen, so erzielt man noch anderweitige Vortheile.

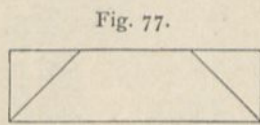
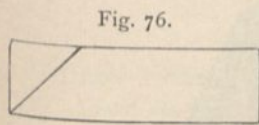
Den in Art. 26 (S. 25) erwähnten Paralleldächern ähnlich, kann man über größeren Räumen auch mehrere Tonnendächer neben einander setzen (Fig. 74⁵³) u. 75⁵⁴).

32.
Zusammen-
gefügte
Dachformen.

b) Abgewalmte Dächer.

Die im Vorhergehenden (unter *a*) vorgeführten Dächer waren an den rechtwinkelig oder auch schräg zur Firmlinie stehenden Seiten durch lothrechte Giebel (offene Giebel oder Giebelwände) abgeschlossen; man kann aber auch an diesen Stellen eine geneigte oder unter Umständen cylindrisch gekrümmte Dachfläche anordnen, welche dann mit den benachbarten Hauptdachflächen einen Grat bildet. Eine solche abschließende Dachfläche heißt Walm und das ganze Dach abgewalmtes, Walm-, Schopf- oder holländisches Dach.

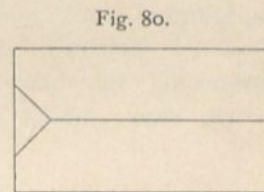
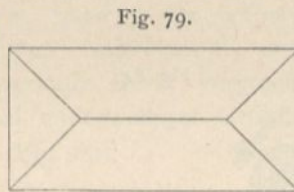
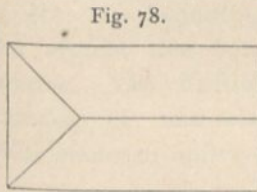
33.
Walm.



Pulldächer werden verhältnismäßig selten abgewalmt. Geschieht dies, so erhält der Walm in der Regel dieselbe Dachneigung, wie das Pulldach; der Walm bildet mit

34.
Abgewalmte
Pulldächer.

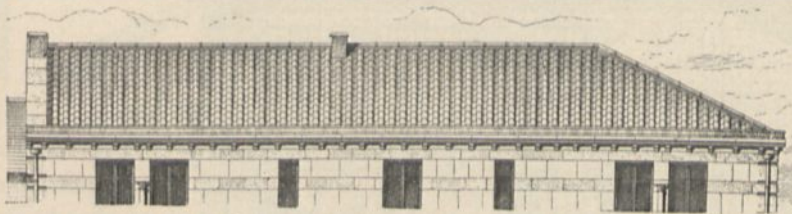
letzterem einen Grat, und wenn das Gefälle bei beiden dasselbe ist, halbirt im Grundriss die Gratlinie den betreffenden Winkel (Fig. 76). Das Pulldach wird entweder an einem oder an beiden Enden abgewalmt (Fig. 76 u. 77).



Häufiger kommen abgewalmte Satteldächer vor, und auch hier kann die Abwalmung nur an einer (Fig. 78 u. 81⁵⁵) oder an beiden Seiten (Fig. 79 u. 82⁵⁶)

35.
Abgewalmte
Satteldächer.

Fig. 81.



Von einem Privathaus zu Valence⁵⁵).

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

⁵³) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1886, Bl. 44.

⁵⁴) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1881, Bl. 33.

⁵⁵) Facf.-Repr. nach: VIOULET-LE-DUC & NARJOUX, a. a. O., Pl. 72.

Fig. 82.

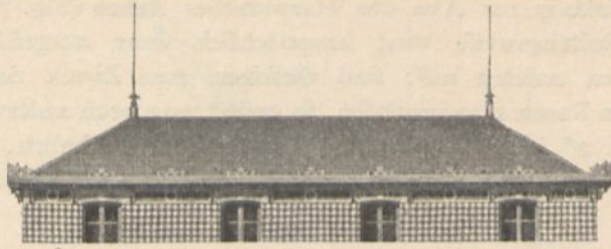
Von einer Villa zu St.-Cloud⁵⁶⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 83.

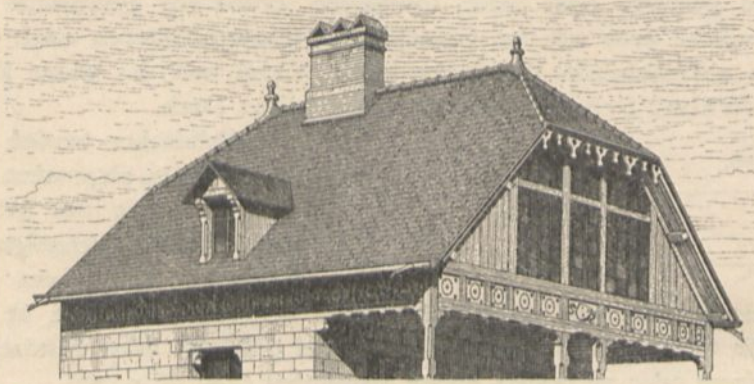
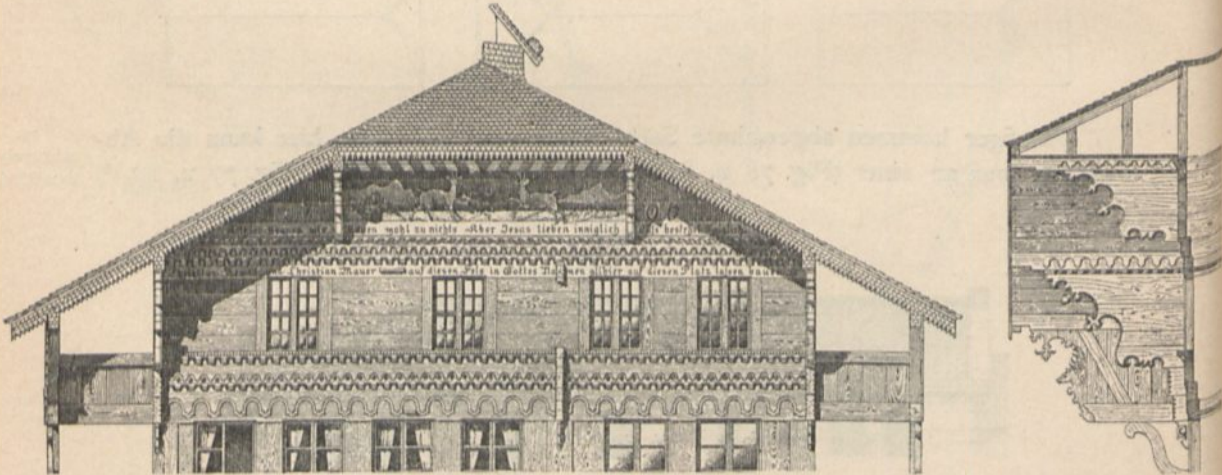
Von einem Landhaus bei Cheny⁵⁶⁾.

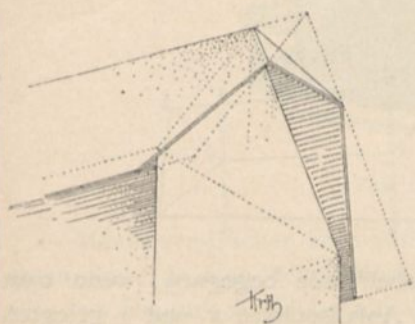
Fig. 84.

Vom Jägerhaus Schnepfen bei Launen⁵⁷⁾. $\frac{1}{100}$ n. Gr.56) Facf.-Repr. nach: SAUVAGEOT, C. *Habitations modernes*. Paris. Pl. 101 u. 103.

57) Facf.-Repr. nach: GLADBACH, a. a. O., Bl. 2.

stättfinden. Eben so wird hier gleichfalls den Walmflächen, auch Walmseiten genannt, meistens dasselbe Gefälle gegeben, wie den beiden anderen Dachflächen; dadurch wird die Construction des Dachstuhls vereinfacht.

Reicht die Walmfläche bis zum Fuß der beiden Satteldachflächen herab, so heißt das Dach ein ganzes Walmdach (Fig. 78, 79, 81 u. 82⁵⁸⁾; ist dies nicht der Fall, so entsteht das halbe Walmdach; der Walm wird Krüppel- oder Kröpelwalm genannt (Fig. 80, 83 u. 84).

Fig. 85⁵⁸⁾.

An den Holzhäufeln des Schwarzwaldes, der Schweiz, des südlichen Bayerns, Oberösterreichs etc. kommen Krüppelwalm sehr häufig vor und sind nicht selten der Gegenstand eigenartiger, ja malerischer Gestaltung und reichen Schmuckes (Fig. 84⁵⁷⁾.

Der Krüppelwalm des Schwarzwälder Bauernhauses ist über die Giebelwand vorgebaut; und die beiden Satteldachflächen sind von der Walmtraufe schräg nach unten, gegen den Giebel zu, zurückgeschnitten (Fig. 85⁵⁸⁾; hierdurch wird für das Gebäude eine Sturmhaube von malerischer Wirkung gebildet.

Die Walmfläche trifft mit den beiden Satteldachflächen in zwei Graten zusammen.

Der Punkt, in welchem die beiden Grate die

Firflinie treffen, heißt, dem in Art. 3 (S. 3) Gefagten gemäß, Anfallpunkt.

Sind die Langseiten eines ganzen Walmdaches so kurz, daß seine beiden Anfallpunkte zusammenfallen, also die Firflinie ganz verschwindet, so übergeht das Walmdach in ein Zeltdach (siehe unter c). Bei gleicher Neigung sämtlicher Dachflächen setzt dies für das betreffende Gebäude quadratische Grundform voraus.

Haben die Walmseiten dieselbe Neigung, wie die Satteldachflächen, so ergeben sich die Gratlinien im Grundriß als die Halbirungslinien der betreffenden Winkel (Fig. 86); der Schnittpunkt x , bzw. y der beiden einem Walm angehörigen Gratlinien ergibt den betreffenden Anfallpunkt, und die Firflinie xy beginnt an letzterem. Die Firflinie verläuft dabei wagrecht, wenn der Gebäudegrundriß rechteckig ist, und wird bei anderweitiger Grundform schräg, nach der breiteren Gebäudeseite zu ansteigend (Fig. 86).

Fig. 86.

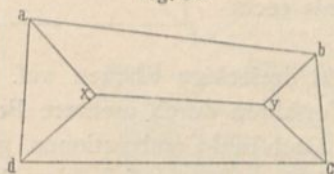
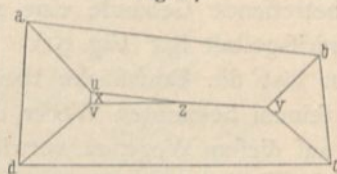


Fig. 87.



Auch hier gewährt die schräge Firflinie ein schlechtes Aussehen, dem man einigermaßen abhilft, wenn man das bereits in Art. 16 (S. 14) beschriebene Verfahren anwendet und das Dach nach Fig. 87 gestaltet.

Darin ist $uz = zv = sy$ und dabei uz parallel zu ab ; die Punkte u , z und v liegen in der gleichen wagrechten Ebene, und an den beiden Langseiten erscheinen die Linien usy und vsy als symmetrisch gebrochene Firflinien. Die Dreiecksfläche $uszv$ wird entweder als Plattform ausgebildet, oder es wird ein flaches Zeltdach darüber gesetzt.

⁵⁸⁾ Facf.-Repr. nach: KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Das Zimmermannsbuch. Leipzig 1893. S. 163.

Will man eine wagrechte Firflinie xy (Fig. 88) erzielen, so müssen, ähnlich wie in Art. 17 (S. 14) gefagt worden ist, die beiden Satteldachflächen windchief ausgebildet werden; die Erzeugenden derselben werden auch hier am besten rechtwinkelig zur wagrechten Firflinie xy gestellt. Durch die Eckpunkte a, x, d , bezw. b, y, c der beiden Walme läßt sich je eine Ebene legen, so dafs hiernach die Walmseiten als ebene Dachflächen ausgebildet werden können; alsdann sind aber die Grate ax, dx, by und cy , als Schnittlinien von windchiefen Flächen mit Ebenen, keine gerade, sondern doppelt gekrümmte Linien, und die Gratparren können nicht aus geraden Balken hergestellt werden.

Fig. 88.

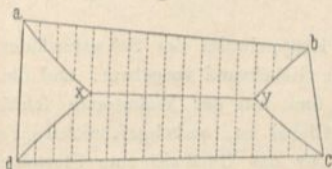
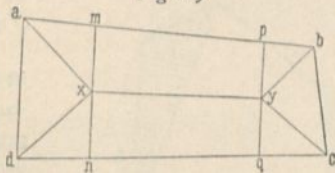


Fig. 89.



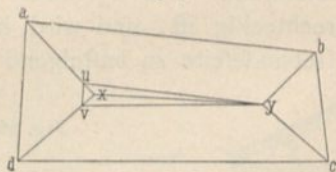
Letzteres ist mißlich. Man kann diesem Uebelstande begegnen, wenn man nach Fig. 89 nur zwischen den beiden durch die Anfallpunkte x und y gelegten Erzeugenden mn und pq windchiefen Dachflächen anordnet, hingegen die dreieckig gestalteten Flächen amx, bpy, cgy und dnx als Ebenen ausbildet; alsdann sind die Gratlinien gerade, und in mx, py, qy und nx entstehen Kehlen, die einen sehr stumpfen Winkel zeigen.

Aus den schon in Art. 18 (S. 14) angegebenen Gründen vermeidet man gern die Ausführung von Dächern mit windchiefen Flächen. Um solche zu umgehen, kann man in verschiedener Weise verfahren:

1) Man ordnet nach Fig. 90 wagrechte Firflinien uy, yv und uv an, welche den betreffenden Trauflinien parallel laufen; man legt also durch den tiefer gelegenen Anfallpunkt y eine wagrechte Ebene, welche die Schnittlinien uy, yv und uv ergibt. Auch hier kann man die übrig bleibende Dreiecksfigur uyv als Plattform oder als flaches Zeltdach ausbilden.

Das gleiche Verfahren kann angewendet werden, wenn das betreffende Gebäude eine andere als rechteckige Grundriffsgehalt hat (Fig. 91).

Fig. 90.



2) Man löst die Dachfläche theilweise in dreieckige Ebenen auf. *Breymann* erläutert in seinem bekannten Werke dieses Verfahren durch mehrere Beispiele; da man indess auf diesem Wege zu verwickelten Dachstuhl-Constructionen gelangt und da ferner viele Kehlen, die man gern vermeidet, entstehen, soll hier das in Rede stehende Verfahren nicht weiter verfolgt werden.

3) Ueberwiegt die Längenausdehnung des Gebäudes seine Tiefe nicht zu sehr, so sieht man am besten von der Schaffung einer Firflinie ab und ordnet über dem betreffenden Gebäude ein Zeltdach an (siehe unter c); alsdann erhält man durchwegs ebene Dachflächen und gerade Gratparren. Bei größerer Längsentwicklung des Gebäudes ist dieses Verfahren weniger zu empfehlen, weil leicht Dachflächen entstehen, die für das anzuwendende Deckungsmaterial eine zu geringe Neigung haben.

Fig. 91.

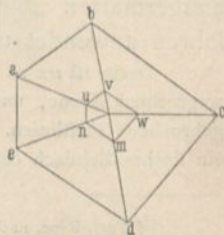
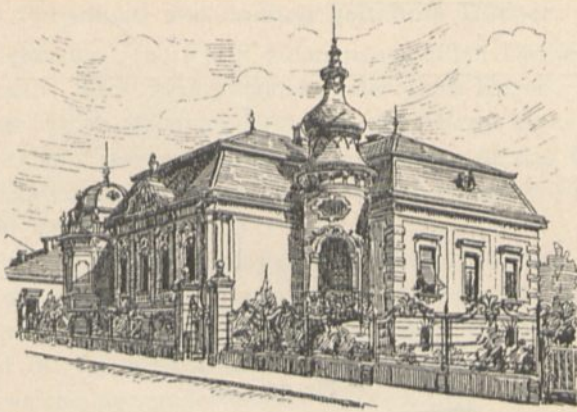


Fig. 92.

Villa Germania in Baden-Baden⁵⁹⁾.

Manfarden-Dächer über allseitig frei stehenden Gebäuden werden in der Regel abgewalmt; da man den Walmseiten meist dieselben Dachneigungsverhältnisse giebt, wie dem Hauptdach, so besteht der Walm gleichfalls aus zwei geneigten Dachflächen (Fig. 92⁵⁹⁾.

38.
Abgewalmt
Manfarden-,
Parallel- und
Shed-Dächer.

Verhältnismäßig selten werden Parallel- und Shed-Dächer mit Abwalmungen versehen (Fig. 93⁶⁰⁾.

Bei Pult- und Satteldächern wird bisweilen die Abwalmung in der Form von Kegelflächen bewirkt, so dass sich an die ebenen Dachflächen Viertel-, bzw. halbe Kreiskegel, fog. Kegelwalme anschließen (Fig. 94).

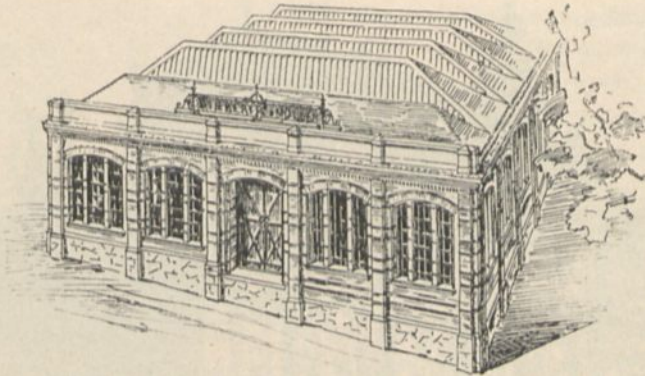
39.
Kegelförmige
Walme.

Ist ein Satteldach aus cylindrisch gestalteten Dachflächen zu bilden, so können an demselben gleichfalls Abwalmungen vorgenommen werden; die Walmfläche ist dann sowohl aus Zweckmäßigkeits-, als auch aus Schönheitsrückichten keine Ebene mehr, sondern wird ebenfalls cylindrisch geformt (Fig. 95⁶¹⁾.

40.
Abwalmung
von Dächern
mit
cylindrischen
Dachflächen.

Derartige abgewalmt Tonnengewölbe werden häufig ohne First ausgeführt; an die Stelle des letzteren tritt eine Plattform (Fig. 96⁶²⁾.

Fig. 93.



Von der Montage-Werkstatt der Maschinenfabrik Stieberitz & Müller zu Apolda⁶⁰⁾.

⁵⁹⁾ Fac.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1893, Taf. 34; 1883, Taf. 24.

⁶⁰⁾ Fac.-Repr. nach: Deutsche Bauz. 1894, S. 227.

⁶¹⁾ Fac.-Repr. nach: WULLIAM & FARGE. *Le recueil d'architecture*. Paris. 20^e année, f. 10.

⁶²⁾ Fac.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1883, Taf. 24; 1889, Taf. 96.

Fig. 94.

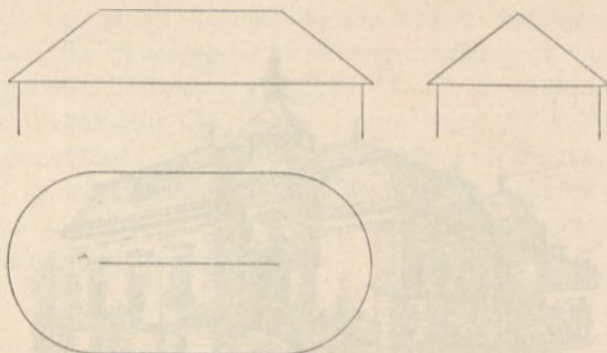


Fig. 95.

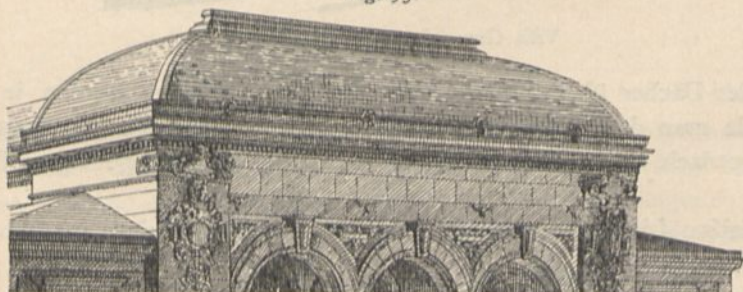
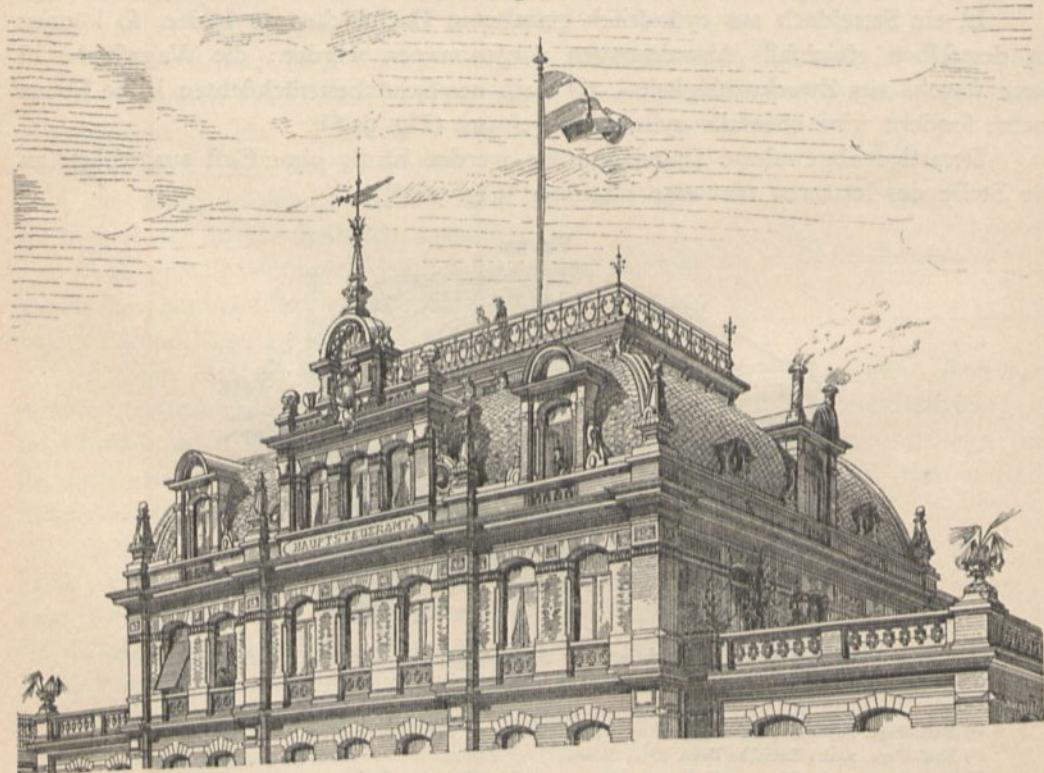
Vom Sparcaffa-Gebäude zu Flers⁶¹⁾.

Fig. 96.

Vom Verwaltungsgebäude im neuen Zollhafen zu Mainz⁶²⁾.

c) Pyramidal und conisch gestaltete Dächer.

Die unter vorstehender Ueberschrift zusammengefaßten Dächer haben entweder die Form einer Pyramide, bezw. Halbpjramide oder eines Kegels, bezw. Halbkegels, oder ihre Gestalt lehnt sich an diejenige einer Pyramide, bezw. eines Kegels an. Kennzeichnend für alle hier in Frage kommenden Dachformen ist das Fehlen einer Firstlinie, hingegen das Vorhandensein einer (meist central gelegenen) Spitze, in welcher die Dachflächen oben zusammenlaufen.

Man kann hier zunächst Zeltdächer und Kegeldächer unterscheiden, je nachdem das Dach die Form einer Pyramide oder eines Kegels hat; die Zeltdächer bezeichnet man, je nach der Neigung ihrer Dachflächen, als flache oder als steile Zeltdächer und heißt die letzteren wohl auch Thurmdächer. Dazu kommen noch diejenigen Dächer, welche pyramidenähnlich geformt sind, und solche, welche, wie die einen Kreiskegel bildenden Dächer, nach Umdrehungsflächen gestaltet sind; diese sollen im Nachstehenden als »entwickeltere« Thurmdächer benannt werden.

1) Flache Zeltdächer.

Wird ein flaches Zeltdach über einer regelmäsig gestalteten Grundriffsfigur errichtet, so liegt die Spitze lothrecht über dem Mittelpunkt derselben. Bei einem unregelmäßigen Grundriffs-Vieleck sucht man am besten seinen Schwerpunkt auf und ordnet lothrecht über diesem die Spitze an. In der Grundrissdarstellung solcher Dächer oder, was in diesem Falle das Gleiche ist, bei der Dachausmittlung bilden die Gratlinien Gerade, welche von den Ecken des Grundriffs-Vieleckes nach dem Mittel-, bezw. Schwerpunkt des letzteren laufen (Fig. 97 u. 98).

41.
Flache
Zeltdächer.

Fig. 97.

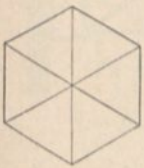
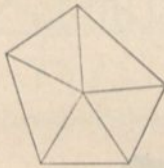


Fig. 98.



Die Dachflächen haben die Form von Dreiecken, und zwar bei regelmäsigem Grundriffsfigur die Form von einander durchwegs gleichen gleichschenkeligen Dreiecken; auch haben im letzteren Falle sämtliche Dachflächen dieselbe Neigung.

Fig. 99.



Von einem Wasserturm zu Wachenheim⁶²⁾.

Das einfachste regelmäsiges Zeltdach ist das vierseitige (Fig. 99⁶²⁾; doch kommt das achtseitige (Fig. 100⁶³⁾ eben so häufig vor; ein zehneitiges Zeltdach findet sich über dem Schiff von St. Gereon zu Cöln (Fig. 101⁶⁴⁾. Bei Rundbauten (wie Circusgebäuden, Locomotiv-Rotunden etc.) sind auch Zeltdächer mit einer viel größeren Seitenzahl (Fig. 102⁶⁵⁾ anzutreffen.

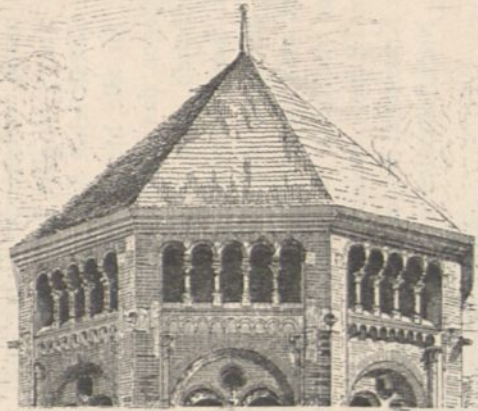
Schon Fig. 102 zeigt, daß auch flache Zeltdächer nicht selten in gleicher Weise und aus denselben Gründen, wie dies in

⁶²⁾ Fac.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau*. Stuttgart 1888, Taf. 57.

⁶⁴⁾ Fac.-Repr. nach: DOLLINGER, C. *Architektonische Reise Skizzen aus Deutschland, Frankreich und Italien*. Stuttgart 1871-87. Heft VI, Bl. 2.

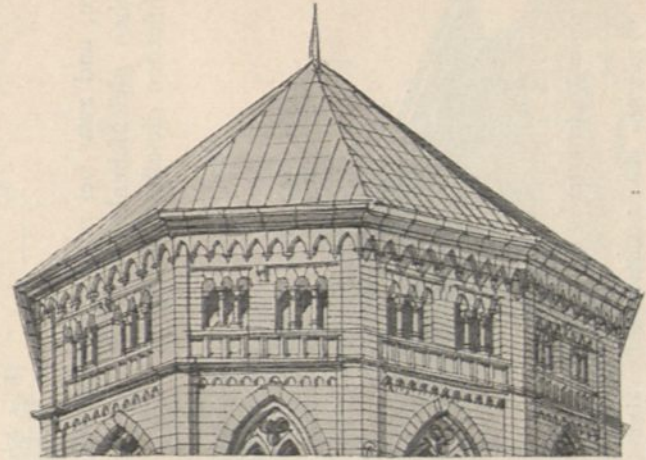
⁶⁵⁾ Fac.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1854, Pl. 38.

Fig. 100.



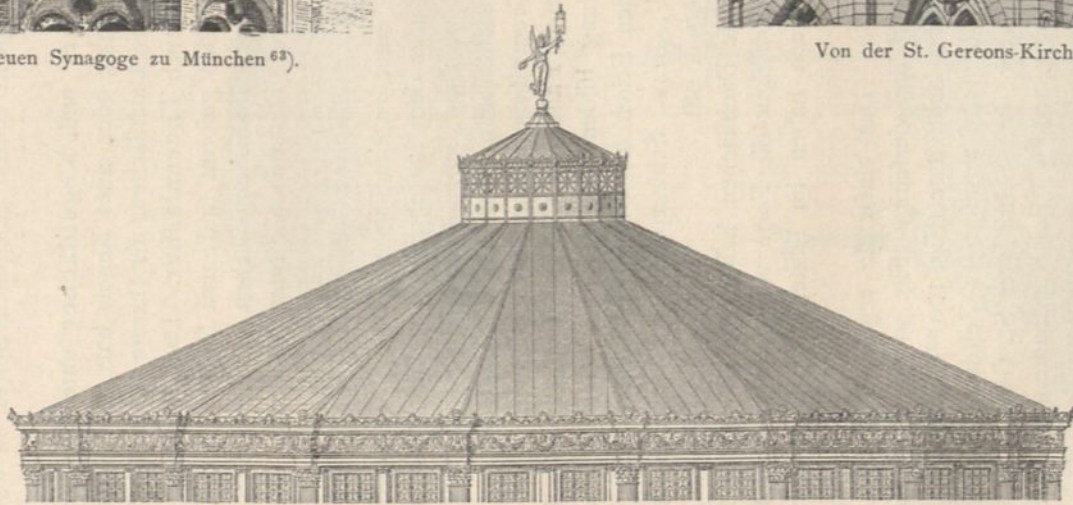
Von der neuen Synagoge zu München⁶³).

Fig. 101.



Von der St. Gereons-Kirche zu Cöln⁶⁴).

Fig. 102.



Vom Circus Napoleon zu Paris⁶⁵).

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

Fig. 103.

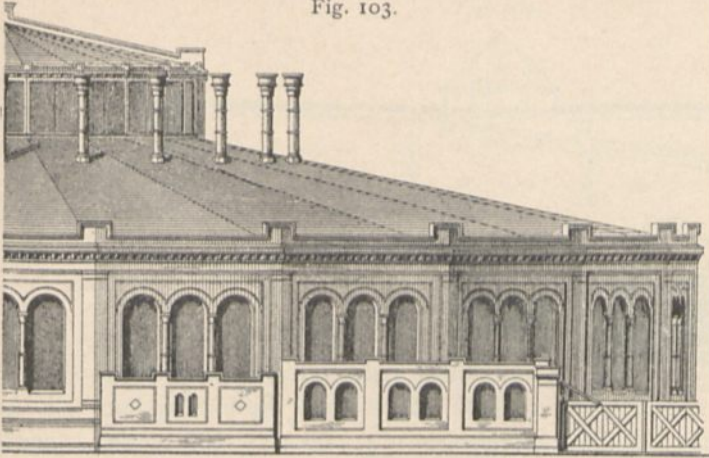
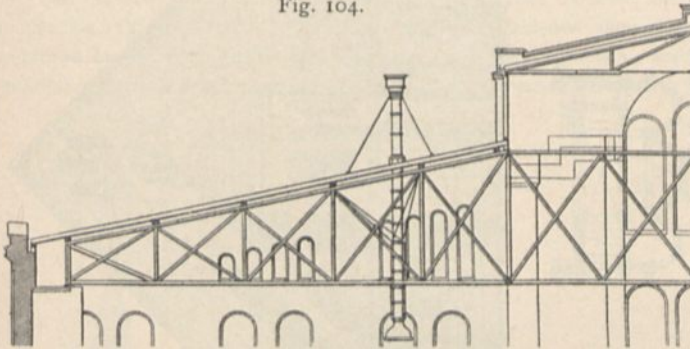
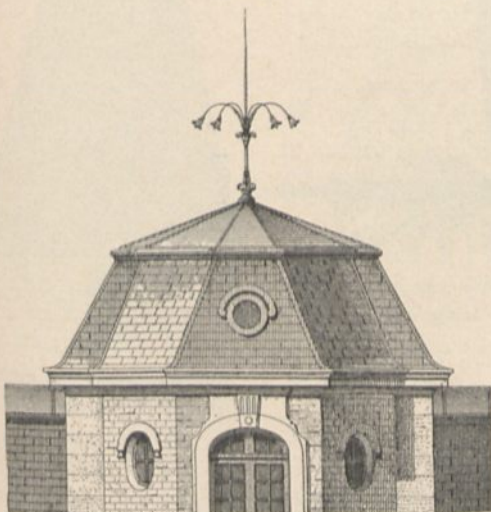


Fig. 104.

Von einem Locomotivschuppen zu Berlin⁶⁶⁾. — 1/300 n. Gr.

der Kirchen, über anderen apsidenartig vorspringenden Bautheilen etc. werden nicht selten halbe Zeldächer zur Ausführung gebracht, wenn dieselben im Grundriss nach einem halben Vieleck gefaltet sind (Fig. 106⁷⁰⁾.

Fig. 105.

Von einer Villa zu Neuilly⁶⁷⁾. — 1/100 n. Gr.

Art. 23 (S. 18) für Satteldächer gezeigt wurde, mit Auffätzen oder Laternen versehen werden. Die Erhellung des darunter befindlichen Raumes kann es mit sich bringen, daß dieser Auffatz sehr bedeutende Abmessungen annimmt, und daß das Dach im lothrechten Schnitt ein den basilikal angeordneten Satteldächern ähnliches Aussehen darbietet (Fig. 103 u. 104⁶⁶⁾.

Bisweilen sind Zeldächer mit gebrochenen Dachflächen versehen worden (Fig. 105⁶⁷⁾, und in anderen Fällen haben die Dachflächen eine leichte Krümmung erhalten (Fig. 107 u. 108^{68 u. 69)}; letztere Dachform bildet den Uebergang zu den Kuppeldächern.

Ueber den Chören

Umgekehrte flache Zeldächer heißen Trichterdächer; die Dachflächen derselben haben nach einem Punkte des Gebäudeinneren Gefälle (Fig. 109⁷¹⁾. Solche Dächer bieten den Vortheil dar, daß alle Rinnenanlagen entfallen, nur im Zusammenstoßungspunkte der Dachflächen (in der Nähe der Gebäudemitte) wird das Abfallrohr, geschützt gegen Einfrieren, angeordnet, durch welches sämtliche Dachflächen entwässert werden.

42.
Zeldächer
mit
gebrochenen
und
gekrümmten
Dachflächen.

43.
Halbe
Zeldächer.

44.
Trichterdächer.

66) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1865, Bl. 57.

67) Facf.-Repr. nach: DALY, a. a. O., Bd. 2, Pl. 7.

68) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1877, Bl. 35.

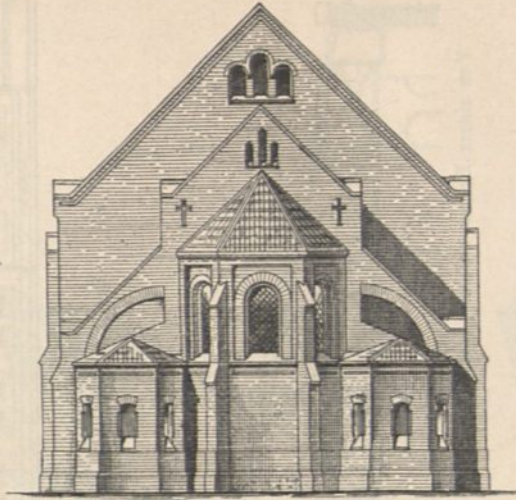
69) Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1889, Taf. 42.

70) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1883, Bl. 56.

71) Facf.-Repr. nach ebendaf., 1891, Bl. 54.

Fig. 106.

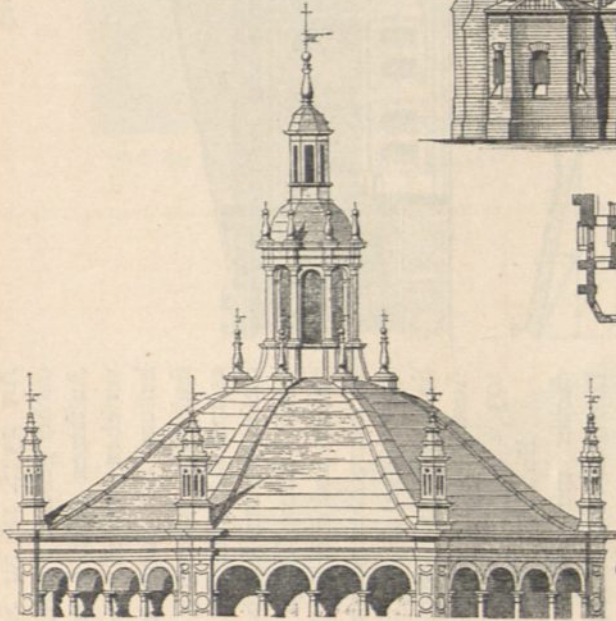
$\frac{1}{250}$
bzw. $\frac{1}{500}$ n. Gr.



Von
der Kirche
zu Hoff⁷⁰⁾.

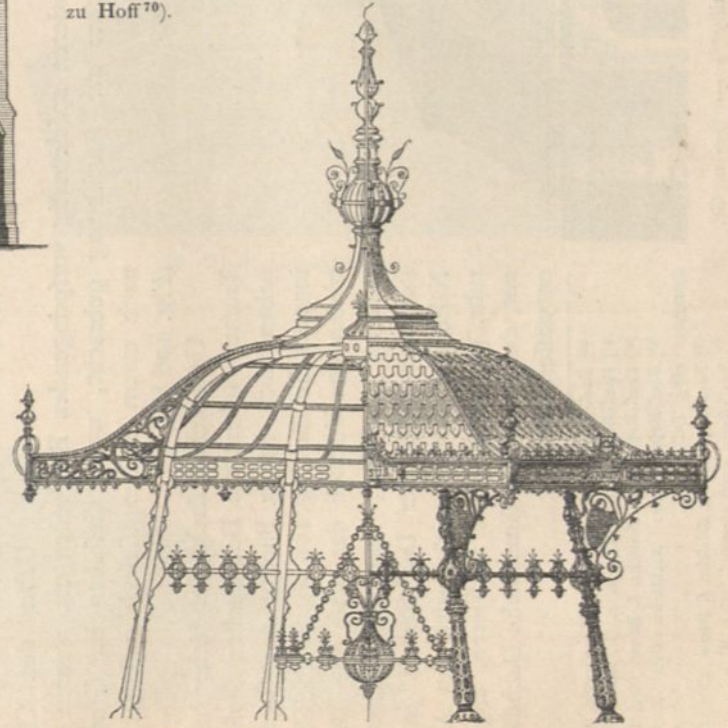
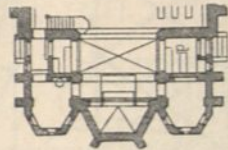
Fig. 108.

Fig. 107.



Von der Kirche Sta. Maria zu Busto-Arfigio⁶⁸⁾.

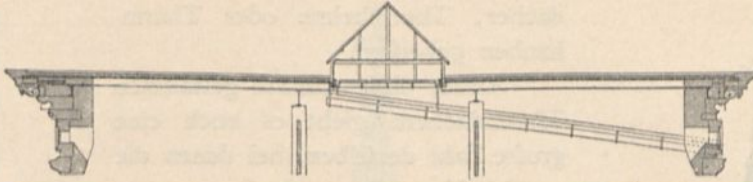
$\frac{1}{200}$ n. Gr.



Von einem Kiosk zu Brüssel⁶⁹⁾.

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

Fig. 109.

Vom Reichsbankgebäude zu Leipzig ⁷¹⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

2) Steile Zeldächer und einfache Thurmdächer.

Die einfachsten Thurmdächer haben die reine Pyramidenform. Am häufigsten sind vier- und achtseitige Pyramiden, seltener Thurmdächer mit noch mehr Seitenflächen. Die in Fig. 110 bis 113 beigefügten Beispiele rühren von kirchlichen und von Profanbauten her.

45.
Steile
Zeldächer.

Der in Art. 3 (S. 2) bereits erwähnte Leiftbruch kommt bei Thurmdächern sehr häufig vor (Fig. 111 bis 113); alsdann ragt gleichsam aus einer flacheren Pyramide eine steilere mit etwas kleinerer Grundfläche hervor (Fig. 114). Häufig ist es das bessere Aussehen, welches zu einer solchen Anordnung Veranlassung giebt; doch sind in der Regel auch constructive Gründe dafür maßgebend.

Fig. 110.

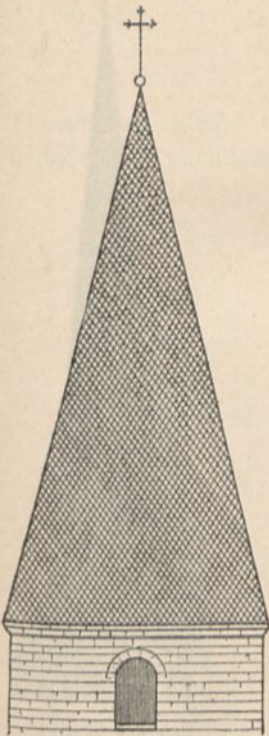
Von der Schloßkirche
St. Pancratii zu Ballenstedt ⁷²⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 111.

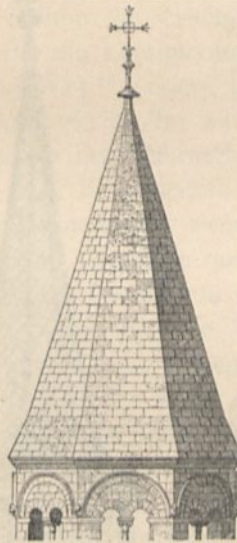
Von der Kirche
zu Cogniat ⁷³⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 112.

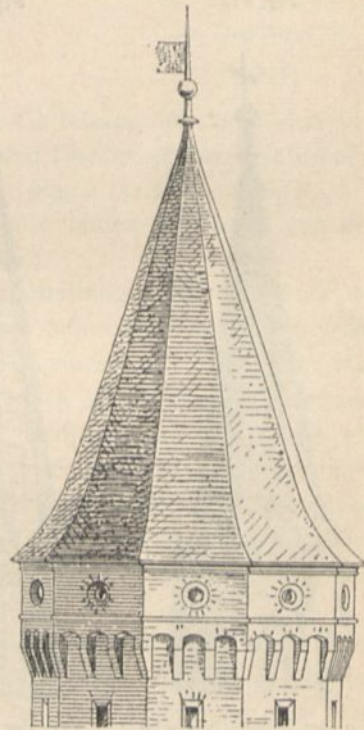
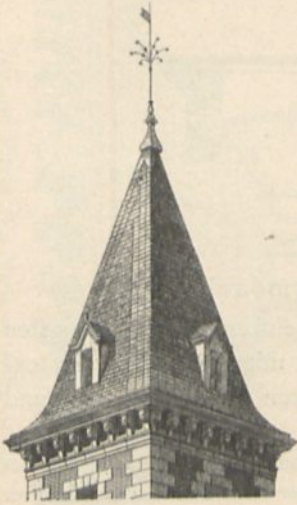
Von der Königlichen Stammburg
Hohenzollern ⁷⁴⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.72) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1889, Pl. 61.73) Facf.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1854, Pl. 21.74) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, Bl. 7.

Fig. 113.

46.
Anderweitige
Gestaltung des
Pyramiden-
fusses.



Von einer Villa zu
Blanquefort ⁷⁵⁾.

Thurmdächer werden auch Helm-
dächer, Thurmhelme oder Thurm-
hauben geheissen.

Aufser diesen einfach gestalteten
Thurmdächern giebt es noch eine
grofse Zahl derselben, bei denen die
regelmäßige Pyramidenform zwar
deutlich erkennbar, aber doch in
verschiedenartiger Weise abgeändert
ist. Es kann hier nicht der Ort sein,
eine ausführliche und weit gehende
Darlegung solcher Dachformen zu
versuchen; vielmehr sollen nur einige
häufigere Fälle dieser Art kurz vor-
geführt werden. Zunächst solche, bei denen der Fufs
der Thurmpyramide anderweitig gestaltet worden ist.

α) Eine Abänderung des Pyrami-
denfusses erfolgt, wenn sich über den

Fig. 114.

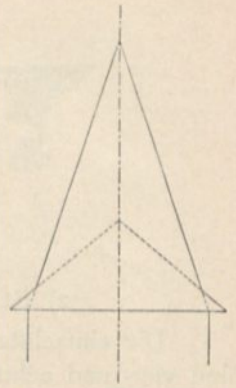
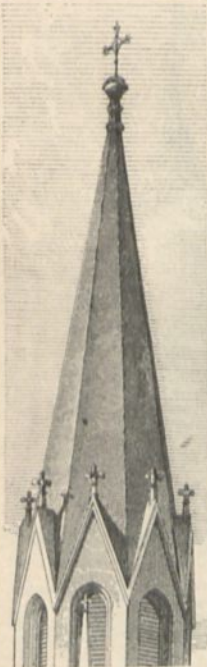
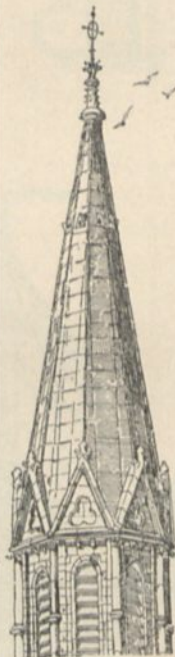


Fig. 115.



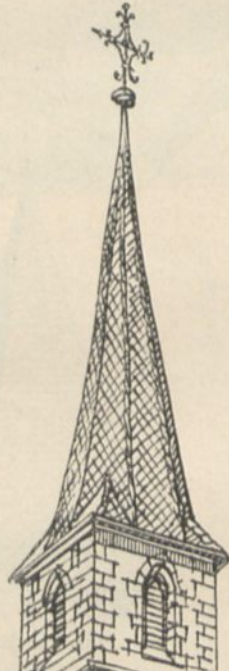
Von der Elisabeth-Kirche
zu Wilhelmshaven ⁷⁶⁾.

Fig. 116.



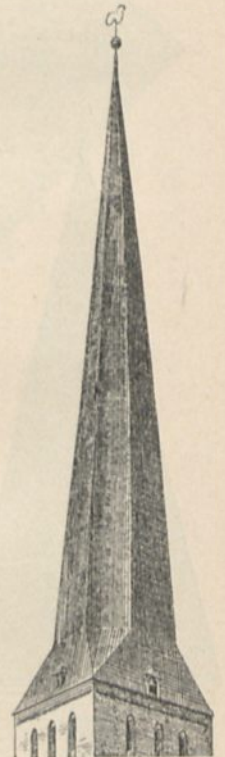
Von der Kirche zu
Vierfen ⁷⁷⁾.

Fig. 117.



Von der Kirche zu
Wimpfen a. B. ⁷⁸⁾.

Fig. 118.



Von der St.-Petri-
Kirche zu Rostock ⁷⁹⁾.

⁷⁵⁾ Facf.-Repr. nach: DALY, C. *L'architecture privée au XIX^{me} siècle*. Paris 1860 ff. Bd. 2, Section 1, Pl. 1.

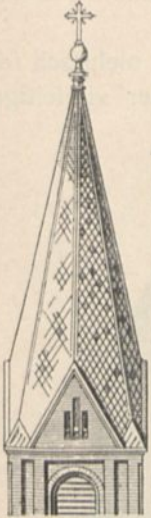
⁷⁶⁾ Facf.-Repr. nach: *Zeitchr. f. Bauw.* 1874, Bl. 43.

⁷⁷⁾ Facf.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau*. Stuttgart. 1889. Taf. 88.

⁷⁸⁾ Facf.-Repr. nach: DOLLINGER, a. a. O., Heft XII, Bl. 3.

⁷⁹⁾ Facf.-Repr. nach: SUTTER, C. *Thurmbuch*. Thurmbauformen aller Stile und Länder. Berlin 1888. Taf. 73.

Fig. 119.



Von der Kirche
zu Hoff⁸⁰⁾.

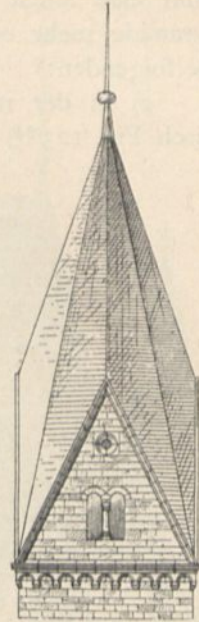
$\frac{1}{300}$ n. Gr.

Fig. 120.



Von der Kirche zu
Wimsheim⁸¹⁾.

Fig. 121.

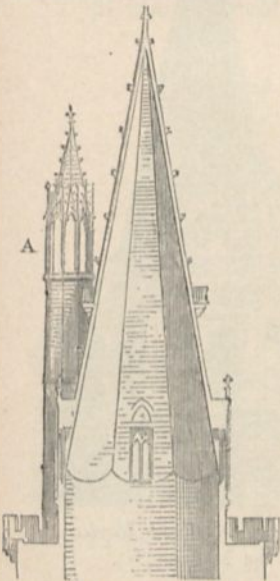


Von der Klosterkirche
zu Thalbürgel⁸²⁾.

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

Thurmseiten kleine Giebel (Wimperge) erheben; die Gestaltung ist dann eine verschiedene, je nachdem entweder die Thurmkannten mit den Dachgraten übereinstimmen (Fig. 115⁷⁶⁾) oder letztere gegen erstere versetzt sind (Fig. 116⁷⁷⁾). Im zweiten Falle laufen die Grate von den Spitzen der Thurmgiebel aus.

Fig. 122.



Vom alten Leuchthurm
zu La Rochelle⁸³⁾.

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

β) Eine weitere Sondergestaltung erhält der Fuß der Thurmpyramide, wenn letztere achteckig, der Thurm selbst aber im Grundriß quadratisch geformt ist. Der Uebergang aus dem Quadrat in das Achteck ist in sehr verschiedener Art bewirkt worden, wie die Beispiele in Fig. 117 bis 121 zeigen. Dieser Uebergang wurde an einigen Ausführungen in gelungener Weise durch strebepfeilerartige Bildungen bewirkt; meist wird er jedoch bloß durch Aufsätze über den Quadratecken oder durch besonders geformte Dachtheile hergestellt.

γ) Ist der Thurm selbst cylindrisch gestaltet und soll ein Dach nach einer mehrseitigen Pyramide geformt werden, so wird letztere, um den Uebergang aus dem Kreise in das Vieleck zu vermitteln, in ihrem untersten Theile in besonderer Weise ausgebildet (Fig. 122⁸³⁾).

⁸⁰⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1883, Bl. 56.

⁸¹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Baukde., Bd. 5, Bl. 14.

⁸²⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1887, Bl. 28.

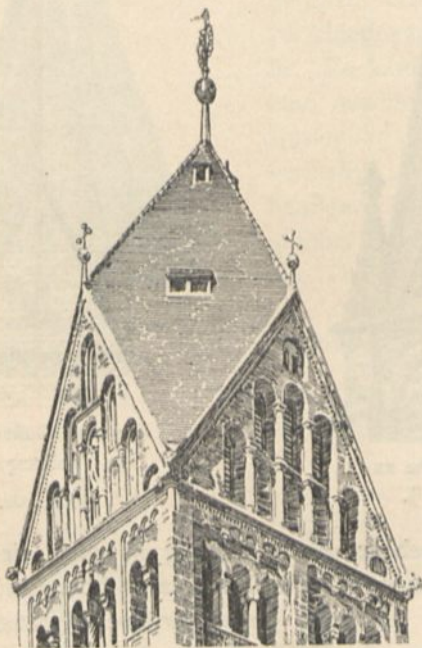
⁸³⁾ Facf.-Repr. nach: VIOLLET-LE-DUC. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française* etc. Bd. 9. Paris 1868. S. 186.

47.
Anderweitige
Ausbildung
der Thurm-
pyramide.

Bisweilen erfährt nicht bloß der Fuß der Thurmpyramide, sondern auch sie selbst eine solche Umgestaltung, daß sie von der rein geometrischen Form einer Pyramide mehr oder weniger abweicht. Einige häufiger vorkommende Fälle sind die folgenden:

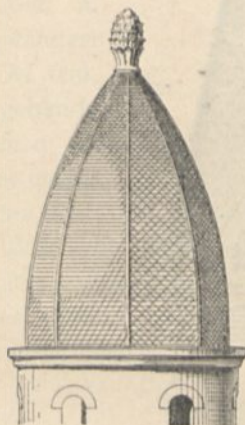
a) In der romanischen Bauperiode befaßen die Thurmdächer mehrfach die durch Fig. 123⁸⁴⁾ veranschaulichte Form, bei der die Fußenden einer vierseitigen

Fig. 123.



Von der katholischen Stadtpfarrkirche zu St. Anna am Lehel zu München⁸⁴⁾.

Fig. 124.

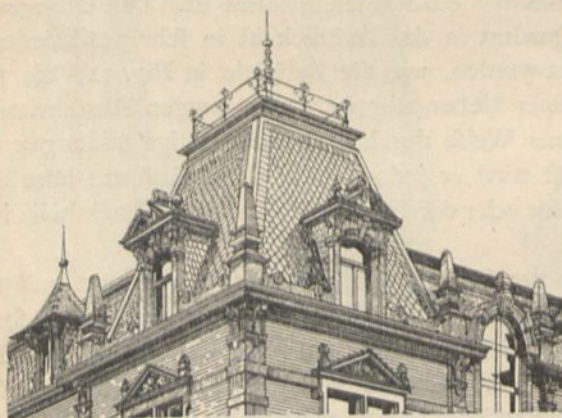


Vom Campanile der Kirche zu Spa⁸⁵⁾.

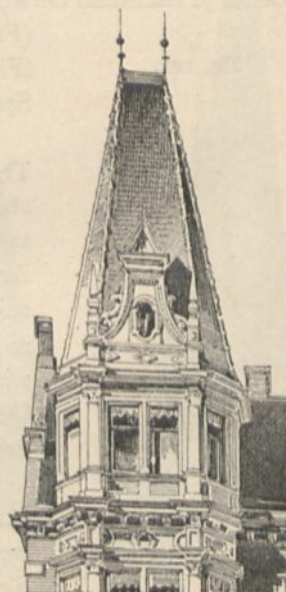
$\frac{1}{100}$ n. Gr.

Fig. 126.

Fig. 125.



Von einem Wohnhaus zu Landau⁸⁶⁾.



Vom Wohnhaus Hayler zu München⁸⁷⁾.

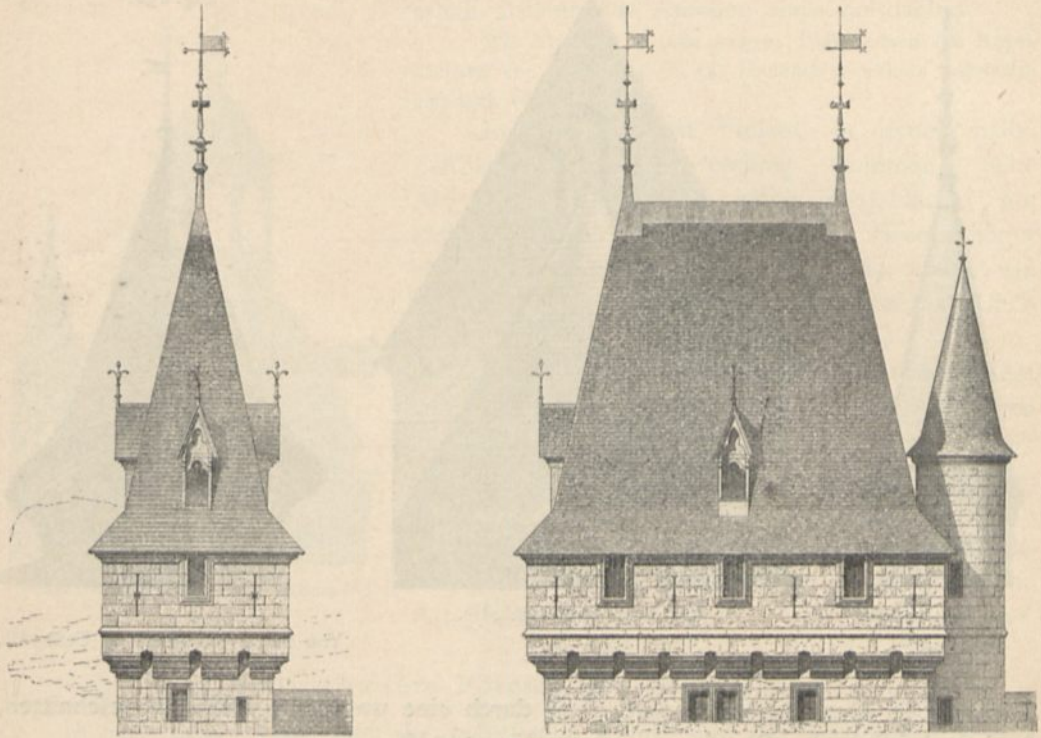
⁸⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1895, Taf. 1.

⁸⁵⁾ Facf.-Repr. nach: *L'émulation* 1887, Pl. 6.

⁸⁶⁾ Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1893, Taf. 37.

⁸⁷⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf., 1890, Taf. 92.

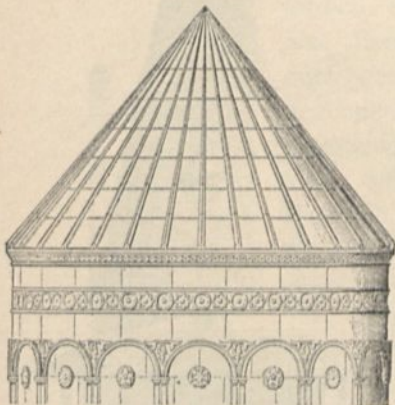
Fig. 127.

Von der Kirche *Jean sans peur* zu Paris⁸⁸⁾.

Pyramide durch lothrechte Ebenen, die in den Begrenzungen der Thurmmitten liegen, abgechnitten werden, so daß die Dachgrate auf die Giebelspitzen auslaufen.

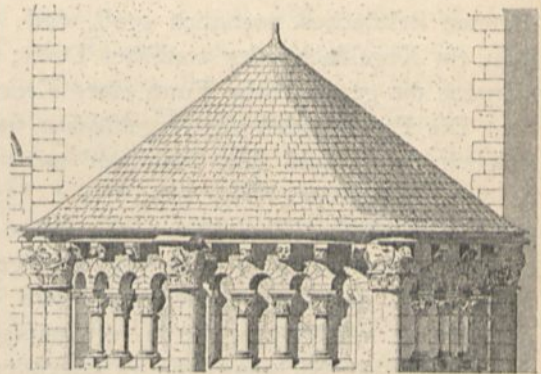
β) Man versteht die Thurmpyramide mit gekrümmten Seitenflächen (Fig. 124⁸⁵⁾.

Fig. 128.

Von der Kathedrale zu Ani⁸⁹⁾.

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

Fig. 129.



Von der Kirche zu St-Genou.

$\frac{1}{250}$ n. Gr.

⁸⁸⁾ Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1874, Pl. 193 u. 201.

⁸⁹⁾ Facf.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1842, Pl. 3.

Fig. 130.

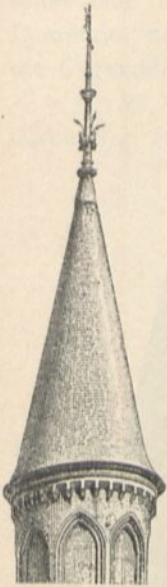
Vom Lotteriehous
im Haag⁹⁰⁾.

Fig. 131.

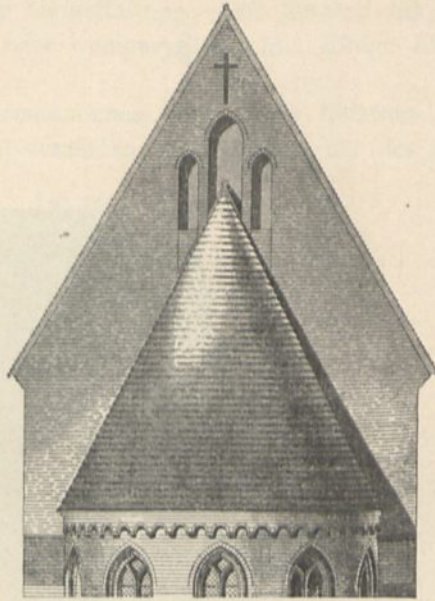
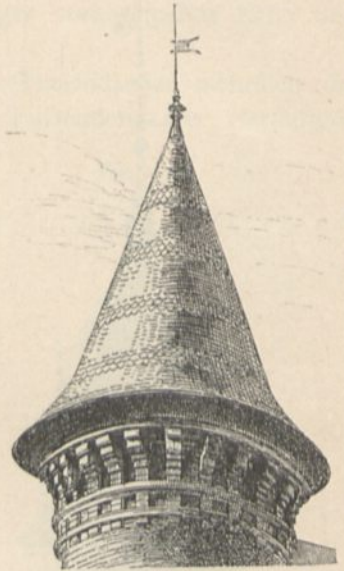
Vom Dom zu Cammin⁹¹⁾.
 $\frac{1}{250}$ n. Gr.

Fig. 132.

Von einem Wohnhaus zu Ceffoy⁹²⁾.

γ) Die Thurmpyramide wird oben durch eine wagrechte Ebene abgesehritten, so dafs dafelbst eine Plattform entsteht (Fig. 125⁸⁶⁾.

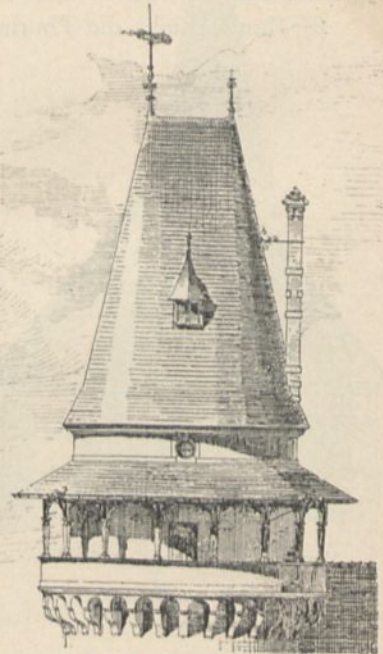
δ) Das Thurmdach erhält statt einer Spitze einen kurzen wagrechten Firft. Solche Dächer, die eben so bei Kirchthürmen (Fig. 127⁸⁸⁾, wie bei Profanbauten (Fig. 126⁸⁷⁾) vorkommen, sind eigentlich nichts Anderes, als hohe Walmdächer.

3) Kegeldächer.

Wenn die Seitenzahl eines regelmäfsig gestalteten Zeldaches unendlich grofs wird, so entsteht ein Kegeldach oder conisches Dach; es hat hiernach die geometrische Form eines Kreiskegels.

Die Erzeugenden der Kegelflächen sind bald ziemlich flach, bald sehr steil, bald mit mittlerer Neigung angeordnet (Fig. 128, 130 u. 132); die steilen Kegeldächer (Fig. 130 u. 132) gehören zu den einfachen Thurmdächern. Die kegelförmige Dachfläche ist in der Regel glatt; doch wird sie bisweilen auch mit Rippen, die in regelmäfsiger Vertheilung in der Richtung von Erzeugenden ange-

Fig. 133.

Von einem Aussichtsthum bei Cilli⁹³⁾.

48.
Kegeldächer.

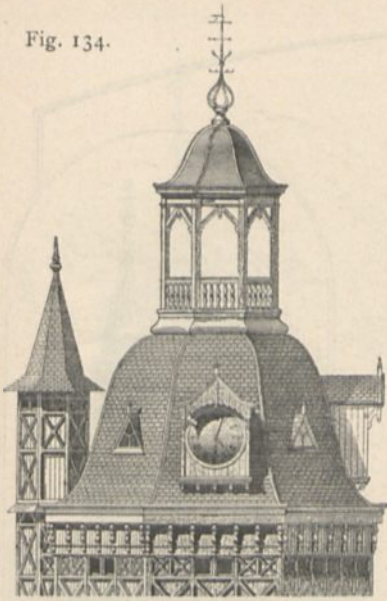
⁹⁰⁾ Facf.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1886, Pl. 4.

⁹¹⁾ Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1885, Bl. 40.

⁹²⁾ Facf.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau.* Stuttgart. 1889, Taf. 16.

⁹³⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf., 1893, Taf. 22.

Fig. 134.

Vom Wafferturm zu Amsterdam⁹⁴⁾. $\frac{1}{250}$ n. Gr.

bracht werden, verfehen (Fig. 128⁸⁹⁾; das Dach erhält alsdann das Ansehen eines Zeltdaches.

Wie Fig. 130 u. 132 zeigen, kommt auch bei Kegeldächern der in Art. 45 (S. 43) nochmals erwähnte Leitbruch mehrfach vor.

In den gleichen Fällen, in denen halbe Zeldächer zur Anwendung kommen (siehe Art. 43, S. 41), sind halbe Kegeldächer am Platze, sobald die betreffende Grundriffsfigur einen Halbkreis bildet. Fig. 129 zeigt ein flaches und Fig. 131⁹¹⁾ ein steileres Dach dieser Art.

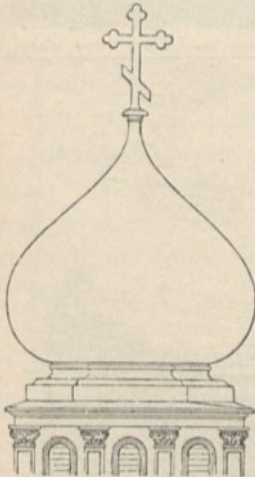
Eben so, wie steile Zeldächer derart umgebildet werden, daß sie oben statt einer Spitze einen kurzen Firt aufweisen (siehe Art. 47, S. 48), können auch Kegeldächer behandelt werden. Wie Fig. 133⁹³⁾ zeigt, hat man es alsdann mit einem hohen Satteldach zu thun, welches mit kegelförmigen Abwalmungen verfehen worden ist (siehe Art. 39, S. 37).

49.
Halbe
Kegeldächer.50.
Kegeldächer
mit Firt.

4) Entwickeltere Formen der Thurmdächer.

Je nach dem Zweck, dem der betreffende Thurm und das Thurmdach im Besonderen dienen; je nach dem Baustil und je nach dem Bestreben, den Thurm und sein Dach reicher oder weniger reich zu schmücken; je nach der künstlerischen Auffassung und Neigung, welcher der betreffende Architekt gefolgt ist — hat sich in der Formgestaltung der Thurmdächer eine große Mannigfaltigkeit ausgebildet.

Fig. 135.

Von der Alexander-Kirche
bei Nowogeorgiewsk. $\frac{1}{250}$ n. Gr.

Namentlich haben in der deutschen Renaissance die Thürme oder »Thurmhelme« in der verschiedenartigsten Weise gebaute und gestreckte Formen erhalten, die an sich willkürlich erscheinen und nur in ihrer malerischen Wirkung eine Berechtigung erhalten. Es ist hier weder der Ort, noch gestattet es der Rahmen, in welchem sich das vorliegende Kapitel zu bewegen hat, die geschichtliche Entwicklung der verschiedenen Thurmformen vorzuführen oder eine systematische Darstellung derselben zu versuchen. Deshalb sollen die reicher entwickelten Thurmdächer an dieser Stelle nur in zwei große Gruppen geschieden werden: in solche mit und solche ohne Grate.

Thurmdächer mit Graten entsprechen einer viereckigen Grundriffsform und besitzen entweder im Wesentlichen nur ebene Dachflächen, oder es zeigen sich an ihnen auch gekrümmte Dachflächen, welche bisweilen mehrfachen Aus- und Einbiegungen des Daches ihr Vorhandensein verdanken.

51.
Thurmdächer
mit Graten.

⁹⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart, 1889, Taf. 60.

Fig. 136 bis 138⁹⁵).



Ratkauerturm in Brünn [Mähren]

Baden bei Wien ~ 1687.

Türmhelm der Stiftskirche in Wien. - 1749

Th. Schindler
1749

Fig. 139⁹⁵⁾.

Während die Thurmdächer mit Graten den einfach pyramidal gestalteten Zeltdächern verwandt sind, zeigen Thurmdächer ohne Grate mit den Kegeldächern in so fern Aehnlichkeit, als beide Umdrehungskörpern angehören; sie nähern sich den unter d zu behandelnden sphärischen Dächern, und ihr Grundriß entspricht, wie bei diesen, einem Kreife.

Wenn derartige Dächer — und zwar solche mit und ohne Grate — keine zu bedeutende Höhe haben, heißen sie wohl auch Haubendächer. Viele derselben sind geschweifte Dächer mit karniesförmiger Profilgestalt, und man unterscheidet alsdann Glockendächer und Zwiebedächer. Erstere sind im unteren Theile concav und im oberen Theile convex (Fig. 134⁹⁴⁾, letztere umgekehrt unten convex und oben concav gestaltet (Fig. 135).

Besitzt das Dach mehrfache Aus- und Einbiegungen, so nennt man es hie und da Kaiferdach oder wälfsches Dach.

Zum Schluffe seien in Fig. 136 bis 139⁹⁵⁾ noch einige Beispiele von entwickelteren Thurmhelmen hinzugefügt und im Uebrigen auf die beiden unten genannten Sammlungen⁹⁶⁾ verwiesen.

d) Kuppeldächer.

Dem Begriff des Kuppelgewölbes entsprechend versteht man unter einem Kuppeldach in erster Reihe ein nach einem Kugelabschnitt geformtes oder sphäroidisch gestaltetes Dach; dabei erscheint die Dachfläche entweder ganz glatt (Fig. 140⁹⁷⁾, oder sie ist durch aufgelegte Rippen gegliedert und geziert (Fig. 141 u. 142^{98 u. 99)}. Hat die Kuppel eine geringe Höhe, so heißt sie Flachkuppel; läuft sie oben in eine Spitze aus, so wird sie Spitzkuppel genannt (Fig. 144¹⁰⁰⁾.

Wie einige der vorstehenden Beispiele zeigen, wird das Kuppeldach häufig in seinem Scheitel durch Aufsätze, Figuren, Kreuze etc. geziert. Bisweilen werden noch gröfsere Aufbauten aufgeputzt, wie z. B. in Fig. 143¹⁰¹⁾, oder es wird eine Laterne angeordnet (Fig. 149), welche zur Erhellung, hie und da auch zur Lüftung des unter der Kuppel befindlichen Raumes dient.

Dem Gefagten zufolge hat man es bei den bisher betrachteten Kuppeldächern mit Umdrehungskörpern zu thun, deren Erzeugende Viertelkreife, andere Kreisbogen oder diesen ähnliche krumme Linien sind. Man hat aber auch anders gestaltete

52.
Thurmdächer
ohne Grate.

53.
Sphärische
Dächer.

⁹⁵⁾ Facf.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau*. Stuttgart. 1894, Taf. 7; 1896, Taf. 12.

⁹⁶⁾ Eine Zusammenstellung verschiedenartiger Thurmformen enthalten die Werke:

SUTTER, C. *Thurmbuch*. Thurmformen aller Stile und Länder. Berlin 1888. — 2. Abth. 1895.

BAES, J. *Tours et tourelles historiques de la Belgique*. Brüssel 1881.

⁹⁷⁾ Facf.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau*. Stuttgart. 1892, Taf. 9.

⁹⁸⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf. 1889, Taf. 1.

⁹⁹⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf. 1894, Taf. 17.

¹⁰⁰⁾ Facf.-Repr. nach: *Revue gén. de l'arch.* 1859, Pl. 35.

¹⁰¹⁾ Facf.-Repr. nach: *La construction moderne*, Jahrg. 9, S. 101.

Curven, insbesondere geschweifte krumme Linien (wodurch u. A. die fog. Glockendächer entstehen) als Erzeugende verwendet (Fig. 145 u. 146¹⁰²⁾.

Fig. 140.

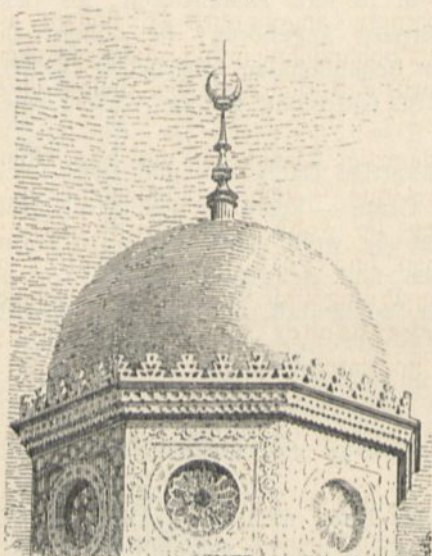
Vom bosnischen Kaffeehaus zu Budapest⁹⁷⁾.

Fig. 141.

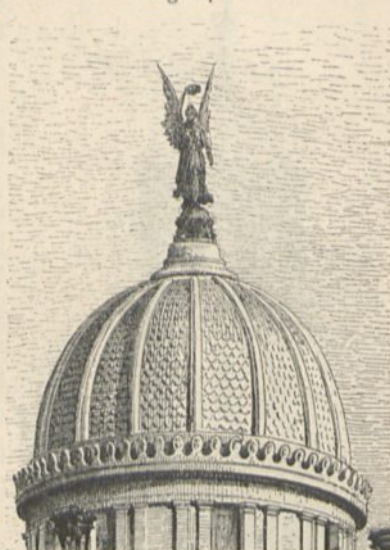
Vom *Franz-Deak-Mausoleum* zu Budapest⁹⁸⁾.

Fig. 142.

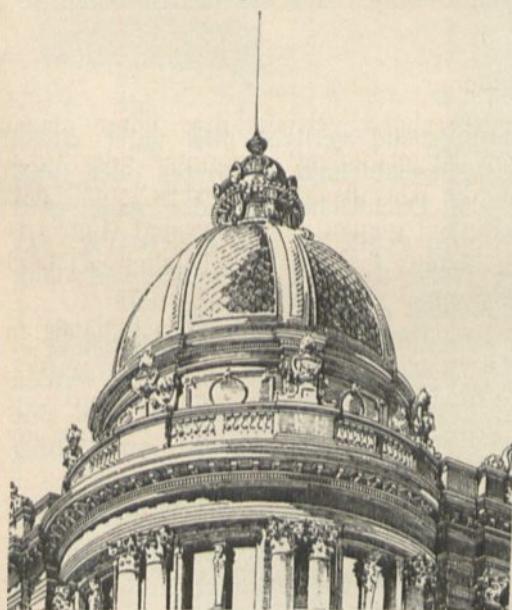
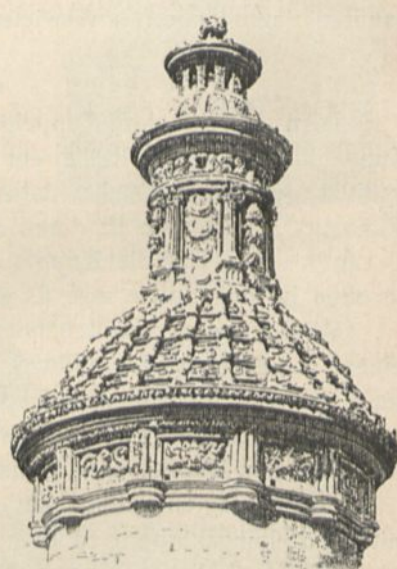
Von der *Frankfurter Bank* zu Frankfurt a. M.⁹⁹⁾.

Fig. 143.

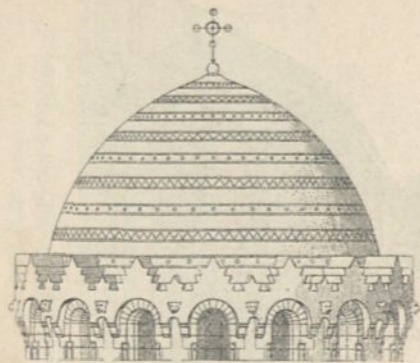
Vom *Taubenhaus* des Schlosses zu Uffenheim¹⁰¹⁾.

54.
Kuppeldächer
über
viereckigem
Grundriß.

Bei den feither betrachteten Kuppeldächern wurde ein kreisförmiger Grundriß vorausgesetzt. Indefs werden auch vielfach über Gebäuden, deren Grundform vieleckig gestaltet ist, Kuppeldächer errichtet; die einzelnen Dachflächen, aus denen

¹⁰²⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1866, Bl. 1.

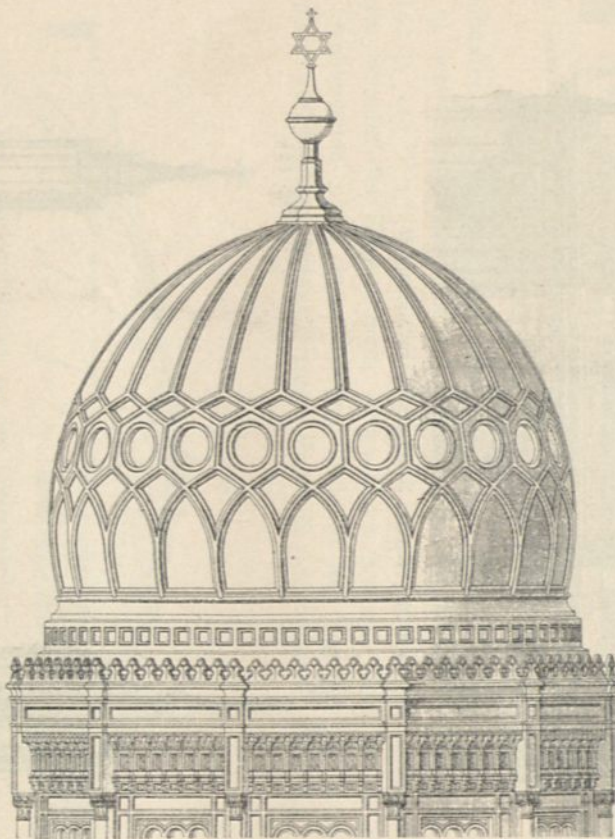
Fig. 144.



Vom Seminargebäude zu Kouba ¹⁰⁰⁾.

$\frac{1}{250}$ n. Gr.]

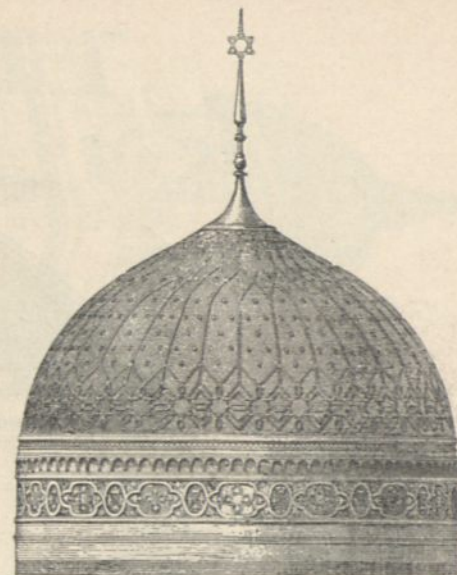
Fig. 146.



Von der Synagoge zu Berlin ¹⁰²⁾.

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

Fig. 145.



Vom israelitischen Tempel zu Czernowitz.

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

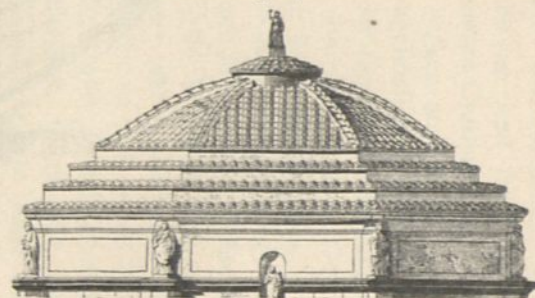
Fig. 147.



Von einem Maufoleum zu Wolfsberg ¹⁰³⁾.

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

Fig. 148.



Von der Kirche San Giacomo zu Vicovaro ¹⁰⁴⁾.

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

Fig. 149.

Von der Kirche San Lorenzo zu Mailand¹⁰⁵). $\frac{1}{300}$ n. Gr.

Fig. 150.

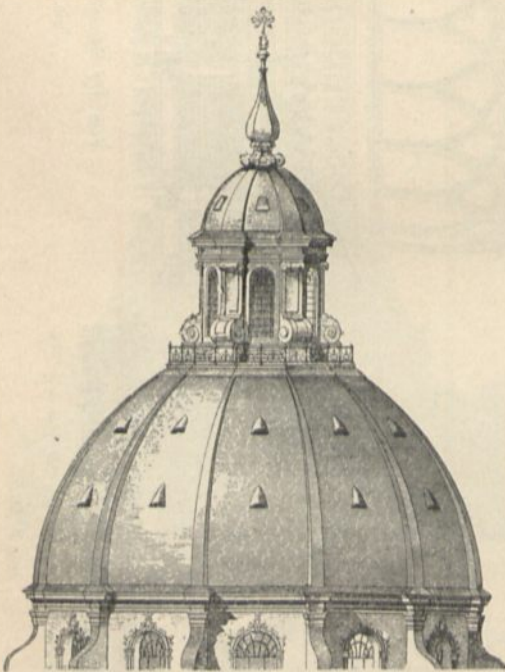
Von der Klosterkirche zu Ettal¹⁰⁶). $\frac{1}{500}$ n. Gr.

Fig. 151.

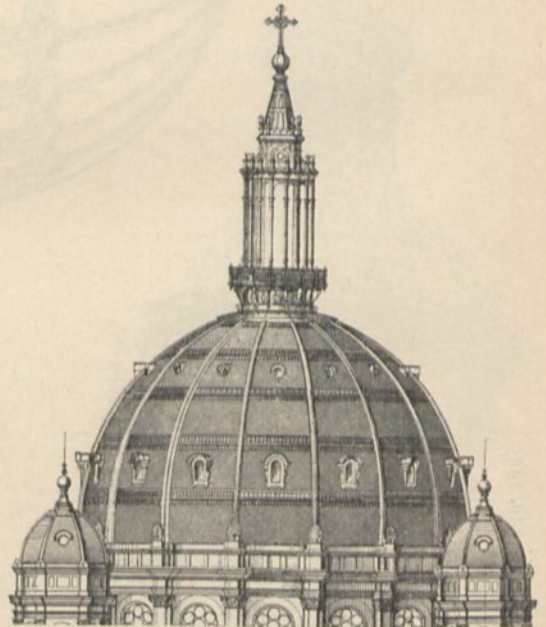
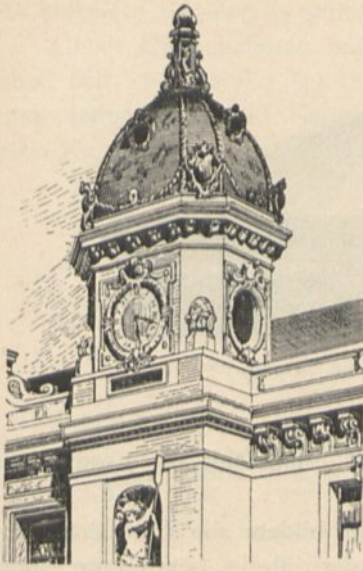
Von der Kirche St. Augustin zu Paris¹⁰⁷). $\frac{1}{500}$ n. Gr.

Fig. 152.

Vom Curhaus zu Monte Carlo¹⁰³⁾.

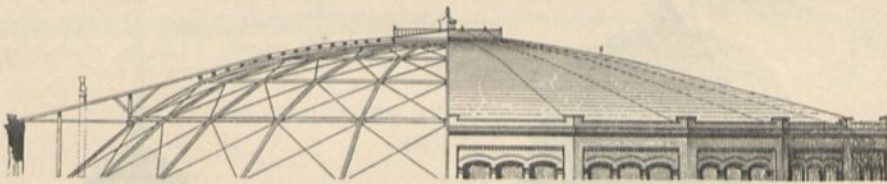
sich das Gesamtdach zusammensetzt, gehören alsdann Cylinderflächen an und stoßen in nach aufsen convex gekrümmten Gratlinien an einander. Solche Kuppeldächer wirken am günstigsten, wenn der Grundriß ein regelmäßiges Vieleck bildet; keinesfalls darf eine der Grundrißabmessungen die übrigen wesentlich überragen. Die Gestaltung solcher Dächer ist eine sehr mannigfaltige.

1) Das einfachste Kuppeldach dieser Art ist dasjenige über quadratischem oder rechteckigem Grundriß; doch darf das Rechteck sich von der Quadratform nicht zu sehr entfernen. Solche Dächer entstehen aus den in Art. 40 (S. 37) besprochenen Satteldächern mit cylindrischen Dachflächen und Abwalmungen, sobald die Anfallspunkte der beiden Walmlflächen so nahe an einander rücken, daß die Firmlinie verschwindet. Wie jene Dächer, werden auch die in Rede stehenden Kuppeldächer häufig mit einer wagrechten Plattform versehen und in dieser Gestalt vielfach bei

Profanbauten, zur Auszeichnung von Eckrisaliten, Eckpavillons etc., verwendet.

2) Sehr häufig wird das Kuppeldach über achteckigem Grundriß verwendet. Fig. 147 u. 148^{103 u. 104)} sind zwei Beispiele hierfür, die zugleich zeigen, daß auch hier der Scheitel der Kuppel nicht selten durch Kreuze, Statuen etc. geziert wird. Daß Dachlaternen nicht ausgeschlossen sind, ist aus Fig. 149¹⁰⁵⁾ zu ersehen, und daß nicht gleichzeitige Achteckformen ebenfalls vorkommen, zeigt Fig. 152¹⁰⁸⁾.

Fig. 153.

Vom Locomotivschuppen auf dem Centralbahnhof zu Magdeburg¹⁰⁹⁾.

1/500 n. Gr.

3) Auch über Grundrißformen von noch größerer Seitenzahl werden Kuppeldächer errichtet, und zwar eben so bei kirchlichen, wie bei Profanbauten. Fig. 150¹⁰⁶⁾ zeigt ein 12-seitiges, Fig. 151¹⁰⁷⁾ ein 16-seitiges, Fig. 153¹⁰⁹⁾ ein 24-seitiges und Fig. 154¹¹⁰⁾ ein 36-seitiges Kuppeldach. Bei Kuppeldächern von bedeutender Seiten-

103) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1861, Bl. 37.

104) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1881, Bl. 10.

105) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1890, Bl. 32.

106) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1890, Bl. 26.

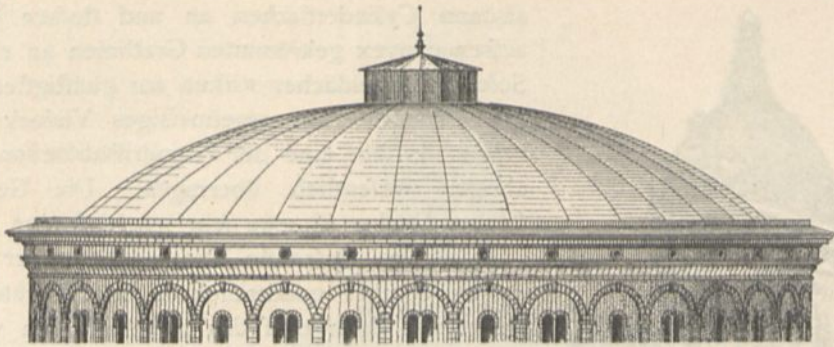
107) Facf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la constr.* 1872, Pl. 36.

108) Facf.-Repr. nach: *Architektonische Rundschau.* Stuttgart. 1895, Taf. 2.

109) Facf.-Repr. nach ebendaf. 1879, Bl. 25.

110) Facf.-Repr. nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 858.

Fig. 154.

Vom Gafometer-Gebäude der dritten Gasanstalt zu Dresden ¹¹⁰⁾. $\frac{1}{500}$ n. Gr.

zahl werden die Grate nahezu unsichtbar; die Kuppel erhält fast die Form eines Umdrehungskörpers.

4) Bei den unter 1 bis 3 vorgeführten Beispielen bildete die Umrisslinie der einzelnen Dachflächen einen Kreisbogen oder eine andere stetig gekrümmte Linie. Es sind aber auch anders geformte Dachflächen gewählt worden, wie die Beispiele in Fig. 155 ¹¹¹⁾ u. 156 ¹¹²⁾ zeigen.

55.
Kuppeln mit
gegliederten
Dachflächen.

Bisweilen bringen es der Zweck und die diesem angepasste Grundrisanordnung des betreffenden Gebäudes mit sich, daß ein Theil des Daches über die übrigen Theile desselben hoch gehoben werden muß, meistens im Interesse der Erhellung; alsdann entstehen gegliederte Dachflächen. In Fig. 157 ¹¹³⁾ u. 158 ¹¹⁴⁾ wird der

Fig. 155.

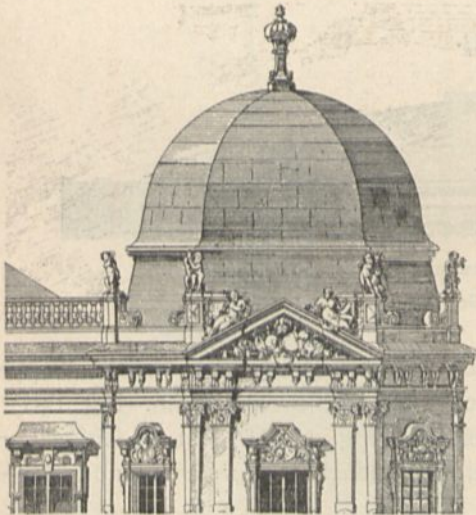
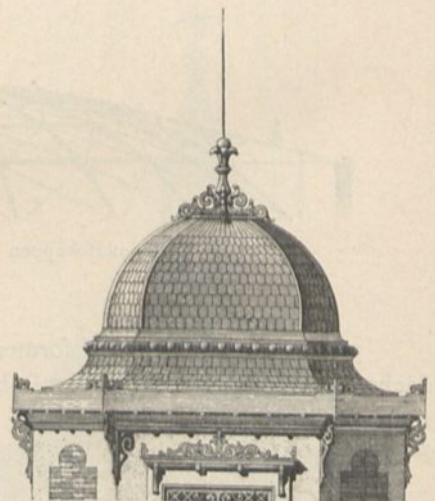
Von einem Eckpavillon des Belvedere zu Wien ¹¹¹⁾. $\frac{1}{250}$ n. Gr.

Fig. 156.

Von einem Pavillon zu St.-Cloud ¹¹²⁾. $\frac{1}{50}$ n. Gr.

¹¹¹⁾ Facf.-Repr. nach: Architektonische Rundschau. Stuttgart. 1894, Taf. 14.

¹¹²⁾ Nach: DALY, a. a. O., Bd. 2, D, Pl. 9.

¹¹³⁾ Facf.-Repr. nach: SCHMITT, E. Bahnhöfe und Hochbauten auf Locomotiv-Eisenbahnen. Theil II. Leipzig 1883. Taf. VIII u. IX.

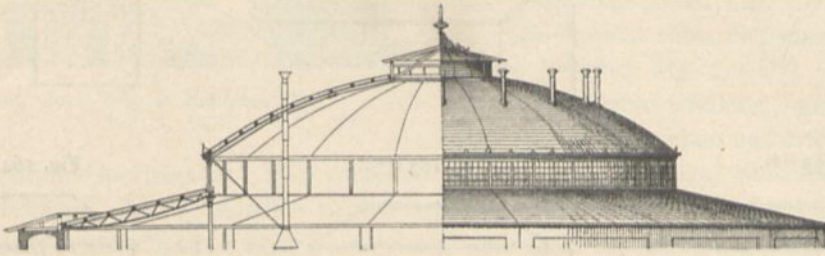
¹¹⁴⁾ Facf.-Repr. nach: KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Das Zimmermannsbuch. Leipzig 1893. S. 164 u. 165.

mittlere Theil des Gebäudes durch ein Kuppeldach abgedeckt, während sich über den äußeren, ringförmig gestalteten Theilen ein Kegeldach erhebt.

Ueber Kirchenchören und anderen apfidenartig vorspringenden Bautheilen erheben sich, wie in Art. 43 (S. 41) u. 49 (S. 49) bereits gefagt worden ist, nicht selten halbe Zelt- und Kegeldächer. In den gleichen Fällen können aber auch halbe Kuppeldächer Anwendung finden.

56.
Halbe
Kuppeldächer.

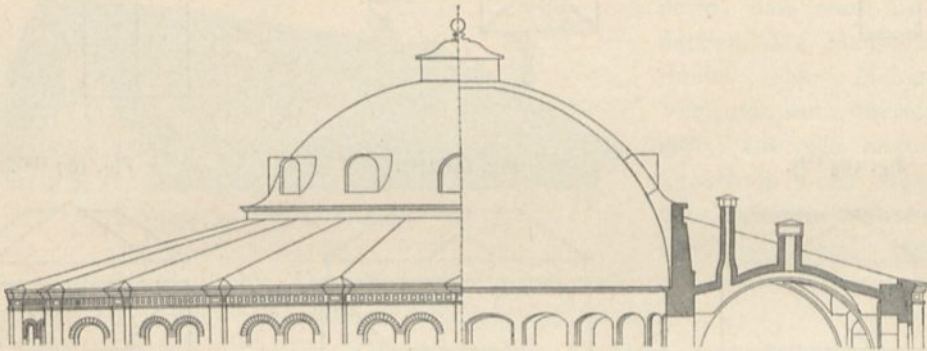
Fig. 157.



Von den Locomotivschuppen der Schneidemühl-Dirschauer Eisenbahn ¹¹³⁾.

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

Fig. 158.



Von einem Locomotivschuppen zu Moskau ¹¹³⁾.

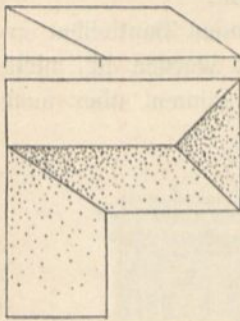
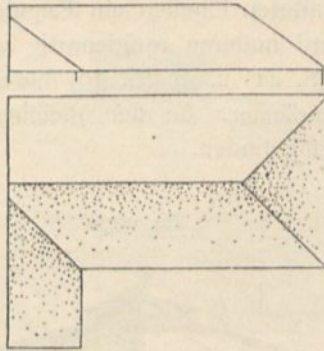
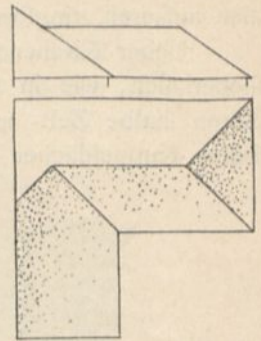
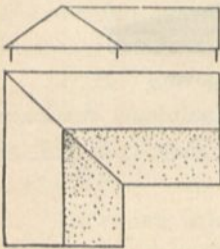
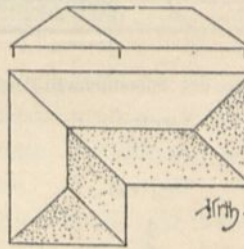
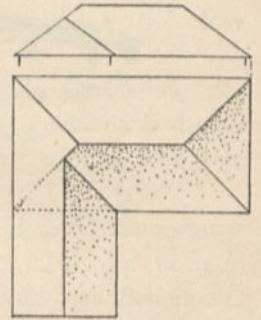
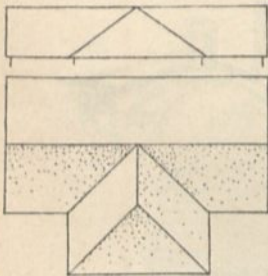
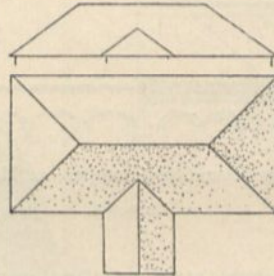
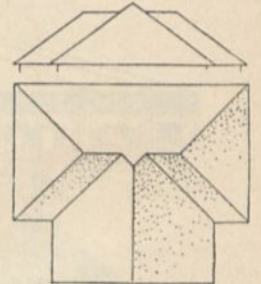
$\frac{1}{500}$ n. Gr.

e) Zusammengesetzte und reicher gegliederte Dächer.

Die bisher vorgeführten Dachformen erhoben sich über Gebäuden mit ganz einfacher Grundrißform. So häufig auch derartige Bauwerke vorkommen, so hat es der Architekt wohl eben so oft mit Anlagen von weniger einfacher Grundrißgestalt zu thun. Namentlich sind Dächer über Grundrißformen, die sich aus mehreren Rechtecken zusammensetzen, nichts Seltenes; sie entstehen durch seitliche Anbauten, durch Hof- und Seitenflügel, durch sonstige vorspringende Gebäudetheile, bei Eckhäusern, bei Gebäuden mit Höfen etc.

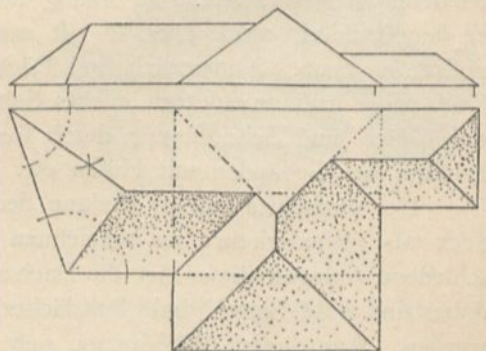
Der einfachste Fall ist alsdann derjenige des L-förmigen Grundrißes, den man auch als »Wiederkehr« zu bezeichnen pflegt. In Fig. 159 bis 164 ¹¹⁴⁾ ist für verschiedene Anlagen dieser Art die Dachausmittlung in Grund- und Aufriß dargestellt; dabei sind bald Sattel-, bald Pultdächer, hier und da auch Abwalmungen vorgesehen worden. Aus diesen Abbildungen geht ohne Weiteres hervor, daß nunmehr nicht

57.
Zusammen-
gesetzte
Dächer.

Fig. 159¹¹⁴⁾.Fig. 160¹¹⁴⁾.Fig. 161¹¹⁴⁾.Fig. 162¹¹⁴⁾.Fig. 163¹¹⁴⁾.Fig. 164¹¹⁴⁾.Fig. 165¹¹⁴⁾.Fig. 166¹¹⁴⁾.Fig. 167¹¹⁴⁾.

bloß Firsfe und Grate, sondern auch Kehlen, in zwei Fällen (Fig. 161 u. 164) auch Verfallungslinien entstehen. Das Aussehen eines Daches, welches der Ausmittlung in Fig. 162 entspricht, ist aus Fig. 169¹¹⁵⁾, ein solches nach Fig. 164 aus Fig. 170¹¹⁶⁾ zu ersehen.

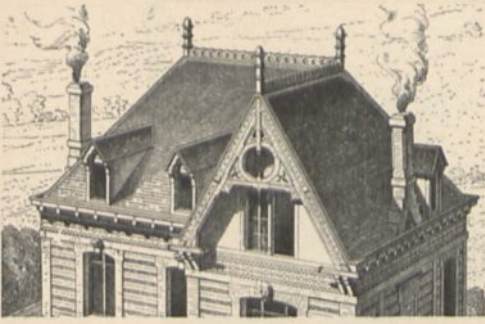
An die Dächer mit Wiederkehr reihen sich zunächst diejenigen über L-förmigen

Fig. 168¹¹⁴⁾.

¹¹⁵⁾ Facf.-Repr. nach: SAUVAGEOT, a. a. O., Pl. 200.

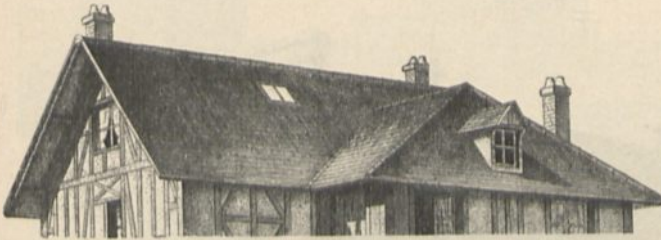
¹¹⁶⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf., Pl. 156.

Fig. 169.

Von einer Villa zu Houlgate¹¹⁵⁾.

die Dachstuhl-Construction. Man vermeidet sie deshalb gern und ist bisweilen schon beim Gestalten des Grundrisses darauf bedacht, daß keine Verfallungen entstehen. Man kann letztere auch dadurch umgehen, daß man die Dachneigungen etwas ändert oder die Trauflinien einzelner Dachtheile höher legt, als die der übrigen

Fig. 170.

Von einer Villa zu Chaumes¹¹⁶⁾.

bäudes erhöht und eine Dachfläche bis gegen dieselbe fortsetzt, daß man also gleichsam einen nicht vorhandenen Gebäudetheil fortsetzt.

Bei noch verwickelteren Grundriffsformen kommen neue Erscheinungen nicht zu Tage; die Verschneidung der einzelnen Dachtheile mit einander läßt sich jedesmal entweder auf den L- oder auf den L-förmigen Grundriss zurückführen (Fig. 174 bis 176).

Grundrissen an. Für vier einschlägige Fälle zeigen Fig. 165 bis 168¹¹⁴⁾ die zugehörigen Dachausmittlungen, und es ist hier, wie bei den vorhergehenden Dachanlagen vorausgesetzt, daß sämtliche Dachflächen gleiche Neigung haben¹¹⁷⁾. Naturgemäß müssen bei solchen Grundriffsformen ebenfalls Kehlen sich ergeben, unter Umständen auch Verfallungslinien (Fig. 167).

Die Ansicht eines hier einzureihenden Daches gewährt Fig. 171¹¹⁸⁾.

Eine Dachverfallung gewährt ein wenig schönes Aussehen und erschwert auch ein weiteres Mittel zur Abhilfe besteht in geeigneten Fällen darin, daß man die Dachflächen des Hauptgebäude-theiles über Nebentheile, Vorsprünge etc. überchiefsen läßt, also für letztere die Trauflinie tiefer legt; oder aber, daß man die betreffende Umfassungswand des Gebäudes erhöht und eine Dachfläche bis gegen dieselbe fortsetzt, daß man also gleichsam einen nicht vorhandenen Gebäudetheil fortsetzt.

Fig. 171.

Vom Pfortnerhaus des Schlosses zu Bethmont¹¹⁸⁾.

¹¹⁷⁾ In der Sprache des Zimmermanns heißt dies wohl auch, daß das Dach mit »Dachverfallung« auszuführen sei.

¹¹⁸⁾ Facf. Repr. nach: DALY, a. a. O., Section 3, Pl. 7.

Fig. 172.

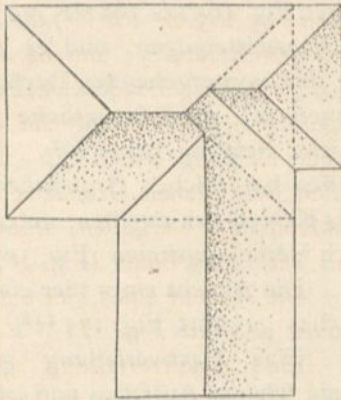
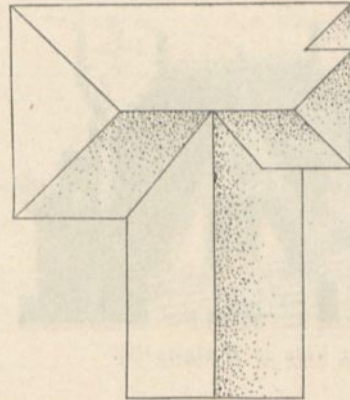


Fig. 173.



Bezüglich der Dachverfallungen zeigt sich hier naturgemäß derselbe Mifsstand, wie vorhin erwähnt wurde, und man hat die gleichen Mittel anzuwenden, wenn man sie umgehen will. Hiernach zeigen Fig. 177 bis 179¹²⁰⁾ drei verschiedene Dachausmittlungen für denselben Grundriß.

Fig. 174.

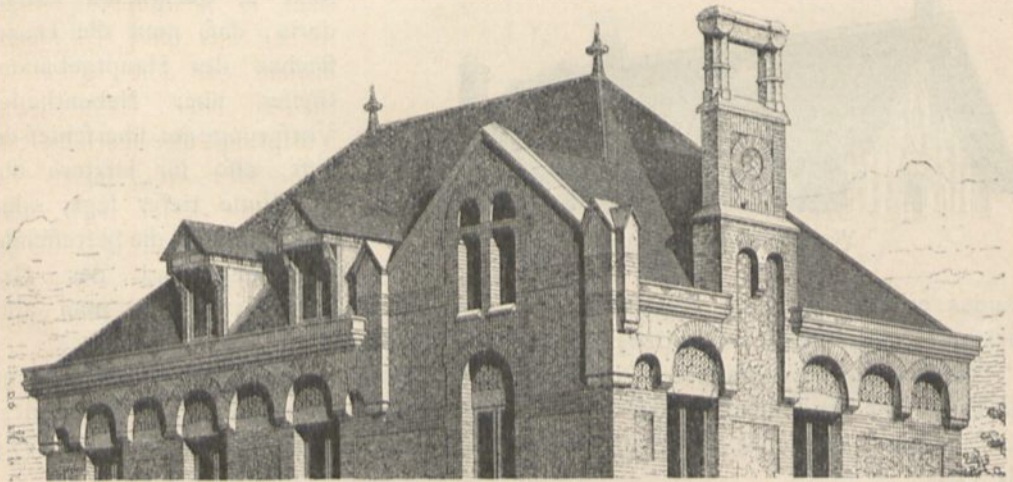
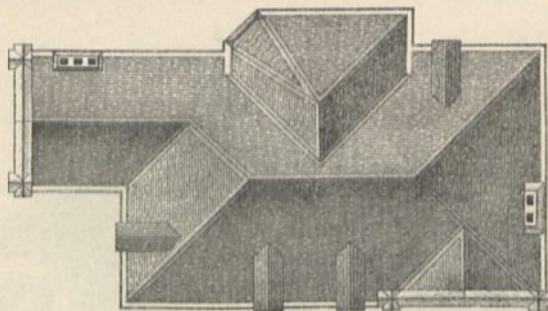


Fig. 175.

 $\frac{1}{400}$ n. Gr.

Von einem Landhaus zu Naffandres¹¹⁹⁾.

119) Facf.-Repr. nach: SAUVAGEOT, a. a. O., Pl. 188 u. 189.

120) Facf.-Repr. nach: *Carpentry and building*, Bd. 16, S. 61.

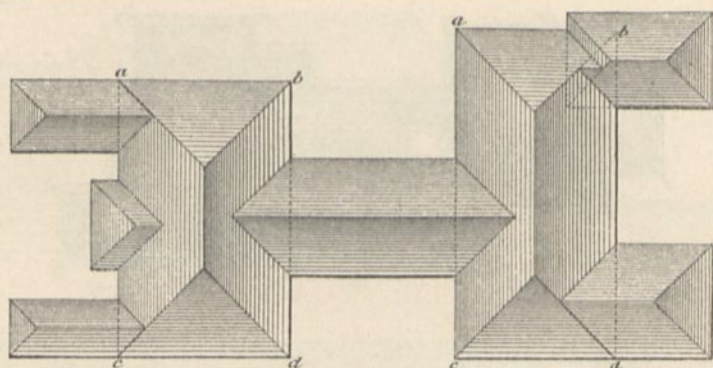
Fig. 176¹²¹⁾.

Fig. 177.

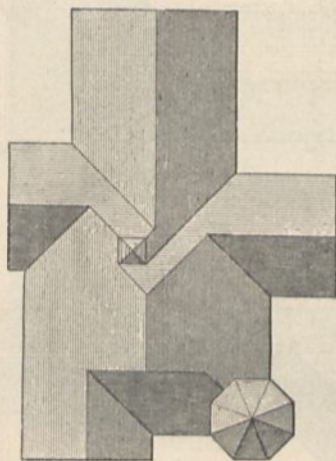
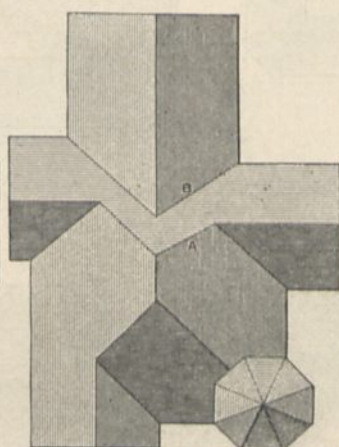
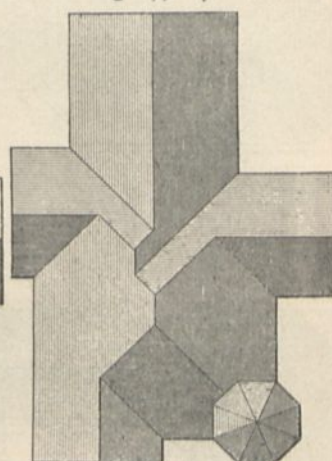
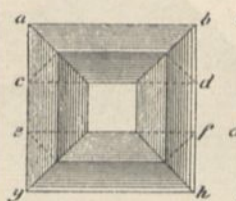
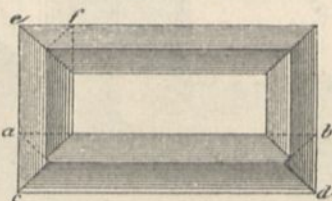
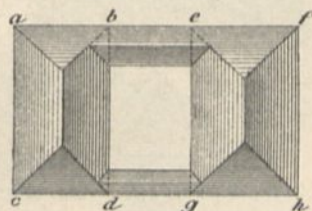
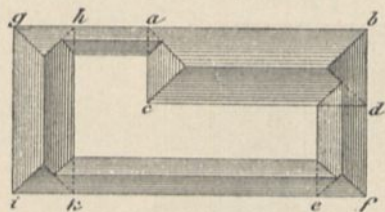
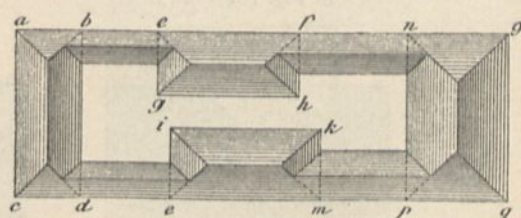


Fig. 178.

Fig. 179¹²⁰⁾.Fig. 180¹²¹⁾.Fig. 181¹²¹⁾.Fig. 182¹²¹⁾.Fig. 183¹²¹⁾.Fig. 184¹²¹⁾.

¹²¹⁾ Facf.-Repr. nach: HITTENKOPFER. Dachausmittlungen etc. Leipzig 1873. Taf. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 13.

Fig. 185¹²¹⁾.

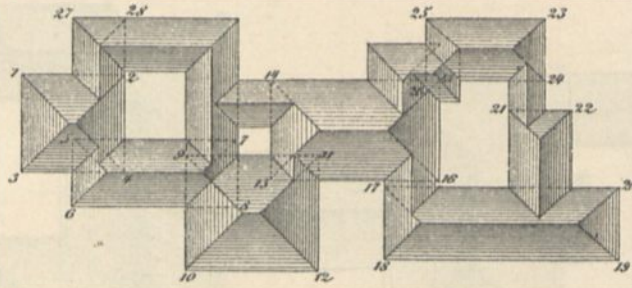


Fig. 186¹²¹⁾.

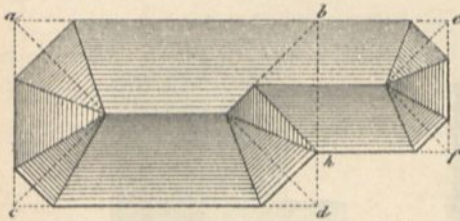


Fig. 187¹²¹⁾.

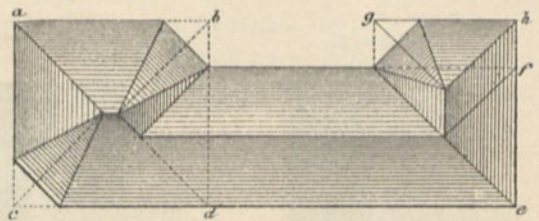


Fig. 188¹²¹⁾.

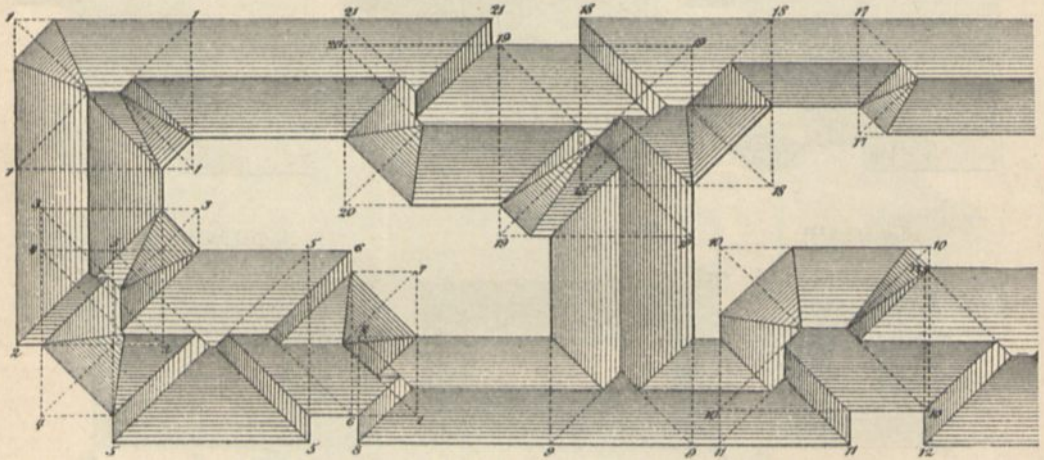


Fig. 189¹²¹⁾.

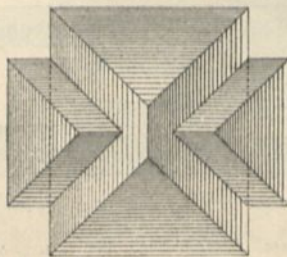


Fig. 190¹²¹⁾.

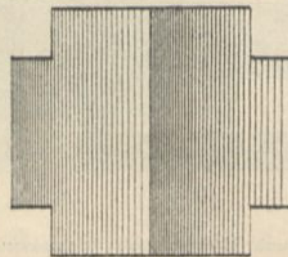
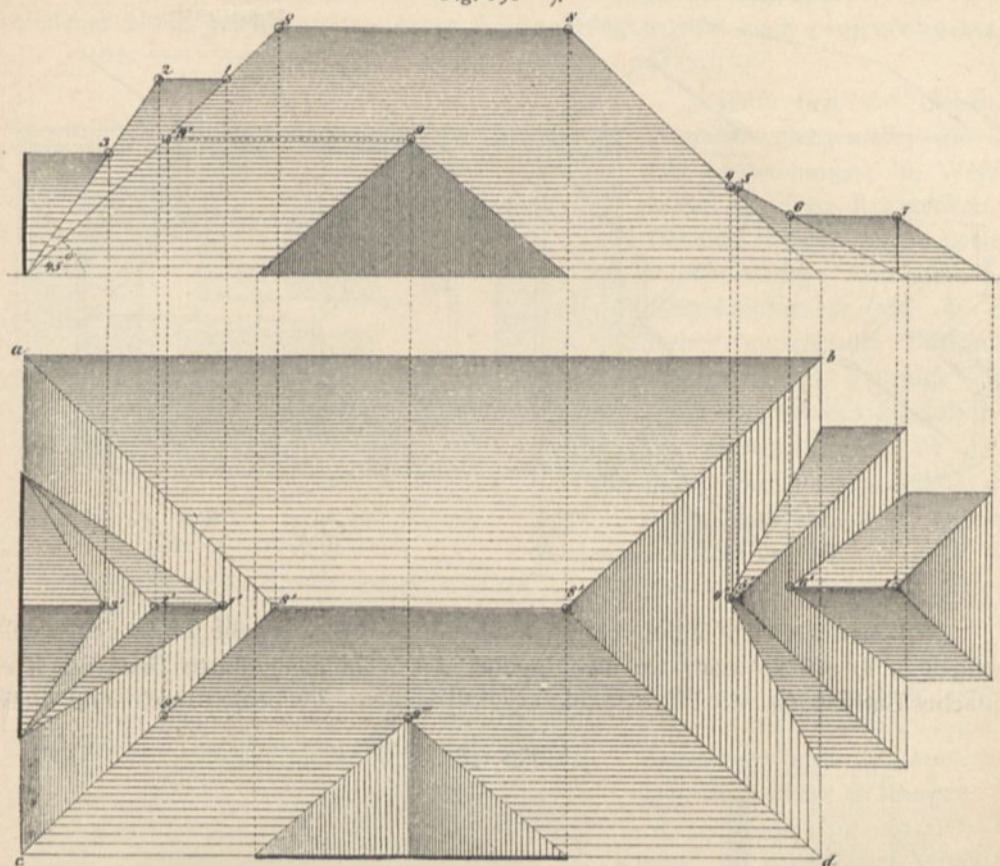


Fig. 191¹²¹⁾.

Auch bei Gebäuden, welche Hofräume in sich schliessen, zeigen sich die gleichen Erscheinungen, wie vorher. Fig. 180 bis 185¹²¹⁾ bieten einige Beispiele hierfür.

Kleine Abweichungen entstehen, wenn an Gebäudeecken Abschrägungen vorgenommen werden, sei es an den außen gelegenen Ecken, sei es in den Ecken der etwa vorhandenen Hofräume (Fig. 186 bis 188¹²¹⁾), oder wenn die Dachneigungen nicht durchwegs die gleichen sind (Fig. 191¹²¹⁾).

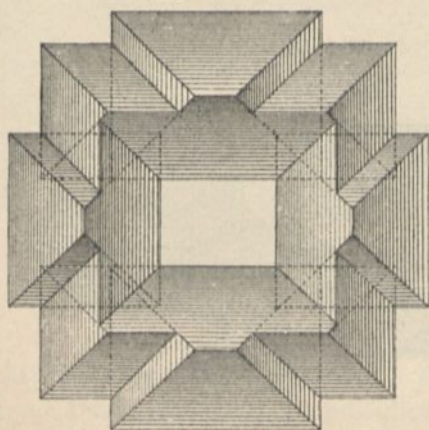
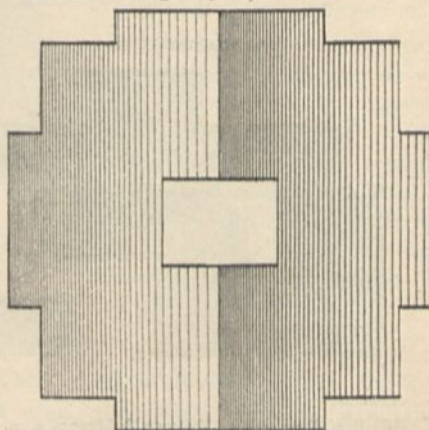
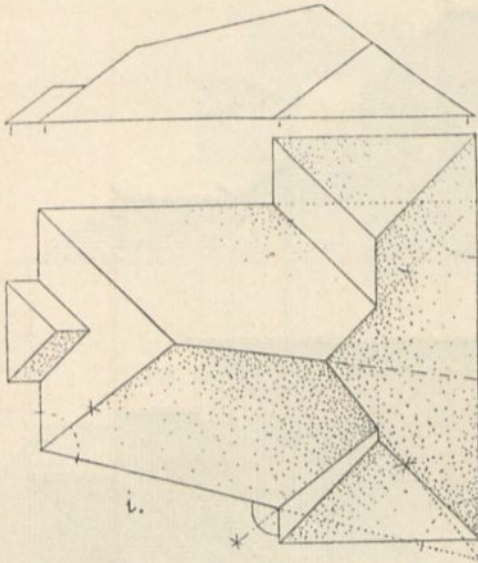
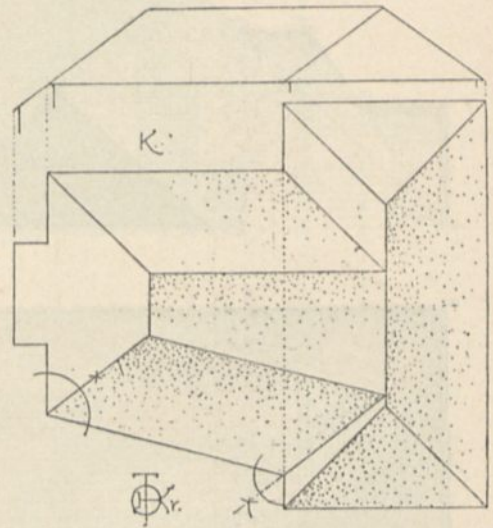
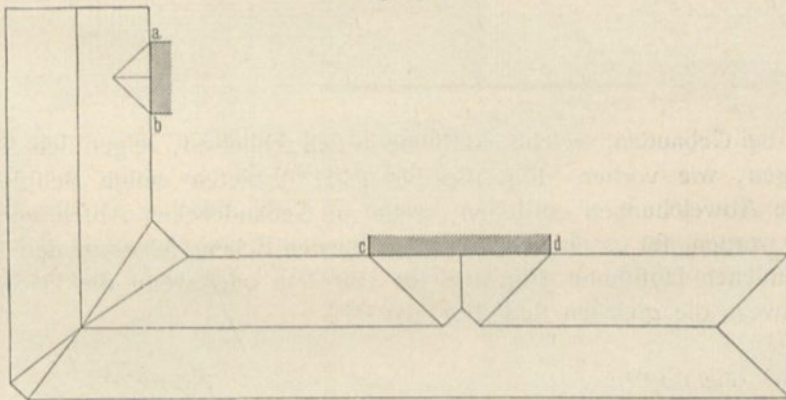
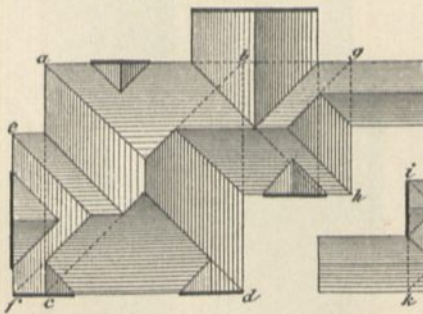
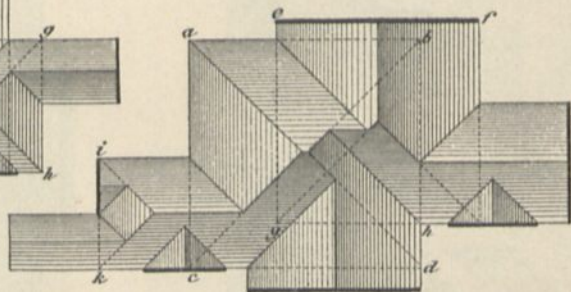
Fig. 192¹²¹⁾.Fig. 193¹²¹⁾.

Fig. 194¹²²⁾.Fig. 195¹²²⁾.

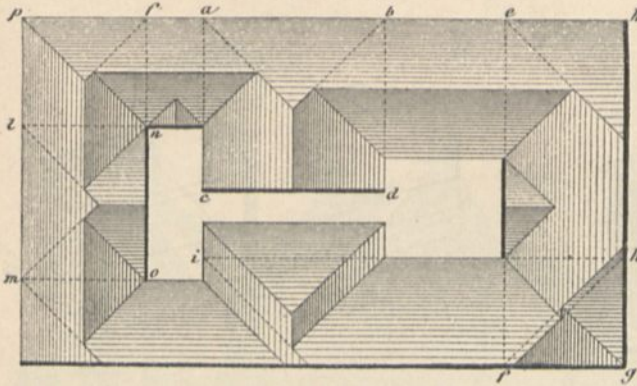
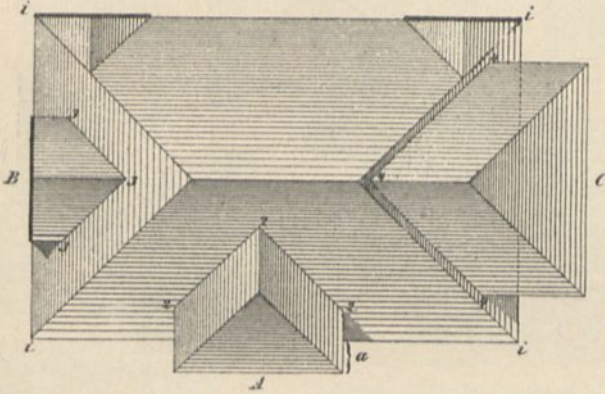
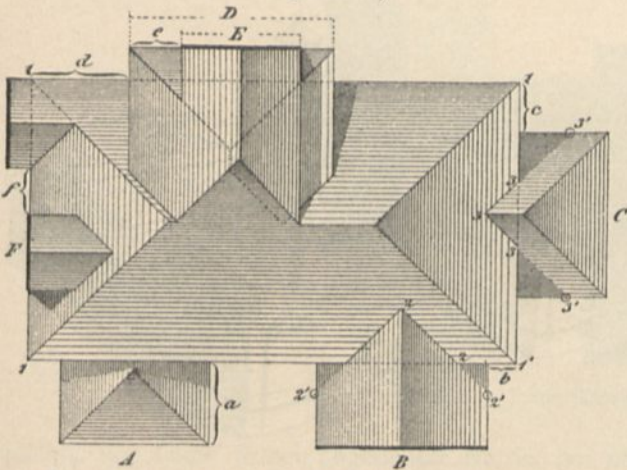
Will man bei den feither betrachteten Grundriffsformen alle Grate und Kehlen vermeiden, so eretze man, wo dies angeht, das zusammengesetzte Dach durch ein einfaches Satteldach, wie Fig. 189 bis 193¹²¹⁾ zeigen; die beiden Dachfäume haben

Fig. 196.

Fig. 197¹²¹⁾.Fig. 198¹²¹⁾.

¹²²⁾ Facf.-Repr. nach: KRAUTH & MEYER, a. a. O., S. 165.

im Grundrifs eine abgetreppte Form, und die einzelnen Theile derselben sind in verschiedener Höhe gelegen. Man nennt solche Anlagen wohl auch eingeschnittene Dächer.

Fig. 199¹²¹⁾.Fig. 200¹²¹⁾.Fig. 201¹²¹⁾.

Setzt sich der Gebäude-Grundrifs nicht mehr, wie feither angenommen, im Wesentlichen blofs aus Rechtecken zusammen, sondern kommen auch schiefwinkelige Anschlüsse von Flügelbauten etc. vor, so entstehen ansteigende Firflinien, unregelmäßig geformte und selbst windschiefe Dachflächen. Im Vorhergehenden ist mehrfach gesagt worden, daß derartige Erscheinungen ein unschönes Ansehen gewähren und die Construction des Dachstuhl erschweren, daß man sie aus diesen Gründen gern vermeidet. Die hierfür zu Gebote stehenden Mittel wurden zugleich angegeben und sind auch hier zur Anwendung zu bringen. So ist z. B. in Fig. 194¹²²⁾ für einen einschlägigen Grundrifs die regelrechte Dachausmittlung mit einer ansteigenden Firflinie und zwei windschiefen Dachflächen dargestellt; in Fig. 195¹²²⁾ hingegen ist bei gleichem Grundrifs eine wagrechte Plattform angeordnet, mittels deren nur wagrechte Firflinien und blofs ebene Dachflächen nothwendig werden.

In Fig. 195 ist auch das vorhin angedeutete Auskunftsmittel angewendet, um die Dach-Construction zu vereinfachen. Auf der linken Grundrifsseite springt ein kleiner Gebäudetheil vor; über diesen ist die benachbarte Walmfläche fortgesetzt, wobei alsdann an diesem Gebäudevorsprung die Trauflinie tiefer gelegen ist.

Schließlich sei noch des nicht selten vorkommenden Falles gedacht, daß das Durchführen einer stetig geneigten Dachfläche dadurch unmöglich gemacht wird, daß längs kürzerer Strecken —

wie in Fig. 196 bei *ab* und *cd* — in Folge von angrenzenden Nachbargebäuden oder aus sonstigen Gründen der Wasserabfluß nach einer anderen Richtung geleitet

Fig. 202.

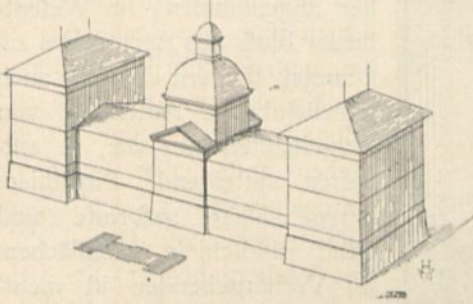


Fig. 203.

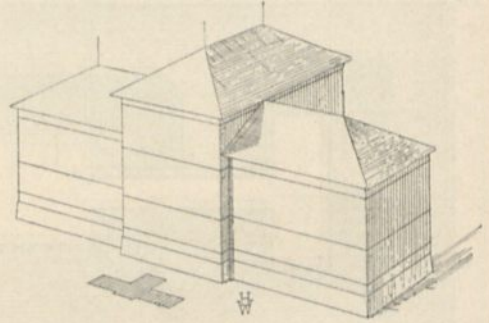


Fig. 204.

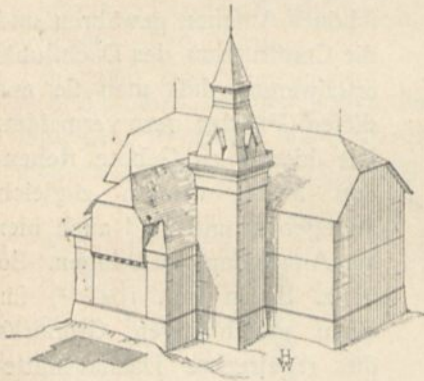


Fig. 205.

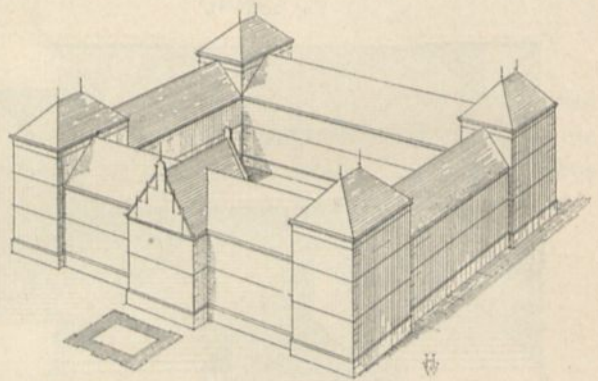


Fig. 206.

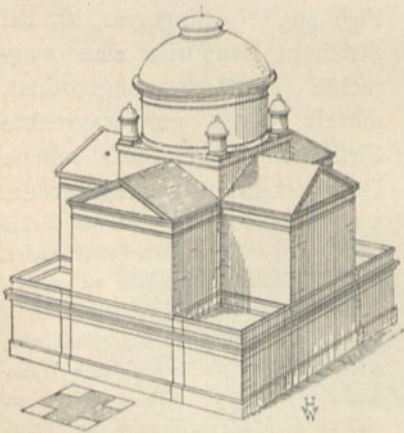
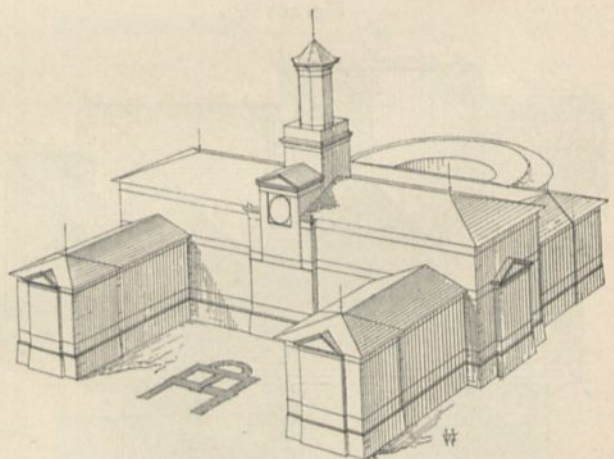


Fig. 207.



werden muß. Alsdann werden in der Regel kleine Satteldächer eingeschaltet, welche an den fraglichen Strecken ihren Giebelabschluss finden. Drei verwickeltere Anlagen zeigen Fig. 197 bis 199¹²¹⁾.

Bei allen feither in das Auge gefassten Dachanlagen wurde fast ausnahmslos vorausgesetzt, dafs die Trauflinien sämmtlicher Dachflächen in gleicher Höhe gelegen find. Man kann aber das Dach auch in anderem Sinne ausbilden; man kann zu-

58.
Reicher
gegliederte
Dächer.

Fig. 208.

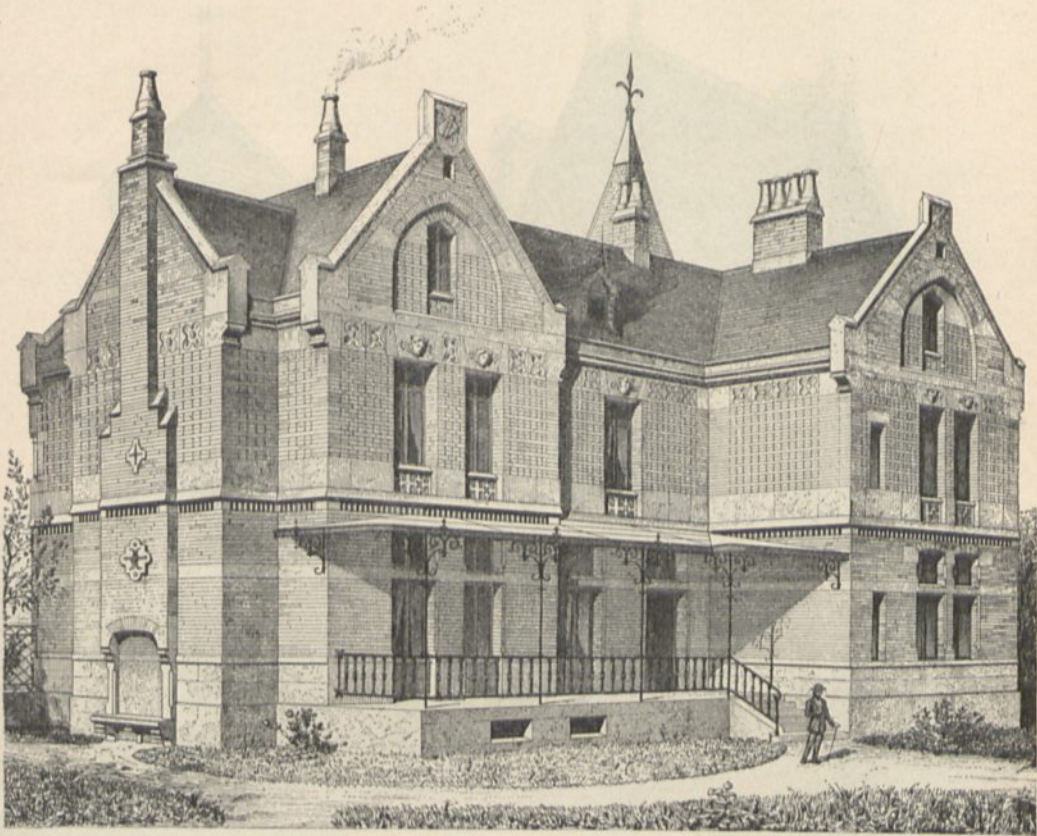
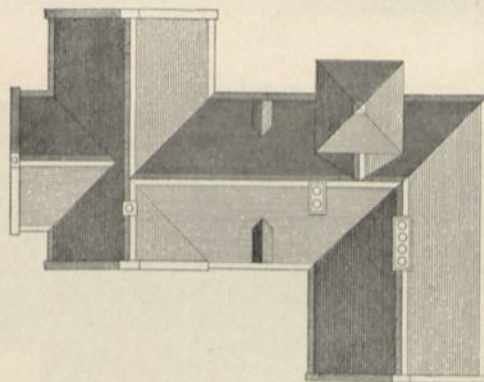


Fig. 209.



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

Privathaus zu Frederiksborg ¹²³⁾.

nächst, wie schon früher angedeutet wurde, bei einzelnen Theilen des Gebäudes den Dachsaum höher legen, als bei den anderen. Fig. 200 u. 201 ¹²¹⁾ liefern zwei einschlägige Beispiele.

¹²³⁾ Facf.-Repr. nach: VIOLETT-LE-DUC, E. & F. NARJOUX. *Habitations modernes etc.* Paris 1874-75. Pl. 60 u. 67.

Fig. 210.

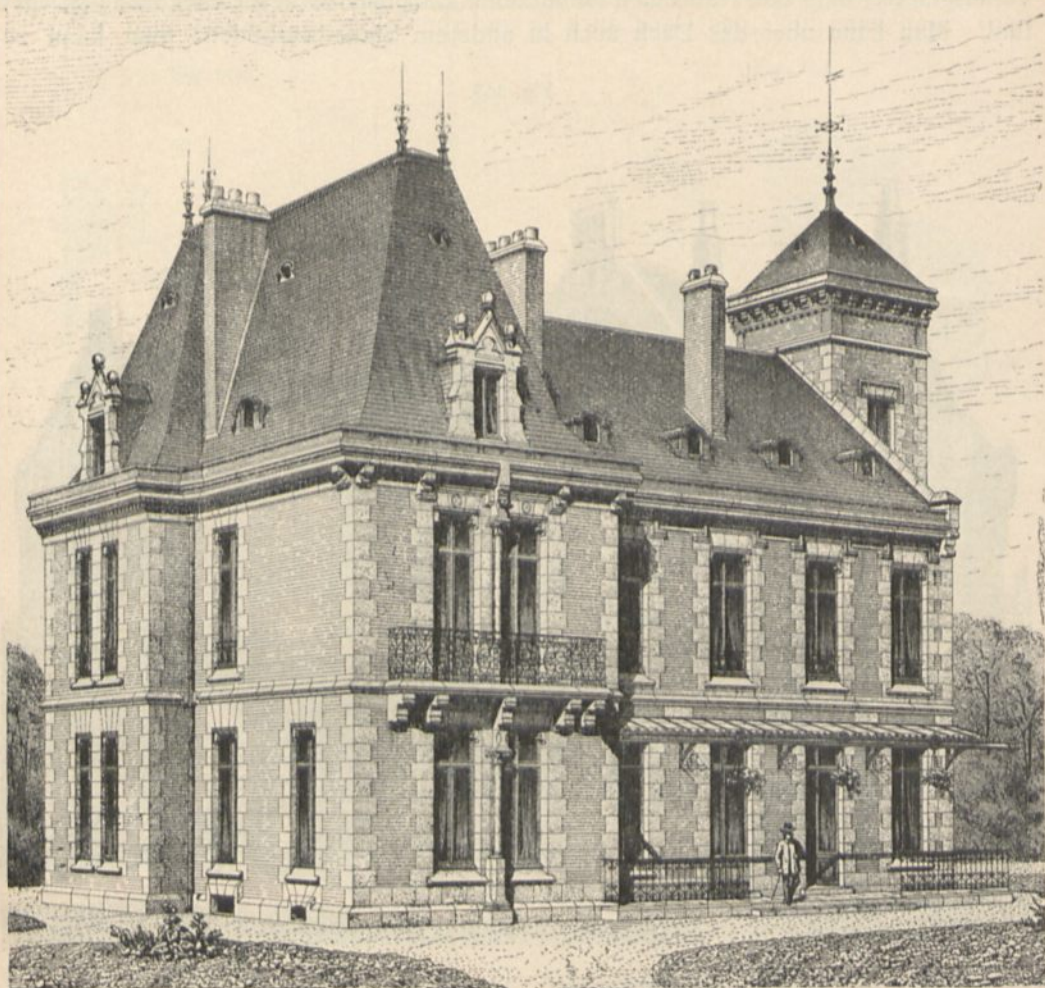
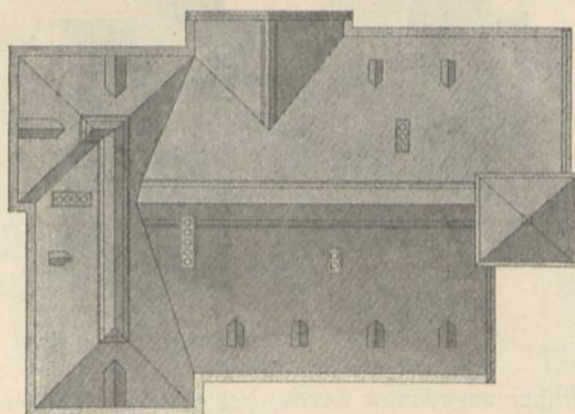


Fig. 211.



1/300 n. Gr.

Landhaus zu Ingouville¹²⁴⁾.

¹²⁴⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf., Pl. 119 u. 120.

In Fig. 200 dringen in das Hauptdach *iiii* die 3 kleineren Dächer *A*, *B* und *C* mit einem überhöhten Dachfaum ein. Für das Dach *A* liegt der Dachfaum um das Maß *a* höher, als der benachbarte Dachfaum *ii* des Hauptdaches etc.

Fig. 212.

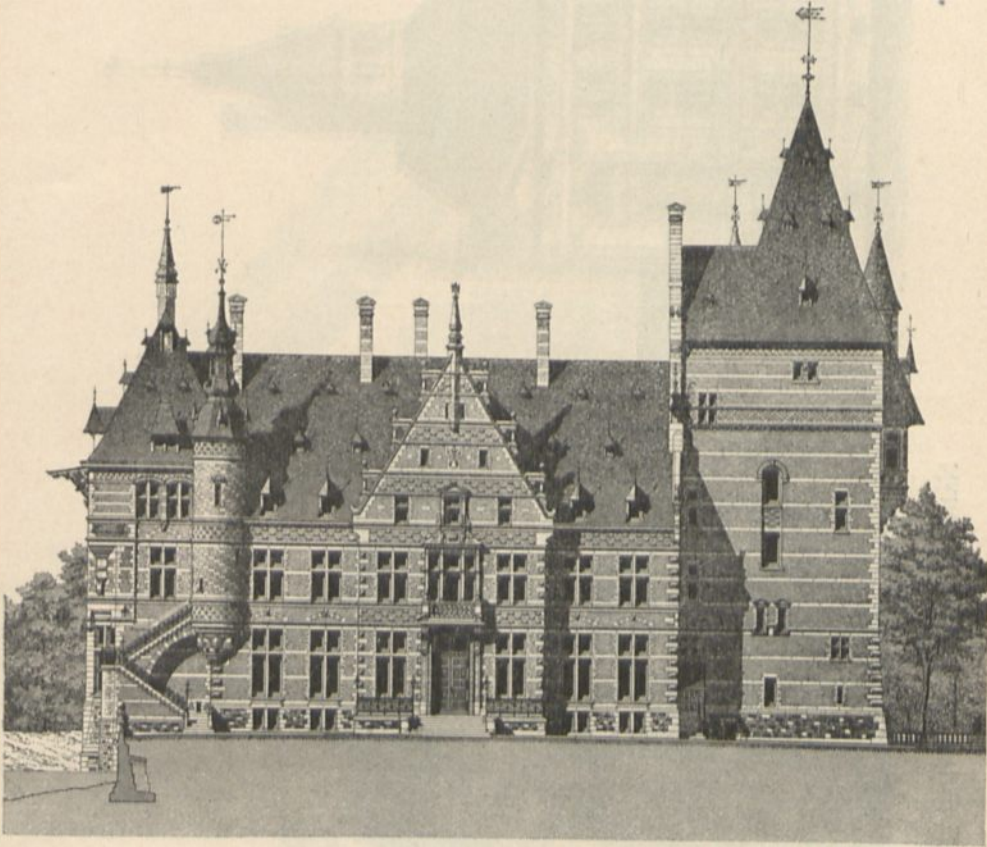
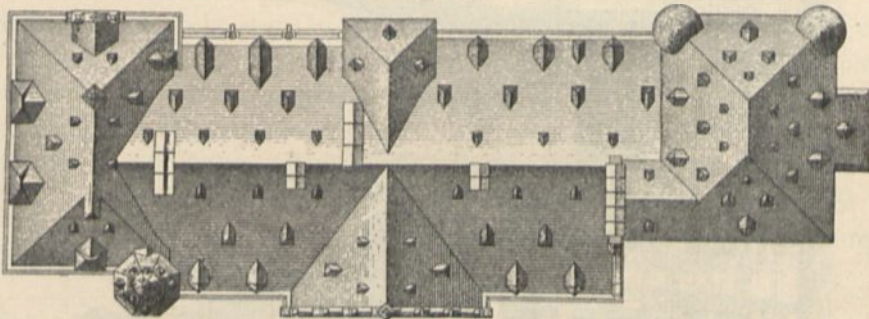


Fig. 213.

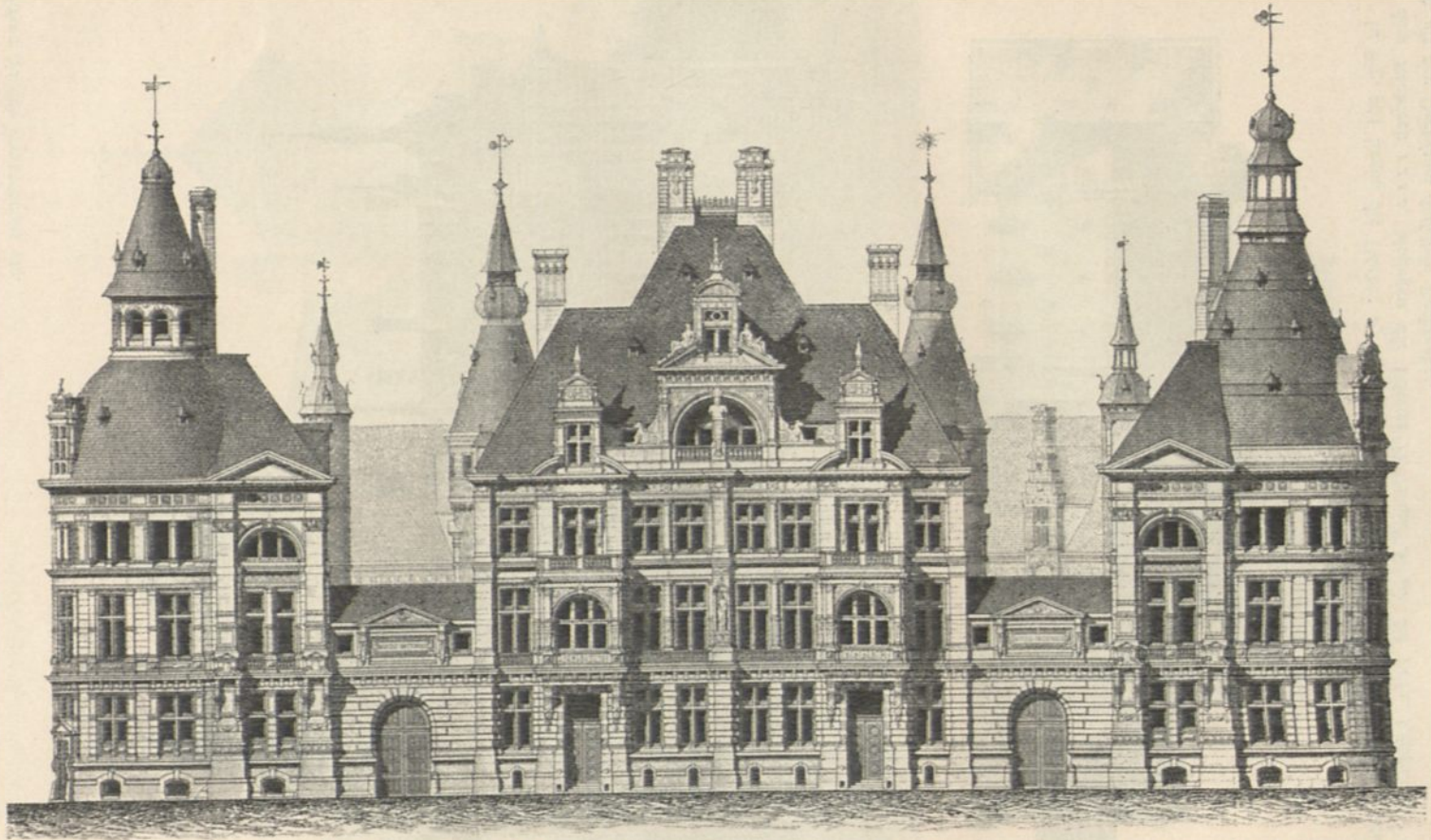
Schloß zu Wespelaar¹²⁵⁾.

1/400 n. Gr.

In Fig. 201 liegen die Dächer *A*, *B* und *C* um die bezw. Längen *a*, *b* und *c* tiefer als das Dach über dem Rechteck *iiii*, hingegen die Dächer *D*, *E* und *F* um die bezw. Längen *d*, *e* + *d* und *f* höher, als der Dachfaum desselben Rechteckes.

¹²⁵⁾ Facf.-Repr. nach: BEYAERT, H. *Travaux d'architecture* etc. Brüssel.

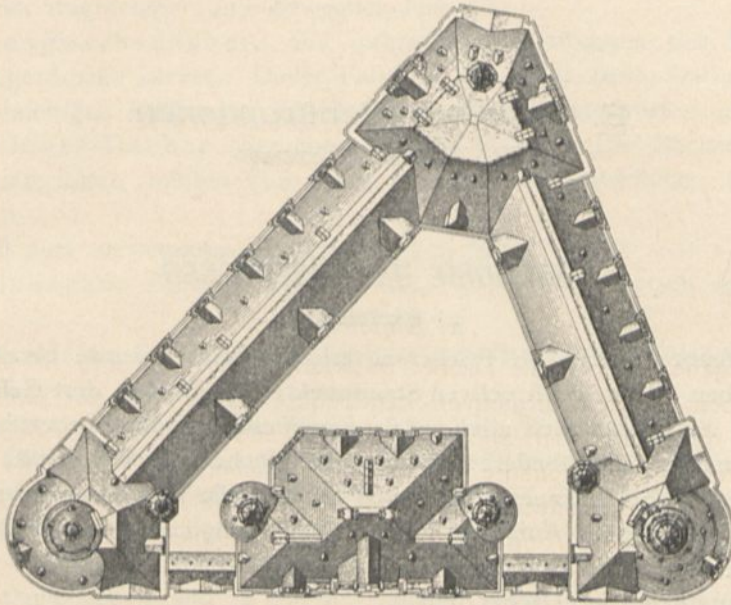
Fig. 214.



Nationalbank zu Antwerpen ¹²⁶).

$\frac{1}{400}$ n. Gr.

Fig. 215.

Dachausmittelung zu Fig. 214¹²⁶⁾. — 1/800 n. Gr.

Man kann aber auf gleichem Wege noch etwas weiter gehen, indem man einzelnen Theilen des Gebäudes eine grössere Höhe giebt, als den übrigen:

sei es, dass aus inneren Gründen einzelne Theile des Gebäudes eine grössere Zahl von Geschossen erhalten, als die übrigen;

sei es, dass man die verschiedenen Zwecke, denen die einzelnen Gebäudetheile zu dienen haben, dadurch zum Ausdruck bringt, dass man sie in ungleicher Höhe ausführt und jeweilig mit besonderem Dache abschliesst;

sei es endlich, dass man eine lebendigere Gruppierung der Massen eines Bauwerkes, eine wirksamere und kennzeichnendere Krönung desselben dadurch erreichen will, dass man jeden bedeutenden Raum, bezw. jede bedeutende Raumgruppe desselben im Dache auszeichnet.

Es kann hier nicht der Ort sein, diesen Gegenstand weiter zu verfolgen; hiervon wird in Theil IV, Halbband 1 (Abth. I, Abschn. 3, Kap. 3, b, 2: Dachbildung) dieses »Handbuches« noch eingehender die Rede sein. Indess seien hier in Fig. 202 bis 207 einige Dachzusammensetzungen vorgeführt, die theils durch die Mannigfaltigkeit der Grundriffsform, theils durch die Verschiedenheit der Höhe, in welcher mittels der Dachfläche der Gebäudeabschluss zu bewirken ist, hervorgerufen werden. Einige andere Beispiele, denen zugleich die betreffenden Dachausmittelungen beigefügt sind, zeigen Fig. 208 bis 215.

¹²⁶⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf.

E. Dachstuhl-Constructions.

VON THEODOR LANDSBERG.

24. Kapitel.

Dachstühle im Allgemeinen.

a) Einleitung.

59.
Vor-
bemerkungen.

Die Aufgabe, welche die Dächer zu erfüllen haben, wurde bereits in Art. 1 (S. 1) angegeben. Vom constructiven Standpunkte aus ist dem dort Gefagten hinzuzufügen, daß die Dächer auch allen auf sie einwirkenden Kräften gegenüber genügend standfest sein müssen; insbesondere sind bei steilen Dächern die Windkräfte sicher durch die Dächer auf die Seitenmauern und durch diese in die Fundamente zu überführen. Die Erfüllung aller dieser Aufgaben bedingt einen möglichst genauen Anschluß der Dach-Construction an die Grundform des zu überdeckenden Raumes.

Die Haupttheile der Dächer sind:

a) Die Dachbinder; dies sind die Hauptträger der Dach-Construction.

b) Die Zwischenconstructions; zu diesen gehören:

1) die Pfetten oder Fetten,

2) die Sparren,

3) der Windverband und

4) die Dachdeckung nebst Dachlatten, bezw. Sproffen, letztere nur bei der Glasdeckung.

60.
Eintheilung
der Dächer.

Ueber die verschiedenen Formen der Dächer und die dadurch bedingte Eintheilung derselben wurde im vorhergehenden Kapitel das Erforderliche gefagt. Man kann aber auch die Dächer noch nach anderen Gesichtspunkten eintheilen.

a) Nach der Form des senkrecht zur Längsaxe des Daches genommenen Querschnittes kann man unterscheiden:

1) Dreieckdächer — der Querschnitt bildet ein Dreieck (Pult- und Satteldächer).

2) Drempeel- oder Kniestockdächer — der Querschnitt bildet ein Fünfeck; der lothrechte Theil braucht nicht an beiden Seiten gleich hoch zu sein; er kann fogar an der einen Seite Null sein (siehe Art. 6, S. 5).

3) Mansarden-Dächer — die Dachfläche ist jederseits einmal gebrochen; aber die unteren Seiten der beiden Dachflächen sind nicht lothrecht (siehe Art. 19, S. 15). Beim Drempeel- oder Kniestockdach reicht das Dach gewöhnlich um die Höhe der Drempeelwand zwischen die gemauerten Seitenwände hinab, während das ganze Mansarden-Dach frei über die Seitenmauern aufgeführt wird.

4) Cylinder- oder Tonnendächer — der Querschnitt der eigentlichen Dachfläche ist eine Curve, die Dachfläche also eine Cylinderfläche; die Curve kann ein Kreis, eine Ellipse, eine Parabel, auch wohl ein Korbbogen sein.

b) Nach der Unterstützungsart der Binder theilt man die Dächer ein in:

1) Balkendächer. Durch lothrechte Belastungen werden nur lothrechte Drücke auf das Mauerwerk übertragen und von diesem nur lothrechte Auflagerdrücke auf

die Binder. Damit diese (günstige) Wirkung eintrete, muß eines der beiden Binder-
auflager in der wagrechten Linie beweglich sein.

2) Sprengwerksdächer. Die lothrechten Belastungen des Daches rufen
schiefe Auflagerdrücke hervor. Dieser Fall tritt ein, wenn beide Auflager fest oder
in ihrer gegenseitigen Entfernung gewissen Bedingungen unterworfen sind.

3) Ausleger-Dächer oder überhängende Dächer. Die Dächer sind nur an
einer Seite unterstützt, müssen aber nicht nur wagrecht unterstützt, sondern auch
verankert sein.

c) Nach dem verwendeten Baustoff ergeben sich:

1) Holzdächer. Sowohl Binder, wie Pfetten und Sparren sind aus Holz
hergestellt.

2) Holz-Eisen-Dächer. Die Binder bestehen zum Theil aus Holz, zum
Theil aus Eisen.

3) Eiserne Dächer. Die Binder sind aus Eisen hergestellt. Dann sind
meistens die Pfetten gleichfalls aus Eisen. Aber auch wenn die Pfetten bei Dächern
mit Eisenbindern aus Holz hergestellt sind, rechnet man die Dächer zu den eisernen.

Die Verschiedenheit des Baustoffes hat auch Verschiedenheiten in der Con-
struction zur Folge.

61.
Einfluss
des Baustoffes.

Das Schmiedeeisen und in gewisser Hinsicht auch das Flußeisen ist gewisser-
maßen ein idealer Baustoff; es erträgt bei richtiger Construction gleich gut Zug,
wie Druck, ist sehr zuverlässig, gestattet, die Querschnitte genau dem Bedürfnis
entsprechend zu bilden, ermöglicht einfache und klare Verbindung der Stäbe mit
einander und dadurch einfache, klare Berechnung. Da die Größe der Querschnitte
für die einzelnen Stäbe praktisch nahezu unbegrenzt ist, so kann man Eisendächer
bis zu außerordentlich großen Weiten (die Maschinenhalle in Paris 1889 hatte
110,64 m, und die Industriehalle in Chicago 1893 hatte 112,17 m Stützweite) her-
stellen; die erwähnte gute Verbindungsfähigkeit der Stäbe gestattet, im Verein mit
der großen Tragfähigkeit der Pfetten, Anordnungen, bei welchen die Construction
beliebige Räume frei läßt, so daß man die Räume ganz nach Bedarf ausbilden kann.
Allerdings hat sich herausgestellt, daß die Feuerficherheit der eisernen Dächer nicht
so groß ist, als man ursprünglich erwartet hatte; bei großen Bränden haben die
eisernen Dächer nicht Stand gehalten. Gufeseisen ist für die Herstellung von Bau-Con-
structionen, also auch von Dachbindern, nicht geeignet: es ist zu spröde und unzuver-
lässig. Für einzelne Theile (Lager u. dergl.) wird es aber mit Vortheil verwendet.

Das Holz ist als Baustoff bei Weitem nicht so günstig, wie das Schweißeseisen. Es
erträgt Druck ganz gut, Zug weniger; insbesondere ist die Uebertragung des Zuges
an den Verbindungsstellen der Stäbe nicht leicht und sicher durchführbar. Die Ab-
messungen der Querschnitte erreichen bald die praktische Grenze, so daß, wo es
sich um größere Dächer handelt, das Zerlegen in Einzel-Constructionen wünschens-
werth wird. Da aber die Verbindungsfähigkeit der Stäbe gering ist, so ist dieses
Zerlegen schwierig; in Folge dessen eignet sich Holz für große Dächer nicht. In
Folge der eigenartigen Knotenpunktbildung ist auch das Fachwerk hier nicht so
klar, wie es sein sollte; die geometrische Bestimmtheit des Fachwerkes verlangt
Dreieck-Construction, d. h. für jedes Viereck eine Diagonale. Dies ist aus dem an-
gegebenen Grunde und wegen der meist verlangten Ausnutzung der Dachräume
schwer erfüllbar und selten erfüllt. Man ersetzt diesen Mangel durch Eckdreiecke,
Kopf- und Fußbänder.

Auch die Auflagerung der Holzdachbinder ist nicht so klar, wie diejenige der Eifendächer. Bewegliche Auflagerung auf der einen Seite ist schwer erreichbar; das berechtigte Bestreben, die Mittelwände der Gebäude als Stützpunkte zu benutzen, führt zu eigenartigen Binderanordnungen.

Für große Weiten verwendet man deshalb statt der rein hölzernen Dächer vielfach gemischt hölzern-eiserne Dächer, bei welchen die gedrückten Stäbe aus Holz, die Zugstäbe aus Eisen und die Knotenpunkte mit Zuhilfenahme des Eisens hergestellt sind.

Es muß jedoch bemerkt werden, daß sich gut konstruierte Holzdächer aus früheren Jahrhunderten gut bewährt haben, so daß auch heute noch für die Holzdächer ein weites Verbrauchsgebiet offen ist; selbst die Feuerficherheit derselben ist kaum geringer, als diejenige der Eifendächer.

Wegen der geringen Tragfähigkeit der Holzpfetten kann man bei Holzdächern die Dachbinder nur in geringen Abständen anordnen.

b) Anordnung der Hauptconstructionstheile.

Die Binder tragen die Pfetten; letztere tragen die Sparren mit der Dachdeckung. Die Anordnung der Binder ist bestimmend für die ganze Construction; sie ist verschieden bei Satteldächern, Walmd- und Zeldächern und den Dächern über Gebäuden mit Seitenflügeln, Vor- und Rücksprüngen. Die Pfetten laufen fast ausnahmslos, jedenfalls in der Regel, parallel zur Traufe, sind demnach wagrecht.

1) Bei Sattel- und Pultdächern werden die Binder im Grundriss möglichst winkelrecht zur Längsaxe des Daches angeordnet, parallel der kleineren Abmessung der rechteckigen Grundfläche. Die Windverstrebung wird in Ebenen verlegt, welche den Dachflächen parallel laufen. Für die in der Binderebene wirkenden Kräfte ist jeder Binder stabil.

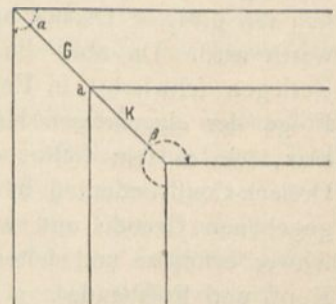
2) Bei Gebäuden mit Walmdächern, Seitenflügeln, Vor- und Rücksprüngen ergeben sich, wie im vorhergehenden Kapitel gezeigt wurde, an den Stellen, wo sich benachbarte Flächen schneiden, Grate und Kehlen (Fig. 216).

In die Grate sowohl, als auch in die Kehlen müssen sog. Grat- bzw. Kehlsparrren gelegt werden, gegen welche sich die Sparren dieses Theiles der Dachfläche setzen oder, wie der Kunstausdruck heißt, »schiften«. Die betreffenden Sparren heißen Schiffsparrren.

Bei den Holzdächern werden die Grat- und Kehlsparrren von den Pfetten getragen, ganz ähnlich, wie die anderen Sparren. Die Pfetten müssen genügend unterstützt sein, sei es durch Binder, sei es an einzelnen Punkten durch besondere Pfoften. Der Punkt, in welchem zwei Gratsparrren, zwei Kehlsparrren oder ein Kehl- und ein Gratsparrren einander treffen, muß besonders sicher gestützt sein (Punkt *a* in Fig. 216); laut Art. 3 (S. 3) heißen diese Punkte Anfallspunkte.

Der einfachste Fall ist der eines Walmdaches über rechteckiger Grundfläche; bei gleicher Dachneigung halbiren die Grate im Grundriss die Eckwinkel; die Unterstützung der Anfallspunkte *a* erfolgt zweckmäßig durch besondere Anfallsbinder B_1, B_1 (Fig. 217), welche die Last der Gratsparrren aufnehmen. Zwischen diesen Anfalls-

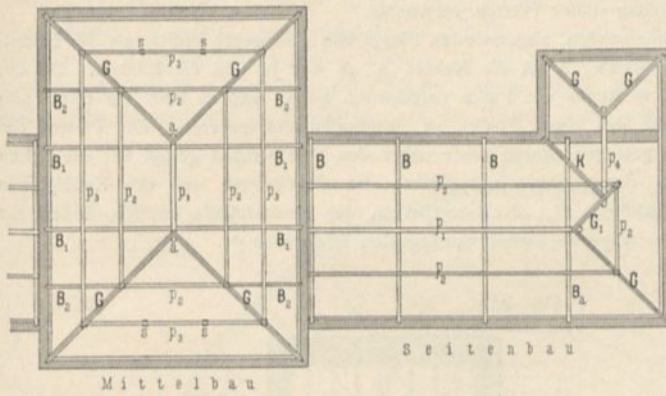
Fig. 216.



62.
Sattel-
und
Pultdächer.

63.
Walmdächer,
Seitenflügel
etc.

Fig. 217.



Vom Gymnasium zu Saarbrücken.
1/400 n. Gr.

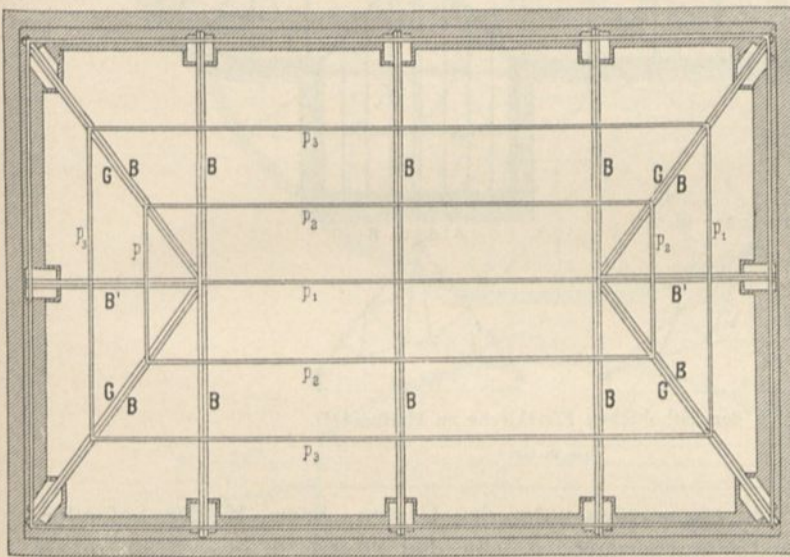
keiner Verbindung steht. *G, G* sind die Grate; *a, a* sind die Anfallpunkte; *B₁, B₁* sind die Binder für die Anfallpunkte; *p₁* ist die Firtspfette; *p₂*, bzw. *p₃* sind herumlaufende Pfetten. Die Eckpunkte, in denen sich die Pfetten *p₂* treffen, sind durch die Binder *B₂*, die Eckpunkte, in denen sich die Pfetten *p₃*

bindern ist dann die Dach-Construction ein gewöhnliches Satteldach. Die Pfetten laufen parallel den vier Seitenmauern, treffen sich in den Graten und werden hier durch besondere Binder oder durch Stiele unterstützt.

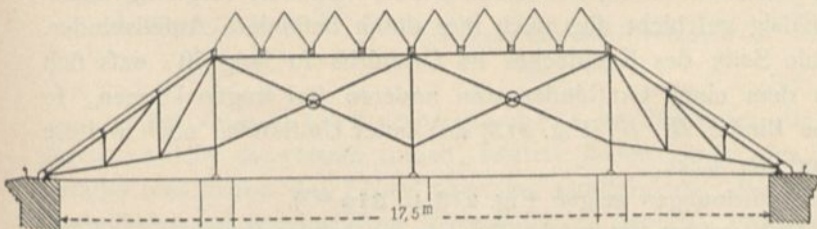
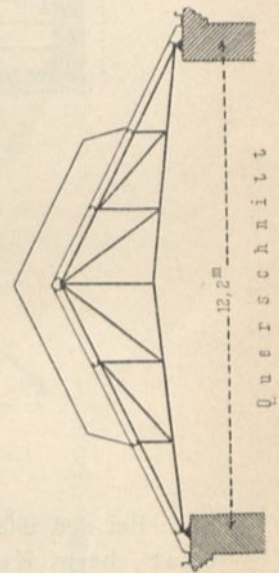
Ein Beispiel für die Anordnung des Daches mit Kehlen und Graten zeigt Fig. 217.

Der Mittelbau ist durch ein besonderes Walmdach überdeckt, welches mit dem anderen Dache in

Fig. 218.



Grundriss



Längsschnitt

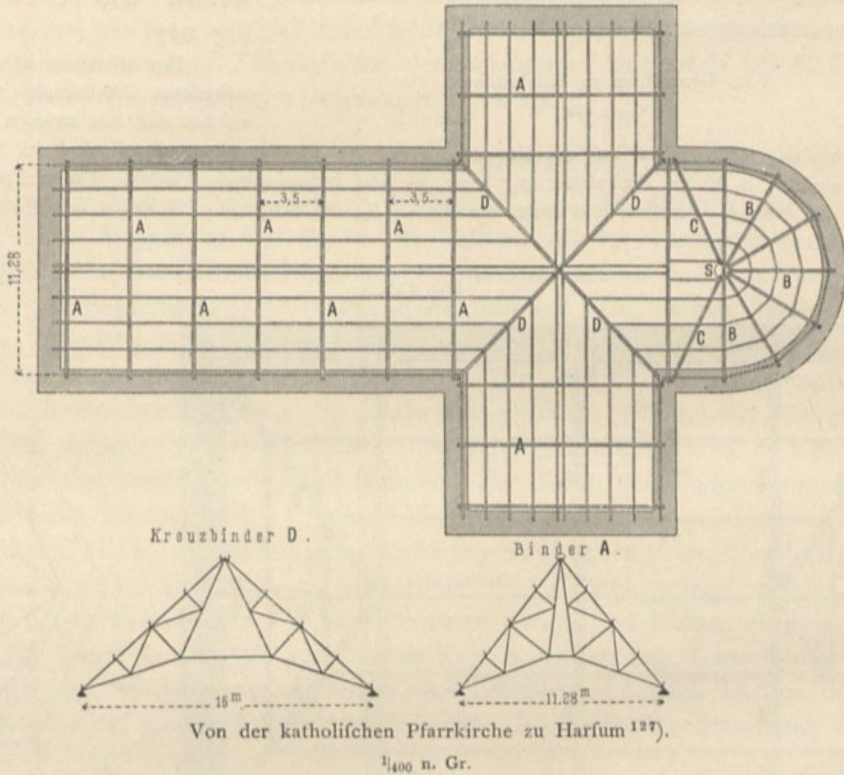
Vom Land- und Amtsgerichtshaus zu Hannover.

1/200 n. Gr.

treffen, sind durch besondere Stiele unterstützt; da die Pfette p_3 im Seitenwalm sehr lang ist, so sind noch weitere Stiele (s in Fig. 217) zur Stützung dieser Pfetten verwendet.

Der Seitenbau zeigt einen anschließenden, abgewalmten Flügel von geringerer Breite, als der Hauptbau aufweist; G, G sind wiederum die Grate; K ist die Kehle; p_1, p_2 und p_4 sind die Pfetten. Da der Flügel schmaler ist, als der Seitenbau, so liegen die Firfte verschieden hoch, und es läuft ein Grat, also auch ein Gratparren G_1 von der Höhe des einen Firstes zu derjenigen des anderen. Die Pfetten des Seitenbaues werden durch drei Binder getragen, deren einer unter den Anfallspunkt gelegt ist; die Ecken der herumlaufenden Pfette p_2 werden durch Stiele unterstützt; die Gratparren und der Kehlparren ruhen auf den Pfetten und dem Anfallsbinder B_a ; die Gratparren des Seitenflügels endlich finden ihr oberes Auflager auf der etwas über die tragende Mauer verlängerten Firfispfette p_4 .

Fig. 219.



Bei den eisernen Dächern werden unter den Graten, bezw. Kehlen besondere Grat-, bezw. Kehlbinden angeordnet, welche den Pfetten in ihren Endpunkten die erforderliche Stützung gewähren. Auch hier muß der Punkt, in welchem die Grat- oder Kehlbinden einander treffen, der Anfallspunkt, besonders sorgfältig unterstützt werden; zweckmäßig geschieht dies auch hier durch besondere Anfallsbinden.

Wenn die schmale Seite des Rechteckes im Grundrifs so lang ist, daß sich die Pfetten nicht von dem einen Gratbinder zum anderen frei tragen können, so bringt man noch halbe Binder B', B' (Fig. 218) an; unter Umständen noch weitere Binder zwischen B' und der Ecke.

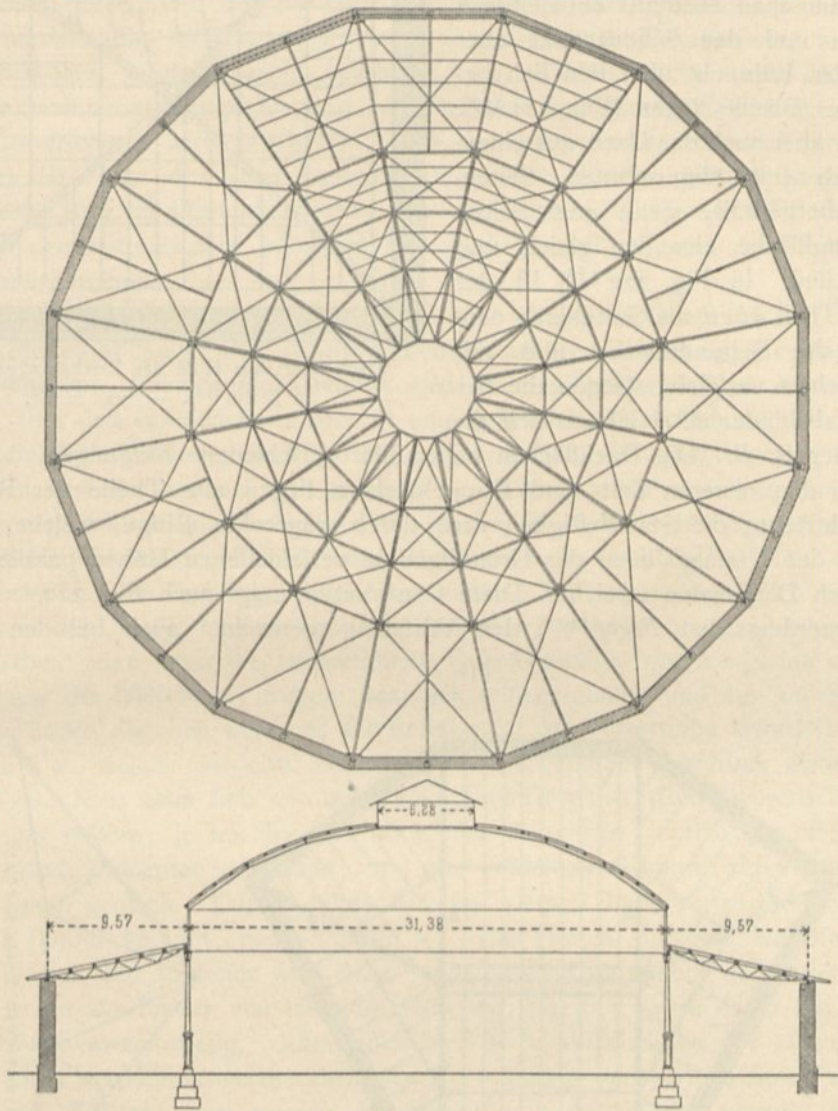
Beispiele solcher Anordnungen zeigen Fig. 218 u. 219 ¹²⁷⁾.

In Fig. 218 ist das Dach zwischen den Anfallsbindern ein gewöhnliches Satteldach; unter den Graten sind die Gratbinder (GB); zwischen diesen ist jederseits ein halber Binder B' .

¹²⁷⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, Taf. 14.

Befonders lehrreich ist die Dach-Construction in Fig. 219¹²⁷). Lang- und Querschiff sind durch Satteldächer überdeckt; unter die Kehlen, in denen die Dachflächen einander schneiden, sind Kehlbinder (Kreuzbinder) *D* gesetzt, welche die Ecken der herumlaufenden Pfetten (und außerdem den Dachreiter) aufnehmen. *A, A* sind die normalen Binder; *D* sind die Kehlbinder (Kreuzbinder); *B, B* sind Halbbinder über der Apfis; *C, C* sind besondere Binder, welche nach dem Anfallspunkte über der Apfis laufen. Außer den Bindern sind im Grundriß noch die Pfetten gezeichnet.

Fig. 220.



Von einem Locomotivschuppen.

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

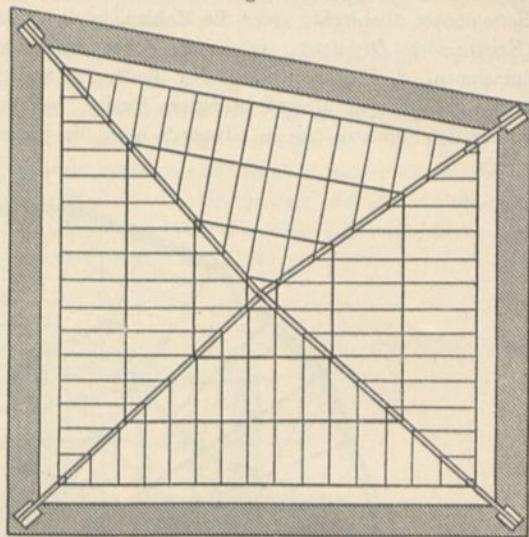
3) Bei Zelt- und Kuppeldächern werden unter die Grate die Gratbinder gesetzt, welche die Pfetten tragen; letztere laufen wieder den Seiten der Grundfigur parallel und haben ihre Ecken über den Gratbindern. Wenn die zu überdachende Grundfläche ein regelmäßiges Vieleck ist, so liegt bei gleicher Neigung aller Dachflächen der Schnittpunkt aller Gratbinder lothrecht über dem Mittelpunkt des dem Vieleck umschriebenen Kreises. Aus praktischen Rücksichten führt man die Binder

nicht bis zu ihrem mathematischen Schnittpunkte fort, sondern läßt sie sich gegen einen Ring fetzen, der die Drücke der einzelnen Binder aufnimmt und ausgleicht (Fig. 220). Wenn die Grundfläche eine unregelmäßige Figur ist, so kann man ebenfalls ein Zelt Dach anordnen und den Schnittpunkt aller Gratbinder lothrecht über den Schwerpunkt der Fläche legen (Fig. 221¹²⁸). Man hat aber auch das Dach aus einem Satteldach mit abgewalmten Seitenflächen hergestellt, wenn zwei Seiten der Grundfläche einander gleich und parallel sind. In Fig. 222¹²⁹) ist der mittlere Theil *abcd* als Satteldach constructirt; die Seitendreiecke sind mit Walmdächern versehen. Gegen die beiden Anfallsbinder *A, A* lehnen sich die Gratbinder *B, B*. Die Dachflächen haben hier verschiedene Neigungen.

Bei den neueren Zelt- und Kuppeldächern liegen alle Theile der Binder in der Dachfläche; die Standfestigkeit wird durch wagrechte Ringe, welche, wie die Pfetten, den Umfangslinien der Grundfigur in verschiedenen Höhen parallel laufen, und durch Diagonalen erreicht. Diese Construction zeigt auch Fig. 220.

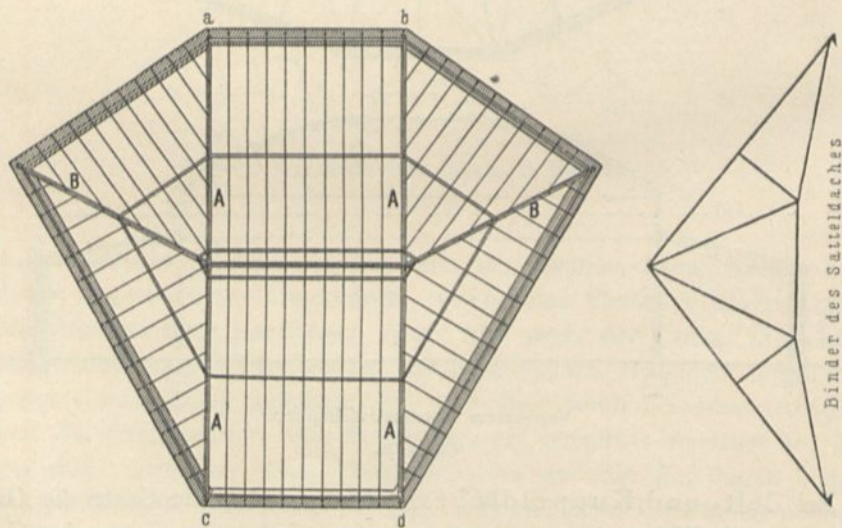
Neuerdings hat *Foeppl*¹³⁰) den Vorschlag gemacht, auch bei den anderen

Fig. 221.



Dach über dem Hofe des Reichsbankgebäudes zu Berlin¹²⁸). — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 222.



Vom Postgebäude zu Stettin¹²⁹).

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

¹²⁸) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1880, Bl. 11 a.

¹²⁹) Nach ebendaf. 1880, Bl. 51.

¹³⁰) In: Civiling. 1894, S. 465 u. a. a. O.

Dächern — Tonnen-, Walm- etc. Dächern — alle Constructionstheile in die Dachflächen zu legen und die Möglichkeit dieser Construction nachgewiesen. Auf diesen Vorschlag wird unten näher eingegangen werden.

Die Abstände der Pfetten dürfen höchstens so groß sein, als es die Tragfähigkeit der Sparren gestattet, welche in den Pfetten ihre Auflager finden. Je nach der schwereren oder leichteren Dachdeckungsart, dem größeren oder kleineren Querschnitt der Sparren und der verschiedenen Dachneigung wird sich das Größtmaß des Pfettenabstandes verschieden ergeben. Eine allgemeine Untersuchung würde sehr umständlich sein, erscheint auch, besonders bei den Holzsparren, nicht als nöthig; denn die vielhundertjährige Uebung hat für diese genügende Erfahrung gezeitigt. Als Handlungsregel wird angegeben, daß die Pfetten einen Abstand gleich dem 24-fachen der Höhe des Sparrenquerschnittes haben dürfen. Hierzu kommt, daß man zweckmäßig die Pfettenlage nach den vorhandenen Stützpunkten für die Binder, also nach den Mittelmauern anordnet und so doch meistens vom zulässigen Größtmaß abweichen muß.

Die Abstände der Binder sind in erster Linie von der Belastung und der Tragfähigkeit der Pfetten abhängig und demnach ebenfalls nach Dachdeckung, Neigung u. f. w. sehr verschieden. Bei den Holzdächern wird der Binderabstand 4 bis höchstens 6 m gewählt. Bei den Eisendächern aber ist eine gründliche Untersuchung, bei welchem Binderabstand der Eisenverbrauch zu Bindern und Pfetten möglichst gering ist, unter Umständen, insbesondere bei weit gespannten Dächern, nicht unwichtig. Nach vom Verfasser angestellten Untersuchungen¹³¹⁾ ist das theoretische Bindergewicht für das Quadr.-Meter überdeckter Fläche vom Binderabstande unabhängig. Für die wirklichen Gewichte der Binder gilt dies aber nicht. Zu den theoretischen Gewichten kommen in der Ausführung wesentliche Zuschläge, welche die verschiedensten Ursachen haben: man kann die theoretischen Querschnittsgrößen nie genau einhalten, muß wegen der Nietlöcher, wegen der Zerknickungsgefahr und aus anderen praktischen Gründen Zugaben machen; die Befestigung der Gitterstäbe erfordert Knotenbleche u. f. w., welche Gewichte sämtlich im theoretischen Ausdruck nicht berücksichtigt sind. Man kann sich mit dem praktischen Gewichte dem theoretischen desto weniger gut nähern, je leichter und schwächer die ganze Construction ist; die Zuschläge, nach Procenten gerechnet, sind bei *n* kleinen Bindern wesentlich größer, als bei einem großen. Daraus folgt, daß ein kleiner Binderabstand, welcher viele schwache Binder bedingt, nicht günstig ist. Die Pfetten sind auf den Bindern gelagerte Träger, und zu diesen wird desto mehr Baustoff gebraucht, je länger sie sind, d. h. je weiter die Binder von einander abstehen; für diese wäre daher ein geringer Binderabstand zweckmäßig. Aber auch hier ist in Wirklichkeit der kleine Binderabstand nicht empfehlenswerth; denn die Verwendung der vorhandenen Profil-Eisen (I-, C- und Z-Eisen) setzt gewisse Mindestabstände der Binder voraus, wenn die Pfettenprofile voll ausgenutzt werden sollen.

Man sieht leicht, daß eine allgemeine Untersuchung auch hier kaum zum Ziele führt, vielmehr bestimmte Binder- und Pfettenformen den Berechnungen zu Grunde zu legen wären. Immerhin ergibt sich aus Vorstehendem, daß kleine Binderabstände unvortheilhaft, sehr große Abstände nur unter besonderen Verhältnissen zweckmäßig sind. Wenn es möglich wäre, die Binder ohne wesentliche Erhöhung

65.
Abstände
der Pfetten.

66.
Abstände
der Binder.

¹³¹⁾ Siehe: Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 105, 245.

des Pfettengewichtes (für 1 qm Grundfläche) weit von einander anzuordnen, so könnte damit eine Gewichtserparnis erreicht werden. Diese Möglichkeit ist durch Anordnung der Pfetten als Auslegerträger gegeben, worauf weiter unten näher eingegangen werden wird.

Bei weit von einander entfernten Bindern ordnet man dieselben neuerdings vielfach als Doppelbinder an, wodurch auch ein günstiges Aussehen erreicht wird; die Construction wird dadurch massiger und verliert den spinnwebartigen Charakter, welcher die Eifen-Construction vielfach unbefriedigend erscheinen läßt.

Noch möge betont werden, daß die Kosten nicht immer dem Gewichte proportional sind; wenige schwerere Binder bedingen einen geringeren Einheitspreis, als viele leichtere Binder, und können so im Ganzen billiger zu stehen kommen, als die letzteren.

In den meisten Fällen sind bei einem und demselben Bauwerke, wenn nicht besondere Gründe dagegen sprechen, alle Binder gleich weit von einander entfernt; doch kommen wegen der Grundrissgestaltung vielfach ganz verschiedene Binderentfernungen vor.

Bei den üblichen Holzdächern betragen die Binderabstände 3,50 bis 6,00 m, bei den Eifendächern etwa 3,50 bis 15,00 m und mehr. Bei den neueren großen Hallen für Bahnhöfe, bei Ausstellungsgebäuden u. dergl. kommen sehr große Binderweiten vor.

So z. B. betragen die Binderabstände

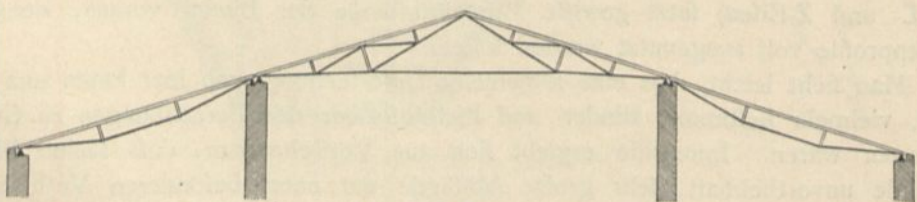
bei der Halle des Hauptbahnhofes zu Frankfurt a. M.	9,30 m,
bei der Maschinenhalle der Weltausstellung zu Paris 1889	21,30 bis 26,40 m,
beim <i>Manufacture-building</i> der Weltausstellung zu Chicago 1893	15,24 m.

c) Anordnung der Binder über sehr breiten Räumen.

Wenn die Anordnung von mittleren Stützpunkten nicht zulässig ist, so ruhen die Dachbinder nur auf den beiden Seitenlangwänden. Mit der Stützweite wächst das auf das Quadr.-Meter überdachter Fläche entfallende Bindergewicht wesentlich, nahezu in geradem Verhältniß, so daß also ein Dach von doppelter Stützweite nahezu das doppelte Bindergewicht für 1 qm erfordert, als dasjenige von einfacher Stützweite. Demnach ist bei einem Dache mit zwei Stützweiten von je $\frac{L}{2}$ das Gewicht etwa halb so groß (auf das Quadr.-Meter gerechnet, also auch im Ganzen), als bei einem Dache mit der Stützweite L . Man wird deshalb, wenn irgend möglich, die großen Stützweiten durch Anordnung von Zwischenstützen, bezw. durch Benutzung der Zwischenmauern in mehrere kleine Weiten zerlegen.

67.
Dächer
ohne mittlere
Stützpunkte.

Fig. 223.



Von der Gemälde-Galerie zu Cassel¹³²⁾.

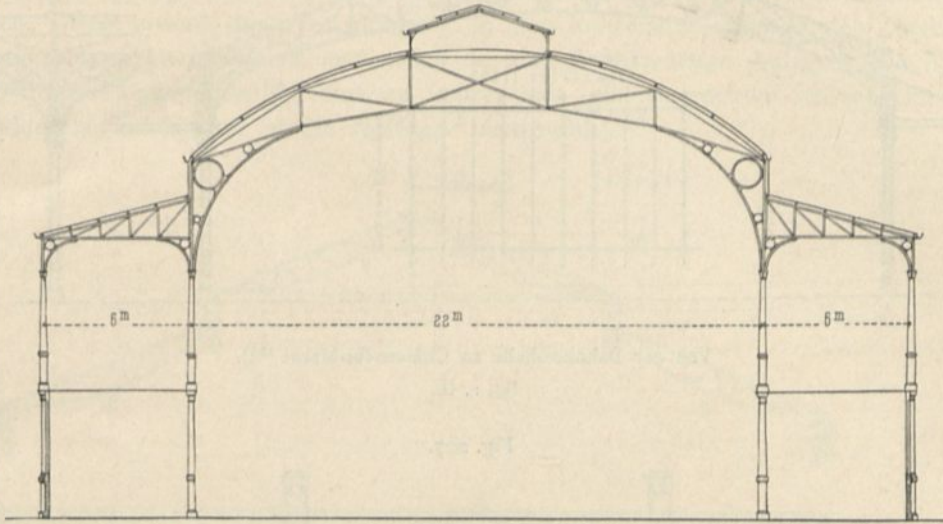
$\frac{1}{200}$ n. Gr.

¹³²⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1879, Bl. 2.

Wenn Mittelmauern vorhanden sind, so empfiehlt es sich stets, diese für die Zwischen-Stützpunkte zu benutzen. Dabei vermeide man jedoch, die Binder als durchgehende (continuirliche) Träger zu construiren; man überdecke vielmehr jede Oeffnung

68.
Dächer
mit mittleren
Stützpunkten.

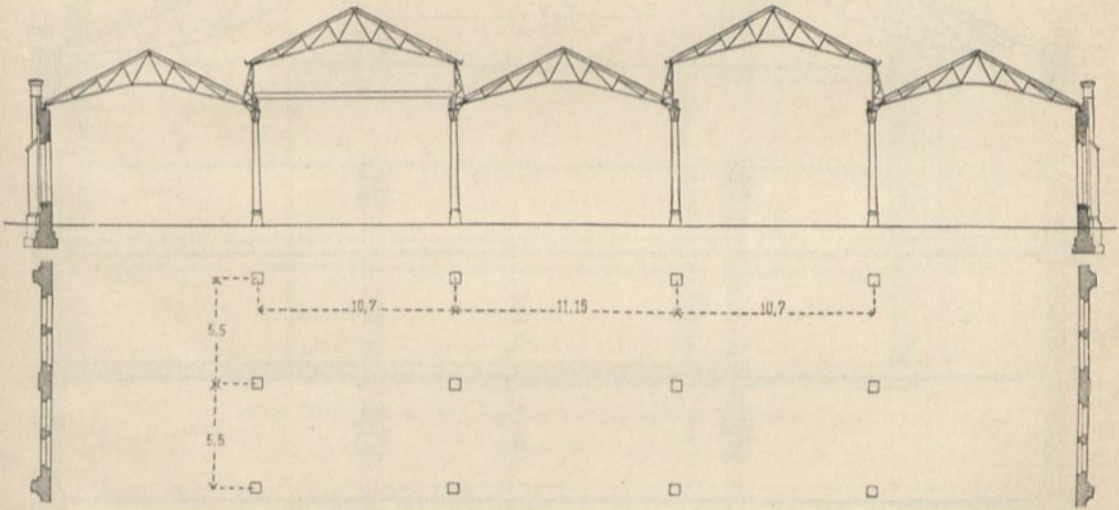
Fig. 224.



Von der Markthalle zu Frankfurt a. M. ¹³³).

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

Fig. 225.



Vom Werkstättenbahnhof zu Leinhausen ¹³⁴).

$\frac{1}{400}$ n. Gr.

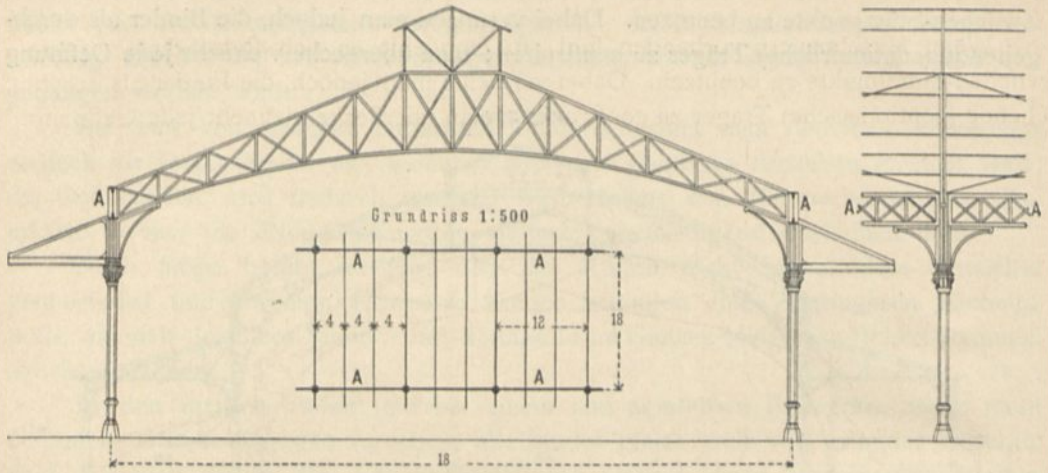
durch einen selbständigen Träger. Eine solche gute Anordnung zeigt Fig. 223 ¹³²). Der mittlere Dachbinder ist ein Satteldach; die Binder für die beiden Seitendächer sind armirte Träger mit ungleich hohen Stützpunkten.

¹³³) Nach ebendaf. 1880, Bl. 17—20.

¹³⁴) Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, Bl. 770.

Handbuch der Architektur. III, 2, d.

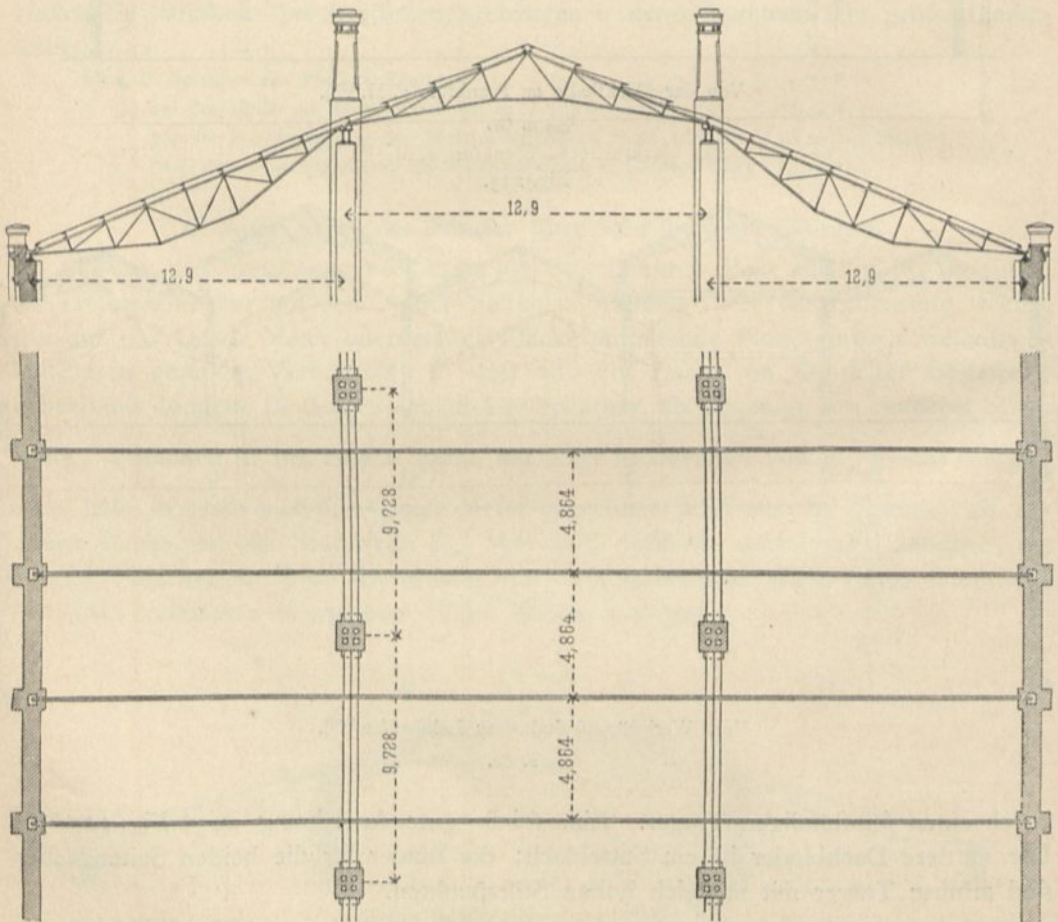
Fig. 226.



Von der Bahnhofshalle zu Châlons-sur-Marne ¹³⁵).

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

Fig. 227.



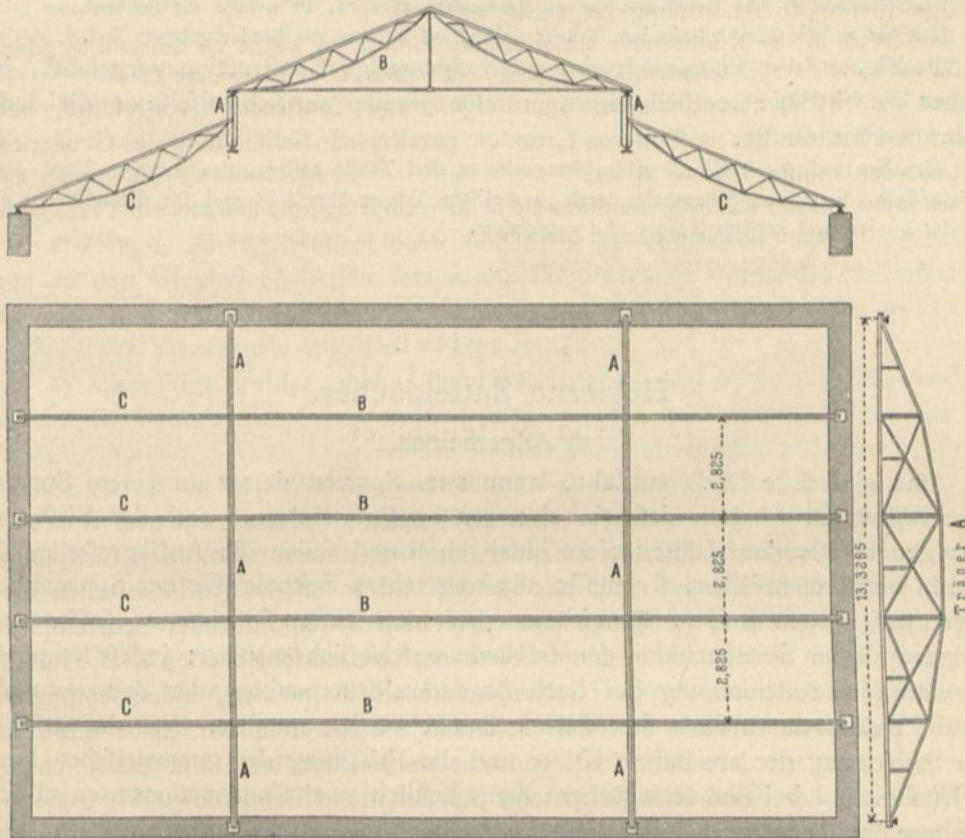
Von der Kesselfchmiede auf dem Bahnhof Leinhausen ¹³⁶).

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

Sind Mittelmauern nicht vorhanden, andererseits aber einzelne Zwischenstützen (Säulen, Pfeiler etc.) nicht störend, so verwende man eine oder mehrere Reihen solcher Freistützen und lagere die Binder auf dieselben. In diesem Falle sind also die Mittelmauern in einzelne Stützen aufgelöst.

Fig. 224¹³³⁾ zeigt eine solche Dach-Construction mit zwei Reihen Zwischenfäulen. Man ordnet dann zweckmäfsig in den lothrechten Ebenen der Zwischenstützen hohes Seitenlicht an und erhält so eine basilika-artige Anlage. Ein Nachtheil dieser Construction ist, dafs es schwer hält, die wagrechten Seitenkräfte der Winddrücke unschädlich in die Auflager hinabzuführen.

Fig. 228.



Vom Retortenhaus der *Imperial-Gas-Association* zu Berlin¹³⁷⁾.

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

Auch bei den grossen Werkstättenanlagen der Neuzeit ist die Anlage ähnlich. Hier stören zahlreiche Säulen die Benutzung des Raumes nicht. Der ganze grosse Raum wird deshalb durch eine Anzahl von Säulenstellungen in eine Reihe kleinerer Räume zerlegt, welche dann mit Sattel-, Pult- oder *Shed*-Dächern überdeckt werden (Fig. 225¹³⁴⁾.

Wenn die Dach-Construction durch Reihen von Säulen getragen wird, so kann man die Abstände der Säulen in den Reihen entweder gleich dem Binder-

¹³³⁾ Nach: *Collection de dessins distribués aux élèves. École des ponts et chauffées.*

¹³⁶⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1879, Bl. 772.

¹³⁷⁾ Nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1869, Bl. 25.

abstand oder gleich einem Vielfachen des Binderabstandes machen. Ist letzterer klein, so würden die Säulen sehr nahe an einander zu stehen kommen, wenn man unter jedes Binderauflager eine Säule setzte; dadurch wird unter Umständen der Verkehr bedeutend erschwert. Man setzt dann zweckmäßig die Säulen weiter aus einander, lagert auf denselben Träger, welche nun ihrerseits die Dachbinder aufnehmen. Ein Beispiel zeigt Fig. 226¹³⁵⁾.

Der Binderabstand beträgt hier 4,00 m und der Säulenabstand in der Reihe 12,00 m, so daß jeder Träger AA zwischen seinen Auflagern auf den Säulen noch zwei Dachbinder aufnimmt. Zu beachten ist, daß die Träger AA durch wagrechte Kräfte stark beansprucht werden können, worauf bei der Construction und Berechnung Rücksicht zu nehmen ist.

Eine verwandte Anordnung zeigt Fig. 227¹³⁶⁾.

Das Gebäude ist eine Kesselform mit gemauerten Pfeilern, in welche die Schornsteine gelegt sind. Man hat auf die Pfeiler besondere Träger gelegt, auf welchen die Binder gelagert sind.

In Fig. 228¹³⁷⁾ ist endlich eine ganz eigenartige Construction vorgeführt, bei welcher die Firmlinie aus besonderen Gründen parallel zur Schmalseite des Gebäudes geführt werden mußte.

Man hat in diesem Falle die große Stützweite in drei Theile zerlegt, den mittleren Theil durch ein Satteldach, die beiden Seitentheile durch parabolische Träger überdacht und für die mittleren Auflager der Binder zwei kräftige Träger AA angeordnet.

25. Kapitel.

Hölzerne Satteldächer.

a) Allgemeines.

70.
Einleitung.

Das einfachste Dach entsteht, wenn zwei Sparren derart zu einem Sparrenpaare verbunden werden, daß sie einander im First stützen. Soll der Firstpunkt unter den belastenden Kräften nicht hinabgehen und sollen die Auflagerstellen der Sparren nicht ausweichen, so müssen die wagrechten Seitenkräfte der Sparrenspannungen aufgehoben werden. Man könnte diese nach außen schiebenden Kräfte durch genügend starke Seitenmauern der Gebäude unschädlich machen; indess empfiehlt sich eine solche Anordnung bei hoch liegenden Stützpunkten der Sparren nicht, weil die Seitenmauern dann sehr stark gemacht werden müßten. Für die unschädliche Beseitigung der erwähnten Kräfte und die Erhaltung der geometrischen Form des Daches sind bei den Holzdächern hauptsächlich zwei Constructionarten üblich: die ältere, welche man als das Kehlbalkendach, und die jüngere, welche man als das Pfettendach¹³⁸⁾ bezeichnet.

Beim Kehlbalkendach wird jedes Sparrenpaar zu einem geschlossenen Dreieck durch einen Balken, auch Tram geheißen, vervollständigt, welcher die Sparrenfüsse mit einander verbindet; nach Bedarf ordnet man bei jedem Sparrenpaare in verschiedenen Höhen noch weitere wagrechte Balken an. Die Sparrenpaare stützen sich also bei dem Kehlbalkendach auf Balken (Träme), welche in den Ebenen der Sparrenpaare liegen.

Bei dem in der Gegenwart meistens ausgeführten Pfettendache ruhen die Sparrenpaare auf Balken, welche der Längenrichtung des Daches parallel laufen und in gewissen Abständen durch Binder getragen werden. Die tragenden Balken, deren Ebenen diejenigen der Sparrenpaare meistens unter einem rechten Winkel schneiden,

¹³⁸⁾ In Oesterreich nennt man den Pfettendachstuhl auch »italienischen Dachstuhl«.

heissen Pfetten oder Fetten; sie überführen die von den Sparren aufgenommenen lothrechten und wagrechten Kräfte auf die Binder, in denen dieselben sich mit den Auflagerdrücken ausgleichen.

Für die Construction der Holzdächer sind nachstehende Grundfätze maßgebend:

1) Man leite die Kräfte (Eigengewicht, Schnee- und Winddruck) auf möglichst einfachem, kurzem und klarem Wege in die Stützpunkte.

2) Man benutze die durch die Plananordnung verfügbaren Stützpunkte. So soll man, wenn Mittelmauern vorhanden sind, diese außer den Seitenmauern als Stützpunkte verwenden; dabei vermeide man aber fog. continuirliche Träger als Dachbinder, weil bei denselben das Setzen der Gebäudemauern schädlich wirken kann.

3) Man ordne möglichst wenig auf Zug, sondern hauptsächlich auf Druck beanspruchte Constructionstheile an; denn die Holzverbindungen gestatten wohl eine gute Uebertragung von Druck, aber nur eine wenig befriedigende Uebertragung von Zug. Da auch die Uebertragung von Schub annehmbar ist, so wird es oft möglich sein, die Zugkraft an einem Knotenpunkte mit Zuhilfenahme der Schubspannung zu übertragen, also gewissermaßen den Zug in einen Schub zu verwandeln. Bei den aus Eisen und Holz gemischt hergestellten Dächern kommen vielfach eiserne Zugstäbe vor.

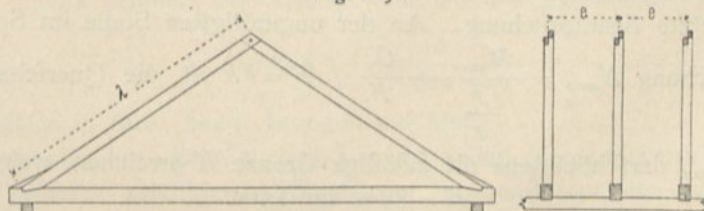
4) Lange, durchgehende Hölzer sind mehr zu empfehlen, als kurze Stücke; denn an den Verbindungsstellen setzen sich die einzelnen Verbandstücke allmählich stets mehr und mehr in einander, und daraus folgen Formänderungen, welche mit der Zahl der Einzeltheile wachsen.

5) Viereckige Felder ohne Diagonalen sind verschiebliche Figuren und gefährden die Construction; wenn irgend möglich, soll man solche Felder mit Diagonalen versehen. Wenn Diagonalen nicht angeordnet werden können, so sichere man die Erhaltung der Winkel durch Kopf- und Fußbänder.

6) Wenn das Dach nicht ganz klein ist, so faßt man die Kräfte sowohl beim Kehlbalcken-, wie beim Pfettendach an einzelnen Stellen zusammen und führt sie dafelbst in die Stützpunkte über. Dieses Sammeln der Kräfte geschieht in den Dachbindern. Wenn in den Bindern die Lasten durch lothrechte oder nahezu lothrechte Pfosten auf die Stützpunkte geführt werden, so hat man den fog. stehenden Dachstuhl; werden aber zu gleichem Zwecke schräge Pfosten verwendet, so hat man den liegenden Dachstuhl. Der liegende Dachstuhl ermöglicht einen freieren Bodenraum, als der stehende.

Bei geringen Abmessungen lehnen sich die Sparren im Firt an einander und übertragen ihren Schub auf einen Balken, in welchen sie sich mit Verfassung setzen (Fig. 229). Die Sparrenlänge λ , bis zu welcher diese Anordnung ausreicht, ist abhängig von der Art der Dachdeckung, dem Neigungswinkel des Daches, dem Abstände e der Sparrenpaare, der Sparrenstärke und anderen Umständen. Um eine ausreichende Unterlage für die Beurtheilung zu erhalten, soll eine kleine Berechnung vorgenommen werden.

Fig. 229.

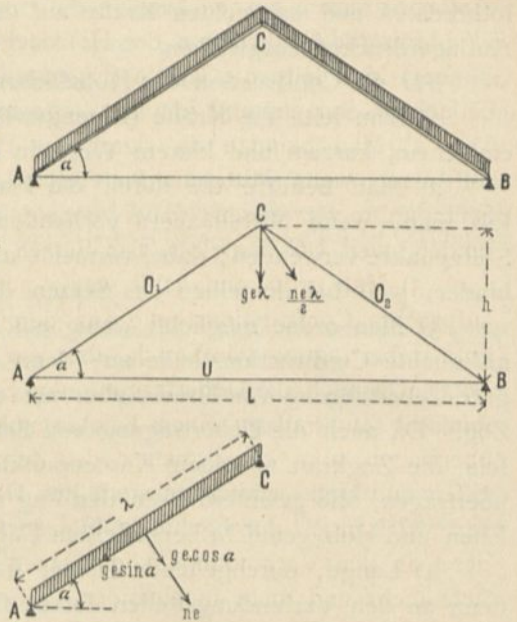


71.
Grundfätze
für die
Construction.

72.
Einfaches
Dreieckdach.

Der Abstand der Sparrenpaare (oder Sparrengebinde) sei e , die Länge jedes Sparrens λ , die lothrechte Belastung der Sparren auf das Quadr.-Meter schräger Dachfläche g , die normale Windbelastung (wie zuvor) n und der Neigungswinkel des Daches α . Alsdann kann man die Kräftewirkung so auffassen, als ob die beiden Sparren durch ein besonderes Dreieck ABC (Fig. 230) unterstützt und in den Punkten A , C und B aufgelagert seien. Der in A und C unterstützte Sparren AC wird auf Biegung beansprucht; die lothrechte Belastung desselben für das lauf., in der Schräge gemessene Meter ist ge und zerlegt sich in $ge \cdot \cos \alpha$ normal zur Längsaxe des Sparrens und $ge \cdot \sin \alpha$ in der Axenrichtung des Sparrens. Außerdem wirkt noch normal zur Längsaxe der Winddruck, welcher für das lauf. Meter des Sparrens ne beträgt. Durch diese Normalkräfte wird ein größtes Biegemoment hervorgerufen:

Fig. 230.



$$M_{max} = \frac{(ge \cos \alpha + ne)}{100} \frac{\lambda^2}{8} = \frac{(g \cos \alpha + n)}{8} \frac{e \lambda^2}{100}.$$

In diese Gleichung ist e in Met. und λ in Centim. einzuführen, so dass man M_{max} in Kilogr.-Centim. erhält.

Der Einfluss der Axialkraft ist nicht bedeutend und kann für den vorliegenden Zweck vernachlässigt werden.

Auf das stützende Dreieck ACB wirkt in C lothrecht nach unten die Kraft $ge\lambda$, ferner normal zu einer der Dachflächen, etwa zu AC , die Kraft $\frac{\lambda en}{2}$.

Man erhält

$$\left. \begin{aligned} O_1 &= -\frac{\lambda e}{2} \left[\frac{g}{\sin \alpha} + \frac{n}{\operatorname{tg} 2\alpha} \right] \\ U &= \frac{\lambda e}{2} \left[\frac{g}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{n \cos \alpha}{\operatorname{tg} 2\alpha} \right] \\ O_2 &= -\frac{\lambda e}{2} \left[\frac{g}{\sin \alpha} + \frac{n}{\sin 2\alpha} \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{I.}$$

In Wirklichkeit fallen die Sparren AC , bzw. BC mit den Stäben AC , bzw. BC des dreieckförmigen Fachwerkes ACB zusammen; dieselben erleiden also eine zusammengesetzte Beanspruchung. An der ungünstigsten Stelle im Sparren AC ist die Beanspruchung $N_{max} = \frac{M_{max}}{\frac{F}{\alpha}} + \frac{O_1}{F}$. $F = bh$ ist die Querschnittsfläche des

Sparrens; N_{max} darf höchstens die zulässige Grenze K erreichen, welche zu $K = 80 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}$

gesetzt werden soll. Dann ist, da $\frac{f}{a} = \frac{bh^2}{6}$, die Bedingungsgleichung

$$K = \frac{6 M_{max}}{bh^2} + \frac{O_1}{bh}.$$

Hier soll untersucht werden, wie groß in bestimmten vorliegenden Fällen λ angenommen werden darf. Der einfachen Rechnung halber vernachlässigen wir zunächst den Einfluss von O_1 und nehmen nur auf M Rücksicht. Dann lautet die Gleichung:

$$\frac{Kbh^2}{6} = (g \cos \alpha + n) \frac{e\lambda^2}{800},$$

d. h.

$$\lambda^2 = \frac{400 K}{3 e} \frac{bh^2}{(g \cos \alpha + n)} \dots \dots \dots 2.$$

Für $K = 80$ ist

$$\lambda^2 = \frac{10667 bh^2}{e (g \cos \alpha + n)}, \text{ fönach } \lambda = 103 h \sqrt{\frac{b}{e (g \cos \alpha + n)}}.$$

In diese Gleichung sind e in Met., g und n in Kilogr. für 1 qm schräger Dachfläche, b und h in Centim. einzusetzen, und man erhält λ in Centim. Schreibt man

$$\lambda = 1030 h \sqrt{\frac{b}{e (g \cos \alpha + n)}},$$

so ist Alles in Met., bzw. bezogen auf Met. einzuföhren, und man erhält dann auch λ in Met.

Ist das Dach mit $\frac{h}{L} = \frac{1}{3}$ geneigt, also $\alpha = 33^\circ 41'$ und $\cos \alpha = 0,832$, und ist dasselbe mit Schiefer gedeckt, so ist $g = 75 \text{ kg}$ und $n = 83 \text{ kg}$, wofür $n = 85 \text{ kg}$ gesetzt werden soll. Gleichzeitige größte Schnee- und Windbelastung braucht bei einem so steilen Dache nicht angenommen zu werden; Schneedruck sei also nicht vorhanden. Der Abstand e der Gespärre betrage 1 m; die Querschnittsabmessungen des Sparrens seien $b = 12 \text{ cm}$ und $h = 15 \text{ cm}$. Alsdann wird

$$\lambda = 1030 \cdot 0,15 \sqrt{\frac{0,12}{75 \cdot 0,832 + 85}} = 4,4 \text{ m}.$$

Zu der bei dieser Sparrenlänge auftretenden größten Beanspruchung $K = 80 \text{ kg}$ für 1 qm kommt noch diejenige durch die Kraft O_1 . Im vorliegenden Falle ist

$$O_1 = - \frac{4,4 \cdot 1}{2} \left[\frac{75}{0,555} + \frac{85}{2,4} \right] = - 374 \text{ kg}.$$

Die Sparren-Querschnittsfläche ist $f = 12 \cdot 15 = 180 \text{ qcm}$, mithin die Erhöhung der Spannung durch O_1 nur $N_2 = \frac{374}{180} = 2,1 \text{ kg}$ für 1 qcm, d. h. unbedenklich gering. Man kann in den meisten Fällen nach der einfachen Formel für λ rechnen, ohne Rücksicht auf O_1 zu nehmen, und erhält, wenn $e = 1 \text{ m}$ angenommen wird,

$$\lambda = 1030 h \sqrt{\frac{b}{g \cos \alpha + n}} \dots \dots \dots 3.$$

(Hierin alle Maße in Met., bzw. bezogen auf Met.)

Der Ausdruck 3 für λ kann auch zu Grunde gelegt werden, wenn es sich darum handelt, die größten zulässigen Abstände der Sparrenstützpunkte bei Pfetten- und

größeren Kehlbalkendächern zu ermitteln; die Anwendung obiger Formel setzt dann aber voraus, daß auf die Continuität der Sparren keine Rücksicht genommen ist.

Je nach den Umständen kann man λ_{max} , die frei tragende Sparrenlänge, zu 3,50 m bis 5,00 m annehmen. Bezüglich der Abstände der Sparrenpaare von einander wird auf das nächstfolgende Heft (Theil III, Abth. III, Abschn. 2, F: Dachdeckungen) dieses »Handbuches« verwiesen.

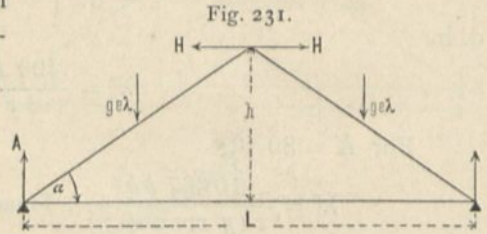
Auf die Länge λ kann auch die Anordnung im Firft von Einfluß sein. Die Sparren lehnen sich im Firft an einander und sind daselbst mittels des sog. Scherzapfens mit einander verbunden; derselbe darf nicht überbeansprucht werden.

Die im Firft von einem Sparren auf den anderen übertragene Kraft in Folge des Eigengewichtes ist (Fig. 231)

$$H_g = \frac{g e \lambda L}{4 h},$$

und es wird, da $L = 2 \lambda \cos \alpha$ ist,

$$H_g = \frac{g e \lambda^2 \cos \alpha}{2 h}.$$



Ferner entsteht zwischen beiden Sparren im Firft durch einseitigen Wind eine Kraft, welche nach Gleichung 1 (S. 86) den Werth hat:

$$O_2 = - \frac{\lambda n e}{2 \sin 2 \alpha}.$$

Diese Kräfte sollen von einem Sparren auf den anderen übertragen werden, ohne daß der Zapfen merklich beansprucht wird. Bei dem unvermeidlich eintretenden Eintrocknen und Setzen des Daches ist es aber sehr wahrscheinlich, daß die Kräfte auch einmal durch den Zapfen übertragen werden müssen. Deshalb soll untersucht werden, bis zu welchen Abmessungen der einfache Scherzapfen genügt.

Zerlegt man H_g in die beiden Sparrenspannungen $O_{1.g}$ und $O_{2.g}$, so wird $O_{2.g} = - \frac{g \lambda e}{4 \sin \alpha}$, und die ganze durch den Zapfen zu übertragende Kraft wird

$$O_2 = - \frac{\lambda e}{2} \left[\frac{g}{2 \sin \alpha} + \frac{n}{\sin 2 \alpha} \right],$$

$$O_2 = - \frac{\lambda e}{4 \sin \alpha} \left[g + \frac{n}{\cos \alpha} \right] \dots \dots \dots 4.$$

Der Zapfen wird in zwei Querschnitten auf Abfcherung beansprucht. Ist die zulässige Abfcherungsspannung bei einem eichenen Zapfen $K' = 22 \text{ kg}$ für 1 qcm, so muß

$$2.22 \frac{d^2 \pi}{4} = O_2 = \infty 35 d^2$$

fein, woraus

$$d = 0,117 \sqrt{O_2} \text{ Centim.} \dots \dots \dots 5.$$

Für λ ergibt sich die Formel

$$\lambda_m = \frac{140 d^2 \sin \alpha}{e \left(g + \frac{n}{\cos \alpha} \right)},$$

worin d in Centim. einzuführen ist.

In obigem Beispiel war $g = 75 \text{ kg}$, $n = 85 \text{ kg}$, $e = 1 \text{ m}$, $\alpha = 33^\circ 41'$, $\cos \alpha = 0,832$ und $\sin \alpha = 0,555$; demnach wird $O_2 = - 80 \lambda$ Kilogr.

Der für λ zulässige Werth ergibt sich ferner aus der Gleichung $80\lambda = 35d^2$ mit
 $\lambda = 0,44d^2$ Met.

Ist $d = 2,5$ cm, so wird $\lambda_m = 0,44 \cdot 6,25 = 2,75$ m.

Man findet wohl die Angabe, dass die Sparren sich bis auf 2,50 m Länge mit einfachem Scherzapfen gegen einander lehnen dürfen; diese Angabe würde annähernd mit dem eben gefundenen Ergebniss übereinstimmen.

Zu beachten ist: Wenn im First beide Sparren nur mittels Anblattung verbunden sind, so kommt nur eine einzige Abscherungsfläche zur Geltung; man erhält alsdann λ halb so groß, als nach Formel 5.

Am Sparrenfuß muss die wagrechte Seitenkraft der Sparrenspannung sicher in den Balken geführt werden und sich mit der entsprechenden Kraft des anderen Sparrens aufheben. Die Verbindung wird mittels der sog. Verfatzung vorgenommen. Die Länge c des Balkenstückes vor der Verfatzung muss gegen Abscheren genügend groß gewählt werden. Die wagrechte Seitenkraft der Sparrenspannung ist nach Gleichung 1 (S. 86)

$$U = \frac{\lambda e}{2} \left[\frac{g}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{n \cos \alpha}{\operatorname{tg} 2 \alpha} \right].$$

Ist die zulässige Beanspruchung auf Abscheren T und die Breite des Balkens b (in Centim.), so darf $Tbc = U$ sein, woraus

$$c = \frac{U}{Tb}$$

folgt. T kann zu 10 kg für 1 qcm gesetzt werden; alsdann wird

$$c = \frac{\lambda e}{20b} \left[\frac{g}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{n \cos \alpha}{\operatorname{tg} 2 \alpha} \right] \text{ Centim.}$$

In dieser Formel sind alle Werthe auf Met., bzw. auf Quadr.-Meter bezogen; nur b ist in Centim. einzuführen.

Für obiges Beispiel erhält man $c = \frac{71\lambda}{10b}$; ist $b = 12$ cm und $\lambda = 3,5$ m, so wird $c = 2$ cm; es genügt also eine geringe Länge.

Aus vorstehender Rechnung ergibt sich auch die Zulässigkeit der in Fig. 250 dargestellten Anordnung der Verfatzung, welche natürlich nur bei kleinen Kräften in Anwendung kommen darf.

Fig. 232.

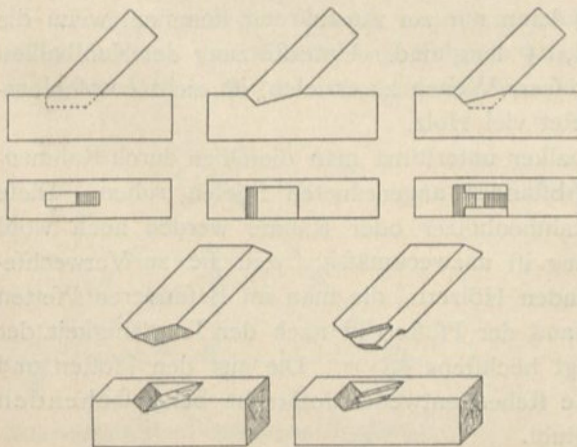
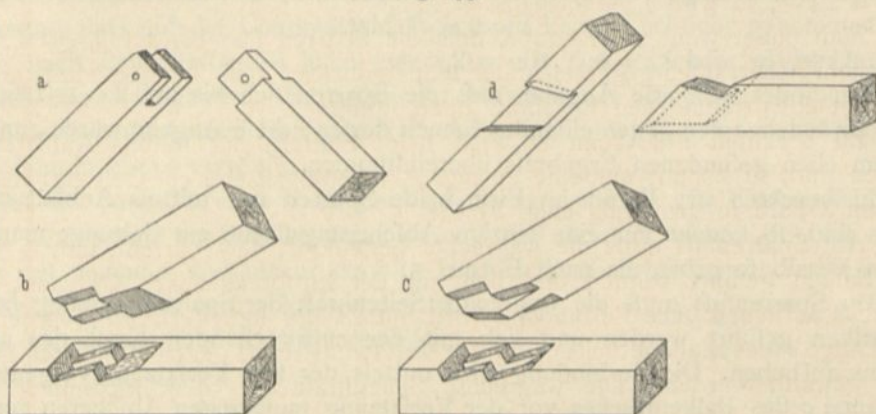


Fig. 232 u. 233 a, b u. c zeigen die gebräuchlichen constructiven Einzelheiten am Sparrenfuß und am First. Nach *Breymann* sollen die Zapfen am Sparrenfuß nicht verbohrt werden; der Sparren soll mit dem Balken auf einer Seite bündig angeordnet werden. Bezüglich der sog. Auffchieblinge vergleiche im Folgenden (Art. 76). Als größte Spannweite eines einfachen Dreieckdaches kann man 6,00 bis 7,00 m annehmen.

Fig. 233.



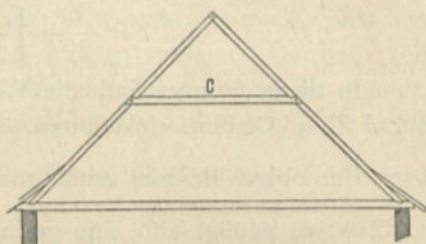
b) Kehl balkendächer.

73.
Kehlbalken.

Wenn die Abmessungen des Daches so groß sind, daß die Sparren nicht mehr vom Fuß bis zum First ungestützt durchlaufen können, so ordnet man als mittlere Stützpunkte sog. Kehlbalken an.

Das einfachste (zugleich am wenigsten wirksame) Kehl balkendach ist in Fig. 234 dargestellt. Die Kehlbalken *c* wirken hier als mittlere Stützen der Sparren und dienen zur Verkürzung der freien Knicklänge derselben. Man sieht leicht ein, daß der Kehlbalken durch das Eigengewicht und den Wind auf Druck beansprucht wird und dem gemäß mit Rücksicht auf Zerknicken berechnet werden müßte. Eine angestellte Berechnung hat aber ergeben, daß die in den einzelnen Kehlbalken auftretenden Druckkräfte so gering sind, daß ein Knicken bei den üblichen Maßen nicht zu befürchten ist. Die Querschnitts-abmessungen der Kehlbalken werden zu 10×15 bis 12×20 cm gewählt. Es ist zu beachten, daß, wenn der First in Folge der Belastung sich senkt, die beiden Anschlußpunkte des Kehlbalkens das Bestreben haben, sich von einander zu entfernen; man trägt diesem Umstande durch eine Verbindung nach Fig. 233, *d* Rechnung.

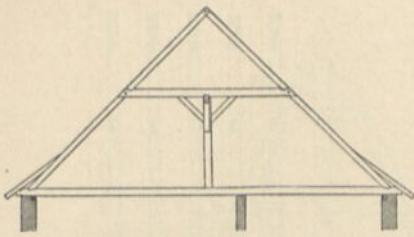
Fig. 234.



Die vorbeschriebene Anordnung kann nur zur Ausführung kommen, wenn die Kehlbalken kurz, 2,50 bis höchstens 4,00 m lang sind. Unterstützung der Kehlbalken durch Kopfbänder oder Bügen, um größere Weiten zu erzielen, ist nicht empfehlenswert; sie ist wenig wirksam und kostet viel Holz.

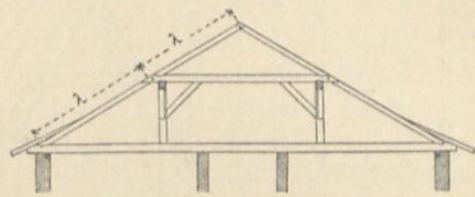
Bei größeren Längen der Kehlbalken unterstützt man dieselben durch Rahmenhölzer, welche auf in geeigneten Abständen angeordneten Stielen ruhen. Diese Stiele heißen Bundpfosten; die Rahmenhölzer oder Rähme werden auch wohl Pfetten genannt; letztere Bezeichnung ist unzweckmäßig, weil sie zu Verwechslungen mit den unten zu besprechenden Hölzern, die man im Besonderen Pfetten nennt, Veranlassung giebt. Der Abstand der Pfosten ist nach der Tragfähigkeit der Rahmenhölzer zu bemessen; er beträgt höchstens 4,50 m. Die aus den Pfosten und Rahmen gebildeten sog. Stuhlwände stehen entweder lothrecht beim stehenden oder geneigt beim liegenden Dachstuhl.

Fig. 235.



Einfacher stehender Kehlbalcken-Dachstuhl.

Fig. 236.



Doppelter stehender Kehlbalcken-Dachstuhl.

Die Kehlbalcken werden bei kleineren Abmessungen und wenn eine nahe der Gebäudemitte vorhandene Wand als Stütze für die Pfoften verwendbar ist, durch eine in der Mitte des Daches angeordnete Stuhlwand gestützt (Fig. 235). Die Kehlbalcken werden bei dieser Construction ungünstig beansprucht; man mache die Länge derselben nicht größer als 5,00 m. Man nennt diese Anordnung den einfachen stehenden Kehlbalcken-Dachstuhl.

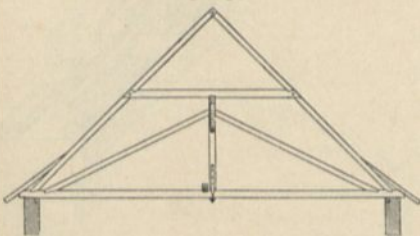
Besser ist der sog. doppelte stehende Kehlbalcken-Dachstuhl (Fig. 236). Die beiden Stuhlwände sind nahe den Enden der Kehlbalcken, 25 bis 30 cm von denselben entfernt, angebracht und stützen dieselben in durchaus zweckmäßiger Weise. Das untere Sparrenstück, vom Sparrenfufs bis zum Kehlbalcken, kann 3,50 bis 4,50 m und das obere Stück 2,50 bis 3,00 m lang gemacht werden. Bei steilen Dächern wird letzteres Stück unter Umständen länger, als das angegebene Mafs beträgt; dann ordnet man wohl noch weitere Kehlbalckenlagen an. Kehlbalcken in der Nähe des Firfies werden Spitz-, Hain- oder Hahnenbalcken genannt.

Ein Mangel dieser Constructions ist, dafs die Fachwerke der Bindergebände verschiebliche Figuren enthalten; Fig. 235 enthält zwei Vierecke und Fig. 236 ein Viereck. Man mufs deshalb, um diesem Mangel einigermaßen abzuwehren und die Unveränderlichkeit der Winkel möglichst herbeizuführen, sog. Kopfbänder oder Bügen anbringen. Solche Kopfbänder dürfen auch in den Stuhlwänden nicht fehlen.

Wenn das Gebäude keine mittleren Stützpunkte für die Stuhlwände bietet, so kann man die Rähme durch einfache oder doppelte Hängewerke stützen (Fig. 237 u. 238). Auf diese Constructions wird bei den Pfettendächern näher eingegangen werden.

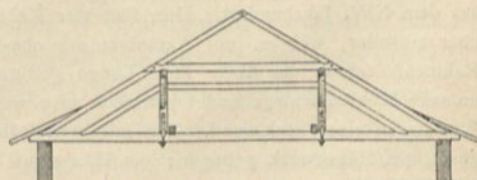
Kehlbalckendächer werden heute nur noch ausnahmsweise gebaut; als Beispiele sollen deshalb zwei Dächer aus früheren Jahrhunderten vorgeführt werden, welche durch ihr langes Bestehen den Beweis der Güte geliefert haben.

Fig. 237.



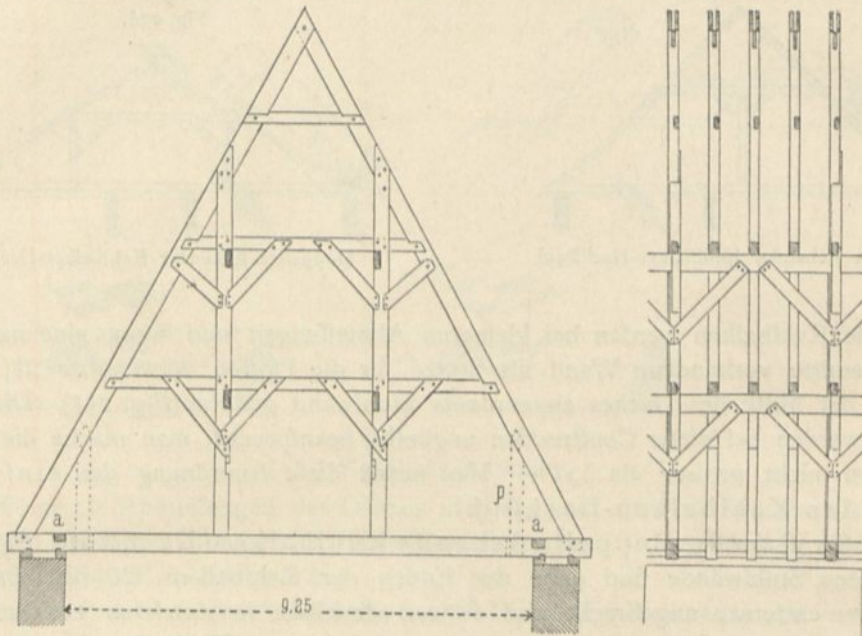
Kehlbalckendach mit einfüligem Hängewerk.

Fig. 238.



Kehlbalckendach mit zweifüligem Hängewerk.

Fig. 239.



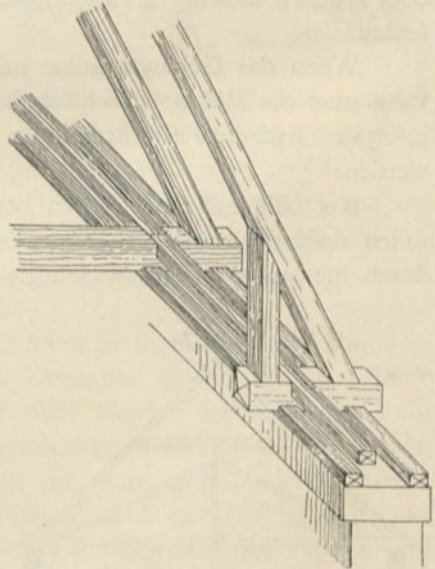
Von der St.-Stephans-Kirche zu Mainz¹³⁹⁾.

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

Fig. 239¹³⁹⁾ zeigt ein wahrscheinlich im XVI. Jahrhundert erbautes Kehlbalkendach mit zweifachem stehenden Dachstuhl. Es sind drei Kehlbalkenlagen über einander angeordnet; die beiden unteren sind durch Stuhlwände unterstützt. Die Pfosten derselben sind lothrechte Zangen, die von unten bis oben durchlaufen. Nur in den Gespärren mit diesen Pfosten sind durchlaufende Balken (Träme), welche die Pfosten und so die Last der Stuhlwände tragen; diese Gebinde sind die Binder oder Hauptgebände. In den anderen, den Leergebinden, sind nur Sparren, Kehlbalken und statt der durchlaufenden Tragbalken kleine Stichbalken, in welche sich die Sparrenfüsse setzen (ohne Verfassung, nur mittels eines Zapfens). Die Stichbalken sind mit den durchlaufenden Balken der Binder durch eine Verpannung *a* verbunden, welche sich mit dem Balken auf halbe Holzstärke überschneidet. Zur Erhaltung des richtigen Winkels sind bei den Leergebinden kleine Pfosten *p* angeordnet, welche mit Stichbalken und Sparren auf halbe Holzdicke überschneiden sind. Eine isometrische Abbildung dieser Construction zeigt Fig. 240. Die Träme haben hier die gefamnte Last zu tragen und dem entsprechend große Stärke. Die Stärkenmaße sind: Hauptbalken oder Träme 35×20 , Kehlbalken 23×18 und 20×10 , lothrechte Zangen 30×20 , Rahmenhölzer 35×20 und Kopfbänder 25×17 cm. Der Abstand der Binder beträgt $3,20$ m und derjenige der Gespärre $0,80$ m.

Ein weiteres, gutes und altes Beispiel zeigt Fig. 241¹⁴⁰⁾ aus dem XIV. Jahrhundert. Hier sind vier Kehlbalkenlagen über einander, welche, mit Ausnahme der obersten, durch Rahmenhölzer in der Mitte ihrer Länge gestützt sind; die unterste Kehlbalkenlage findet jederseits eine weitere Unterstüttung in einer Stuhlwand. Die mittleren Rähme werden durch ein Hängewerk getragen; die Hängefäule ruht nicht

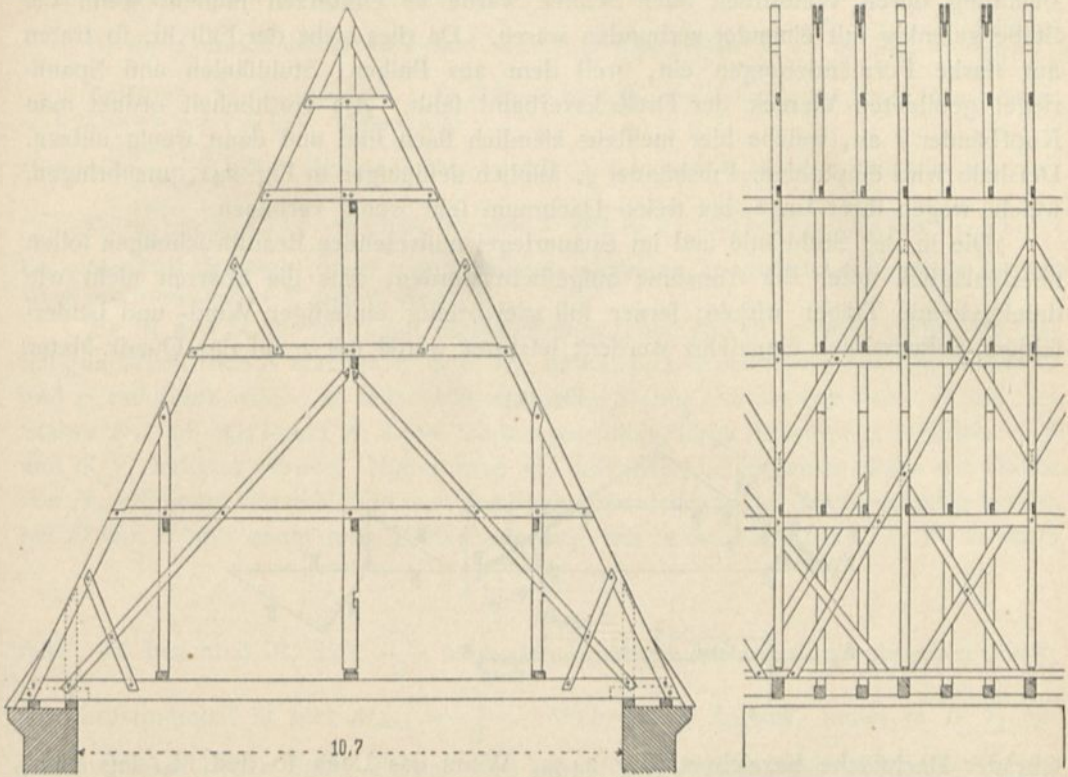
Fig. 240.



¹³⁹⁾ Nach: GEIER, F. Statistische Uebersicht bemerkenswerther Holzverbindungen Deutschlands. Mainz 1841.

¹⁴⁰⁾ Nach ebendaf.

Fig. 241.



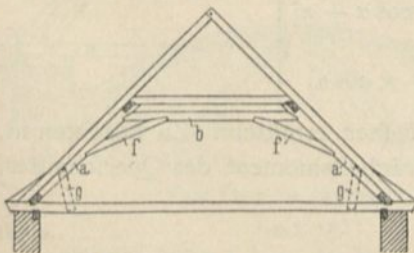
Von der St.-Bartholomäus-Kirche zu Frankfurt a. M.¹⁴⁰⁾.

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

auf der unteren Schwelle, welche auf den Trämen liegt, sondern ist nur genügend weit in diese eingezapft, um Seitenschwankungen zu verhüten. Die Sparren sind mit den Kehlbalken theilweise noch einmal durch eine Art Fufsband zu einem Dreieck verknüpft; das Fufsband ist parallel zur Neigung der gegenüber liegenden Dachseite. Die Pfoften für die Seitenrähme der untersten Kehlbalkenlage sind in allen Gespärren, was etwas reichlich zu fein scheint. Die Hauptabmessungen und Stärken der einzelnen Theile sind: Binderabstand 2,50 m, Lichtweite zwischen den Mauern 10,90 m, Höhe 13,80 m, Abstand der Gespärre 0,833 m, Balken 42 × 21, Kehlbalken 22 × 14, bzw. 20 × 12, Sparren 25 × 16 (oben 21 × 14), Streben 17 × 15, doppelte Hängefäule 33 × 18, Rähme 24 × 15 und Pfoften 17 × 17 cm.

Wenn der Dachbodenraum von eingebauten Constructionstheilen möglichst frei bleiben soll, so stützt man die Rähme durch eine Art Sprengwerk, welches im einfachsten Falle aus zwei schräg gelegten Pfoften *a* (Fig. 242) und einem wagrechten

Fig. 242.



Kehlbalkendach mit liegendem Dachstuhl.

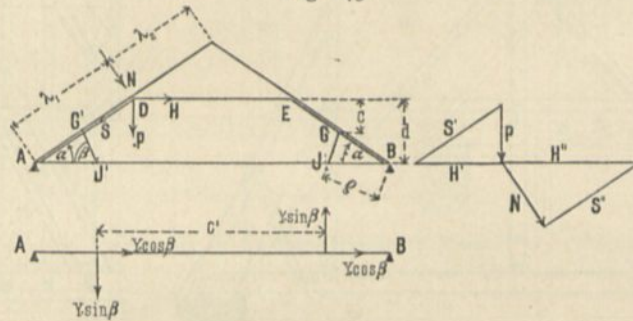
Spann- oder Brustriegel *b* besteht. Man sieht, daß einfach die Stuhlwand in Fig. 236 in die Schräge der Dachneigung gelegt ist; der nicht unbedeutende wagrechte Schub, welcher von den Schrägpfoften *a* (gewöhnlich liegende Stuhlfäulen genannt) auf den Balken ausgeübt wird, muß sicher in denselben geleitet werden; zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, eine Fufschwelle anzuordnen. Das auf diese Weise in den Bindergebänden entstehende Fachwerk ist

75.
Liegender
Dachstuhl.

bei stets gleich bleibender Belastung beider Lastpunkte genügend; bei einseitiger Belastung durch Winddruck oder Schnee würde es einstürzen müssen, wenn die Stäbe gelenkig mit einander verbunden wären. Da dies nicht der Fall ist, so treten nur starke Formänderungen ein, weil dem aus Balken, Stuhlfäulen und Spannriegel gebildeten Viereck der Dreiecksverband fehlt. Als Nothbehelf ordnet man Kopfbänder f an, welche hier meistens ziemlich flach sind und dann wenig nützen. Deshalb wird empfohlen, Fußbänder g , ähnlich denjenigen in Fig. 241, anzubringen, welche wegen ihrer Lage den freien Dachraum sehr wenig verbauen.

Die in der Stuhlfäule und im Spannriegel auftretenden Beanspruchungen sollen überschläglich unter der Annahme aufgeführt werden, daß die Sparren nicht wie durchgehende Träger wirken; ferner soll gleichzeitig einseitiger Wind- und beiderseitiger Schneedruck eingeführt werden; letzterer werde mit s auf das Quadr.-Meter

Fig. 243.



schräger Dachfläche bezeichnet (Fig. 243). Wenn das Dach so steil ist, daß nicht gleichzeitig Schnee- und größter Winddruck auftreten können, so setze man in den nachstehenden Formeln einfach s gleich Null. Die beiden an die Kehlbalkenlage anschließenden Sparrenstücke sollen die Längen λ_1 und λ_2 haben; alsdann ist die lothrechte Belastung des Knotenpunktes

$$P = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} e (g + s)$$

und die normale Belastung durch Winddruck

$$N = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} e n.$$

Die Zerlegung ergibt

$$\begin{aligned} H &= - \left(\frac{P}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{N}{\sin \alpha} \right) = - \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2 \sin \alpha} e [(g + s) \cos \alpha + n], \\ S &= - \left(\frac{P}{\sin \alpha} + \frac{N}{\operatorname{tg} \alpha} \right) = - \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2 \sin \alpha} e [(g + s) + n \cos \alpha]; \\ \left. \begin{aligned} H &= - \frac{(\lambda_1 + \lambda_2) e}{2 \sin \alpha} [(g + s) \cos \alpha + n] \\ S &= - \frac{(\lambda_1 + \lambda_2) e}{2 \sin \alpha} [g + s + n \cos \alpha] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 6. \end{aligned}$$

Danach kann man die nöthigen Querschnittsflächen ermitteln. Zu beachten ist, daß wegen der Zerknickungsgefahr das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes, bezw. den Werth haben muß:

$$\begin{aligned} \text{für den Spannriegel } \mathcal{I}_{\min} &= 83 H r^2, \\ \text{für die Stuhlfäule } \mathcal{I}_{\min} &= 83 S \lambda^2. \end{aligned}$$

In diesen beiden Gleichungen sind H und S in Tonnen, r (die Länge des Spanriegels) und λ in Met. einzuführen.

Ist die Querschnittsbreite b und die Querschnittshöhe h , so ist $\mathcal{F}_{min} = \frac{hb^3}{12}$.

Beispiel. Es sei $g = 75$ kg, $s = 75$ kg, $n = 85$ kg, $e = 3$ m, $\cos \alpha = 0,832$, $\sin \alpha = 0,555$, $\lambda_1 + \lambda_2 = 7$ m und $r = 6$ m. Alsdann wird

$$H = - \frac{(\lambda_1 + \lambda_2) 3}{2 \cdot 0,555} [(75 + 75) 0,832 + 85] = - 567 (\lambda_1 + \lambda_2) = - 7.568 = - 3969 \text{ kg} = \infty - 4 \text{ t.}$$

Da $\frac{hb^3}{12} = 83.4.36 = \infty 12000$ sein muß, so wird für $h = 20$ cm: $b^3 = 7200$ und $b = 19,4$ cm.

Ein quadratischer Querschnitt von 20×20 cm ist fonach ausreichend. Die Annahme gleichzeitigen, größten Wind- und Schneedrucks ist überaus ungünstig.

Es ist nun Sorge zu tragen, daß derjenige Theil von H , welcher durch den einseitigen Winddruck N erzeugt ist, d. h. H_w , unschädlich in die festen Auflagerpunkte A und B befördert wird. H erfährt Drehung des Stabes EB um den Punkt B und des Stabes DA um den Punkt A . Diese Drehungen sollen durch Anordnung der Stäbe $G\mathcal{F}$ und $G_1\mathcal{F}_1$ verhütet werden. Nimmt man an, daß jeder dieser beiden Stäbe die Hälfte von H_w aufnimmt, vernachlässigt man den Biegungswiderstand der durchgehenden Hölzer bei D und E und nennt man Y die Spannung des Stabes $G\mathcal{F}$, bzw. $G'\mathcal{F}'$, so muß

$$Y = \frac{H_w}{2} \cdot \frac{d}{\rho}$$

sein. Zu beachten ist, daß $\frac{H_w}{2}$ auch den Stabtheil EG bei G abzubrechen strebt;

das Größtmoment ist hier $M_{max} = \frac{H_w c}{2}$. Während Y Zug ist, findet in $G_1\mathcal{F}_1$ ein gleich großer Druck statt. Ferner wird darauf hingewiesen, daß durch die beiden in $G\mathcal{F}$ und $G_1\mathcal{F}_1$ wirkenden Kräfte Momente in dem Balken erzeugt werden.

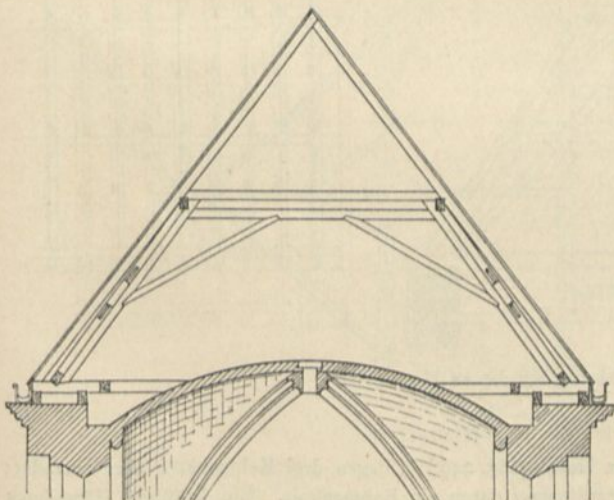
Die Anordnung der Fußbänder ist viel wirksamer, als jene der Kopfbänder. Auch die Kehlbalckendächer mit liegenden Dachstuhl kommen in der Gegen-

wart nur noch ausnahmsweise zur Ausführung; es empfiehlt sich deshalb, die Beispiele für solche Dächer aus guten, alten Bauten zu entnehmen.

Fig. 244¹⁴¹⁾ zeigt den Dachstuhl vom Mittelschiff des Domes zu Limburg. Die Gesamtwerte beträgt 11,20 m und die Firsthöhe 7,00 m. Unter die liegenden Stuhlfäulen, welche sich auf die Fußschwelle setzen, legen sich noch weitere Stuhlfäulen, welche die Spanriegel und die Kopfbänder aufnehmen.

In Fig. 245¹⁴²⁾ ist der Dachstuhl des Münsters zu Ulm dargestellt. Die liegenden Stuhlfäulen, welche im Verein mit dem Spanriegel die Rahmenhölzer für die Kehlbalcken tragen, umfassen dieselben; die Erhaltung der Form des Sprengwerkes wird durch Kopfbänder erfährt. Die Sprengwerke sind in jedem vierten Gebinde,

Fig. 244.



Vom Dom zu Limburg¹⁴¹⁾.

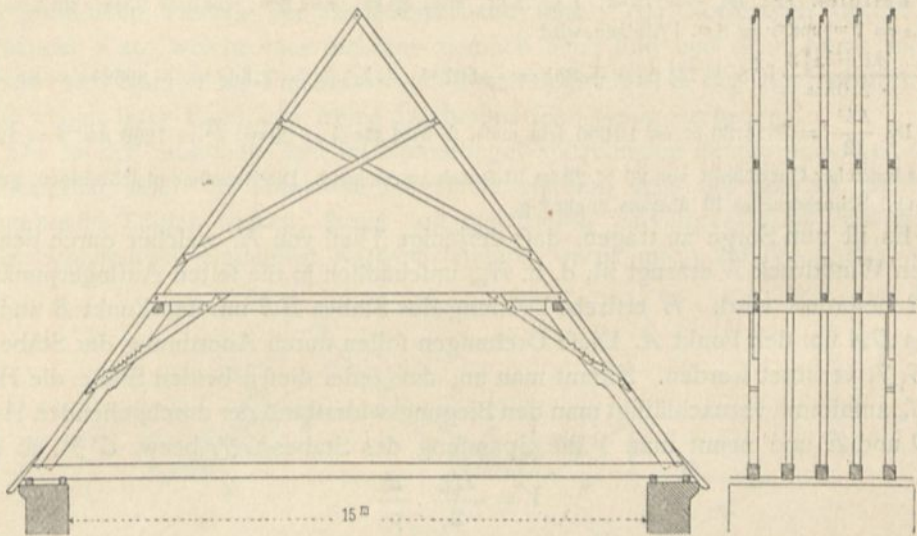
$\frac{1}{150}$ n. Gr.

141) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1874, Bl. 12.

142) Nach: GEIER, a. a. O.

und die Schrägstäbe im oberen Theile des Daches liegen in jedem Gebinde. Das Dach ist dadurch sehr steif. Jedes Gebinde hat einen — allerdings sehr weit frei liegenden — Balken zur Verbindung der Auflager; auch die Kehlbalken liegen weit frei.

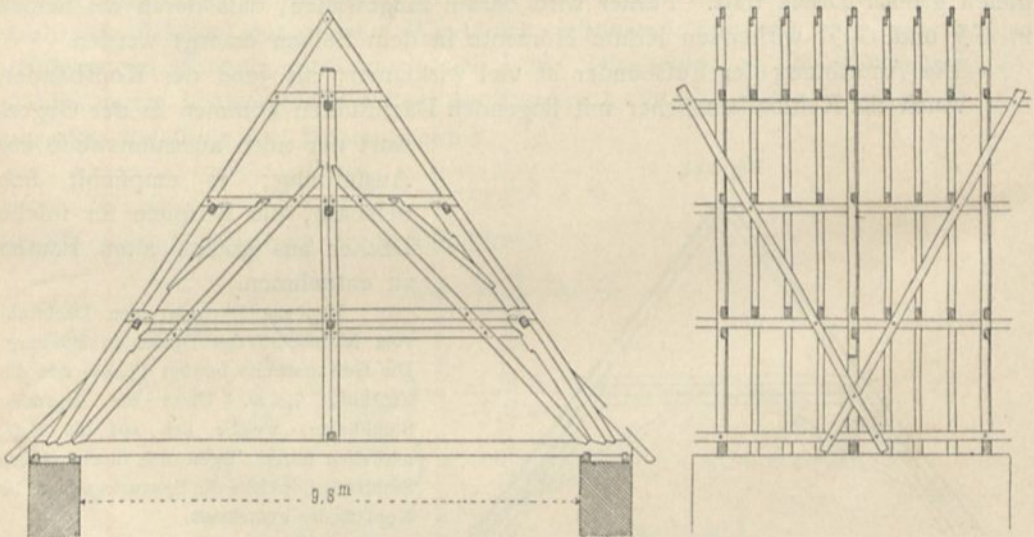
Fig. 245.



Vom Münster zu Ulm¹⁴²⁾.

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

Fig. 246.



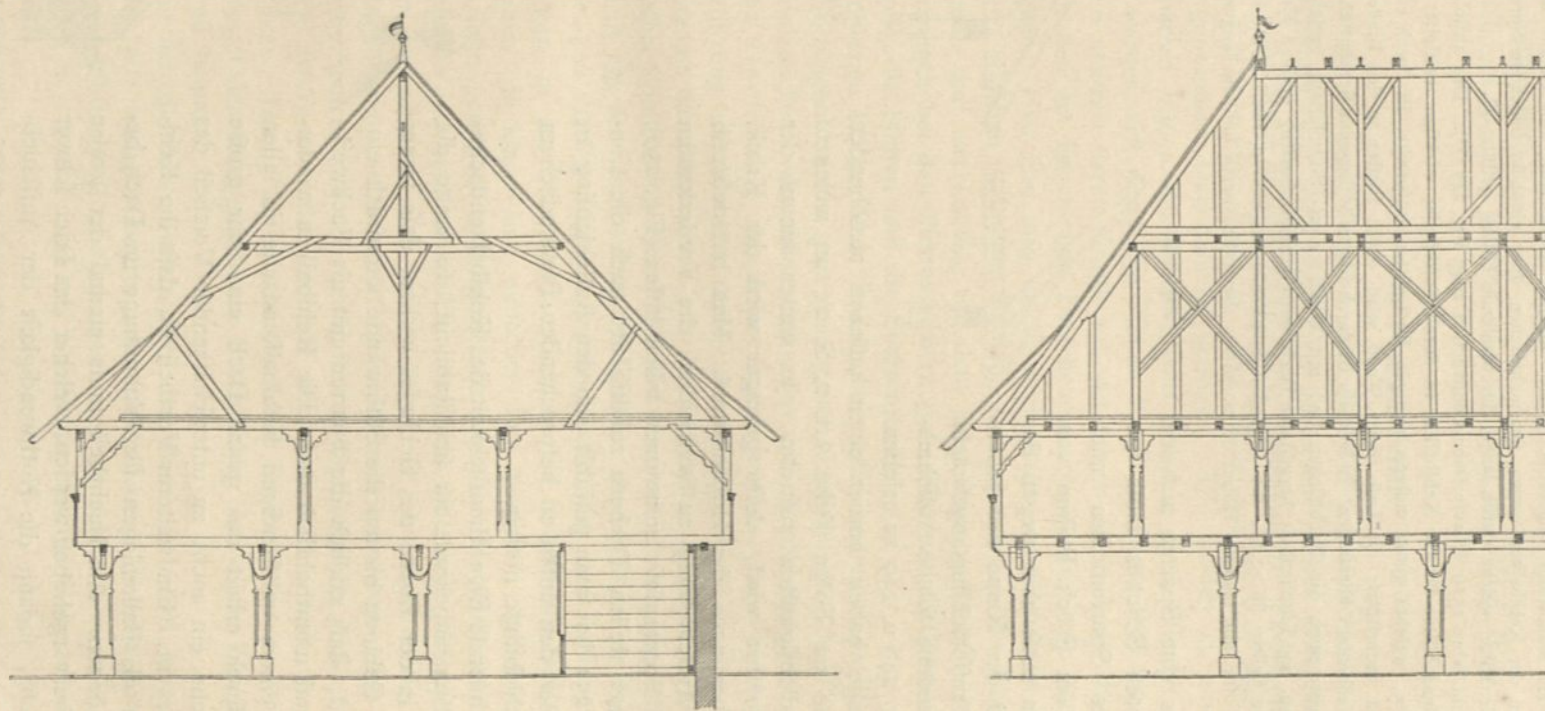
Von der Marien-Kirche zu Hanau¹⁴³⁾.

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

Beim Dachstuhl der Marien-Kirche zu Hanau (Fig. 246¹⁴³⁾) liegen drei Kehlgebälke über einander; jedes derselben erhält in der Mitte eine Unterstützung durch ein Rahmenholz. Ein kräftiger Hängebock trägt die drei über einander liegenden Rahmenhölzer und eine Schwelle in der Mitte des Daches. Die Enden der Kehlbalken sind in den beiden unteren Kehlgebälken durch Rahmenhölzer unterstützt, welche

¹⁴²⁾ Nach: GRIER, a. a. O.

Fig. 247.



Vom Kornhaus in Langnau (Canton Bern¹⁴⁴).

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

von Sprengwerken getragen werden. Durchgehende Verbindungsbalken beider Auflager sind hier nur in den Bindergebänden als Bundträme angeordnet. Die Construction ist klar; die Gefahr liegt allerdings nahe, daß die Enden der Kehlbalcken wegen, der mehrfachen über einander liegenden Sprengwerke, sich stärker setzen, als die Mitte, welche durch lange, durchlaufende Hölzer gestützt ist.

Eine kühne, im Jahre 1519 erbaute Dach-Construction zeigt Fig. 247¹⁴⁴⁾. Das übliche Sprengwerk zum Tragen der Rahmenhölzer für die Kehlbalcken ist durch Fußbänder wirksam versteift; das im First angeordnete Langholz, welches genau unferen heutigen Firstpfetten entspricht, ist durch eine lothrechte, wohl versteifte Wand unterstüttzt; die Last dieser Wand wird durch Pfoften in den Bindergebänden auf die Balken der Dachbalkenlage übertragen. In letzterer ist durch wagrecht liegende Schrägfläbe eine weitere Versteifung angebracht; auch die Dachflächen sind mit Windkreuzen (Sturmlatten) versehen. Das gut erhaltene, aus Tannen- und Lärchenholz hergestellte Dach weist verhältnißmäßig geringe Holzstärken auf; dieselben sind für die Balken 23×17 , die liegenden Stuhlfläulen im oberen Theil 19×16 , im unteren Theil 15×16 und für alle anderen Hölzer 12×15 cm. Bemerkenswerth sind die langen, durchgehenden Hölzer.

76.
Auffchieblinge.

Wegen des vom Sparren auf den Balken ausgeübten Schubes muß vor dem Ende des Sparrenfußes nach Fig. 248 noch ein Stück Balken vorsehen. Alsdann muß aber wegen der Eindeckung und der Rinne auf jedem Sparren ein sog. Auffchiebling angebracht werden. Verschiedene solche Auffchieblinge sind in Fig. 248 u. 249 zu ersehen.

Die Auffchieblinge haben immer einen un schön aussehenden Knick im Dache zur Folge (siehe Art. 2, S. 2), an welchem auch leicht Undichtigkeiten auftreten. Je weiter hinauf der Auffchiebling geführt wird, desto geringer wird der Knick, desto größer aber auch der Holzaufwand. Man hat deshalb wohl, um den Auffchiebling zu vermeiden, die Vorderkanten von Balken und Sparrenfuß zusammen fallen lassen (Fig. 250), was aber nur bei steilen Dächern zulässig ist; auch die Construction in Fig. 251 hat man gewählt, um den Auffchiebling zu vermeiden. — Bei den unten zu besprechenden Pfettendächern sind keine Auffchieblinge nöthig.

77.
Beurtheilung
der Kehl-
balkendächer.

Die bezeichnende Eigenthümlichkeit des Kehlbalkendaches ist, daß jedes Sparrengebände für sich stabil ist, so lange die äußeren Kräfte in der Ebene des Gebändes wirken, daß ferner die eigentlichen Gebände bis auf die Stuhlwände sämmtlich einander gleich sind, daß endlich die Sparren mit als Fachwerkfläbe wirksam und unentbehrlich sind. Die Kehlbalken wiederholen sich bei einem vollständigen Kehlbalkendache in allen Gebänden. Dadurch erhält das ganze Dach eine sehr große Steifigkeit, welche ein nicht zu unterschätzender Vortheil des Kehlbalkendaches ist. Ein weiterer Vortheil ist, daß die Kehlbalken zugleich als Balkenlagen für Wohnräume im Dach benutzt werden können. Als Nachtheil muß einmal der große Holzverbrauch hervorgehoben werden, welcher das Dach schwer und theuer macht, sodann die Nothwendigkeit der Auffchieb-

Fig. 248.

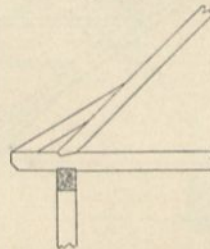


Fig. 249.

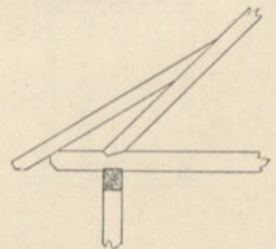


Fig. 250.

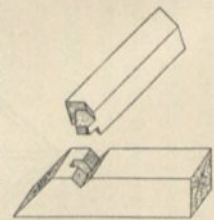
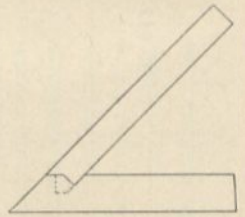
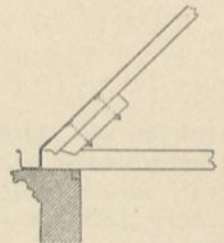


Fig. 251.



144) Nach: GLADBACH, E. Charakteristische Holzbauten der Schweiz etc. Berlin 1889-93. Bl. 17.

linge. In der Neuzeit wird deshalb, wie bereits bemerkt, das Kehl balkendach nur noch wenig angewendet, obgleich sich dasselbe in vielen Beispielen Jahrhunderte lang gut gehalten hat.

Ein schönes Beispiel aus neuester Zeit ist im Hôtel *Wentz* in Nürnberg¹⁴⁵⁾ zu finden.

c) Pfettendächer.

1) Construction und statische Grundlagen.

Jedes Sparrenpaar wird beim Pfettendach auf Balken gelagert, welche — gewöhnlich — senkrecht zu den Ebenen der Sparrenpaare durchlaufen; diese Balken nennt man Pfetten oder Fetten. Die Pfetten werden von den in gewissen Abständen angeordneten Dachbindern getragen. Die beiden zu einem Gebinde gehörigen Sparren bilden ein unten offenes Dreieck, sind also für sich allein nicht stabil; sie werden erst durch die Pfetten stabil. Letztere sind die Auflager für die Sparren; sie nehmen deren Kräfte auf und führen sie nach den Bindern, welche sie weiter nach den auf Seiten- und Zwischenmauern der Gebäude angeordneten Stützpunkten leiten. Hier sind also die Sparren nicht unentbehrliche Theile der Trag-Construction, obgleich diejenigen Sparrenpaare, welche in der Ebene eines Binders liegen, oftmals und zweckmäfsig mit dem Tragbinder verknüpft werden. Man unterscheidet demnach bei den Pfettendächern ganz klar und bestimmt: die Dachbinder (Hauptträger), die Pfetten und die Sparrenpaare.

78.
Construction.

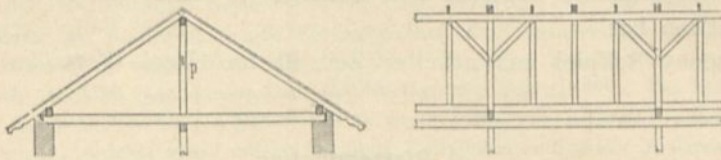
Die eisernen Dächer der Neuzeit sind wohl ausnahmslos Pfettendächer; aber auch die Holzdächer werden gegenwärtig fast ausschliesslich als Pfettendächer gebaut. Bei den Holzdächern verwendet man auch hier sowohl den stehenden, wie den liegenden Dachstuhl; der erstere hat lothrechte oder nahezu lothrechte Pfoften zur Unterstützung der Pfetten; der letztere hat geneigte Pfoften. Als dritte Construction kommt das Pfettendach mit frei tragendem Dachstuhl hinzu.

Bei der Construction des Pfettendaches handelt es sich nach Vorstehendem hauptsächlich um die Construction der Binder. Diese müssen so hergestellt sein, dass sie die von den Pfetten aufgenommenen Kräfte klar und bestimmt, auf möglichst kurzem Wege, in die Stützpunkte, d. h. in die Seiten- und Mittelmauern des Gebäudes leiten. Je klarer und einfacher dies geschieht, desto besser ist die Construction, desto geringer im Allgemeinen auch der Holzaufwand. Beim Entwerfen des Dachbinders hat man zunächst zu ermitteln, wie viele Pfetten etwa nöthig sind: über jeder Seitenmauer muss, als Auflager für den Sparrenfuss, eine sog. Fusspfette angebracht werden; im First meistens eine weitere, die sog. Firstpfette, und wenn die Sparren sich von der Fuss- bis zur Firstpfette nicht frei tragen können, so kommen zwischen beide jederseits noch eine oder mehrere sog. Zwischenpfetten hinzu. Diese Pfetten sind durch die Binder sicher zu unterstützen, wobei man die durch den Bau gegebenen Stützpunkte, bezw. die Zwischenpunkte zweckentsprechend benutzt.

Wenn sich die festen Stützpunkte der Binder lothrecht unter den Pfetten befinden oder nur wenig seitwärts von dieser Lage, so wird die Last der Pfette einfach durch Pfoften p (Fig. 252) nach unten geführt. Falls diese günstigste Lösung nicht möglich ist, so hat man bei Holzbauten für die Ueberleitung der Lasten auf

¹⁴⁵⁾ Veröffentlicht in: Zeitschr. f. Bauw. 1891, Bl. 65.

Fig. 252.



Pfettendach.

die Stützpunkte hauptsächlich drei Mittel, gewiffermaßen Grundconstruktionen, nämlich:

- 1) den einfachen Hängebock,
- 2) den doppelten Hängebock und
- 3) den verstärkten (armirten) Balken.

Im Nachfolgenden wird gezeigt werden, wie man durch Benutzung derselben die Dachbinder herstellt.

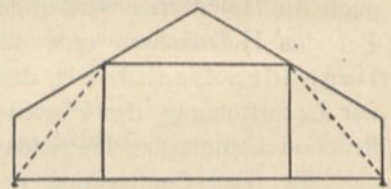
Sehr häufig läuft der Dachbinder in den Endauflagern nicht in Spitzen aus, sondern hat sog. Drempe- oder Kniestockwände. Hierdurch ändert sich an den Grundätzen der Construktion nichts; nur muß beachtet werden, daß die Fußspitze auf eine besondere hölzerne Drempelwand gelegt werden muß, und daß die wagrechten Seitenkräfte der Sparrenspannungen nicht in die Fußspitze und die Drempelwand geleitet werden dürfen. Man führe dieselben durch besondere (in der schematischen Fig. 253 punktirt) Streben in die Deckenbalken, in denen sie sich unschädlich aufheben, d. h. man verwandle die beiden verschieblichen Seitenvierecke im Fachwerk durch Einziehen der Schrägstäbe in unverchiebliche Figuren.

Die mit Drempelwänden versehenen Dächer können demnach hier sofort mit behandelt werden.

Um eine sichere Grundlage einmal für die Anordnung der Binder, sodann für die Beurtheilung üblicher, bezw. ausgeführter Construktionen zu erlangen, ist eine Untersuchung über die statischen Bedingungen zu führen, denen die Binder genügen müssen.

Die Binder der Pfettendächer sind ebene Fachwerke, mögen die Dächer aus Holz oder aus Eisen hergestellt sein; sie müssen deshalb in beiden Fällen stabil sein, d. h. sie müssen die Belastung ertragen können, ohne andere, als elastische Formänderungen zu erleiden; ihre geometrische Form muß bei jeder zu erwartenden Belastung erhalten bleiben. Zu diesem Zwecke muß aber zwischen der Zahl der Knotenpunkte und der Stäbe ein ganz bestimmtes Verhältniß bestehen, welches mit von der Art der Unterstützung der Dachbinder abhängt. Außerdem müssen auch die Anordnungen der Stäbe gewissen Gesetzen genügen. Nur wenn diese Bedingungen erfüllt sind, ist das Fachwerk geometrisch und statisch bestimmt. Die Betrachtung der seit lange üblichen Dachbinder ergibt, daß bei diesen vielfach für die geometrische Bestimmtheit Stäbe fehlen; wenn sich trotzdem größere Uebelstände bei der Benutzung solcher Construktionen nicht herausgestellt haben, so hat dies seinen Grund darin, daß die Annahmen hier nicht genau erfüllt sind, welche der Fachwerk-Theorie zu Grunde liegen. Bei dieser Theorie werden die Auflager der Binder theils als feste, theils als bewegliche angenommen; bewegliche Auflagerungen sind aber bislang bei Holzdächern nicht üblich, wenn sie auch ohne Schwierigkeiten durch-

Fig. 253.



föhrbar wären; ferner wird vorausgefetzt, dafs die einzelnen Fachwerkftäbe in den Knotenpunkten gelenkig mit einander verbunden feien. Diefte Bildungsart der Knotenpunkte ift bei Holz-Confttructionen nicht gut durchföhrbar. Dennoch follte man geometrifch beftimmte Fachwerke auch hier bilden. Die Verhältniffe bezüglich der Knotenpunkte liegen bei den vernieteten Bröckenträgern ganz ähulich, wie hier; auch dort ift die bei der Berechnung angenommene Gelenkigkeit nicht vorhanden; aber kein Conftrecteur würde defshalb wagen, einen für den geometrifchen Zufammenhang als erforderlich erkannten Stab fortzulaffen.

Im Mittelalter legte man auch noch grofsen Werth auf die Zufammenfetzung des ganzen Daches aus lauter Dreiecken, durch welche geometrifche Beftimmtheit gewährleiftet wurde; fpäter aber trat diefe Rückficht mehr in den Hintergrund. — Es fehlte der klare Einblick in die Theorie der Fachwerke, welche erft in neuerer und neuefter Zeit hinreichend gefördert ift, dafs man mit Sicherheit beurtheilen kann, ob eine Fachwerk-Confttruction in allen möglichen Belaftungsfällen ausreicht oder nicht. Weiter unten follten auf Grund des heutigen Standes der Fachwerk-Theorie einige Vorfchläge für die Confttruction der Dachbinder gemacht werden und defshalb kurz die Ergebniffe der erwähnten Theorie, fo weit fie hier in Frage kommen, angeführt werden.

Die Theorie der ebenen Fachwerke föhrt zu nachftehenden Forderungen, bezw. Ergebniffen:

1) Das Fachwerk mufs im Stande fein, die auf daffelbe wirkenden Belaftungen nach den Auflagerpunkten zu übertragen, ohne feine geometrifche Form zu verändern, d. h. ohne andere, als elastifche Formänderungen zu erleiden.

2) Ein Fachwerk wird ftatifch beftimmt genannt, wenn alle Stabfpannungen und alle Auflagerdröcke fich nach den Gleichgewichtsgesetzen ftarrer Körper beftimmen, alfo auch aus diefen Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können.

3) Jedes fefte Auflager bedingt zwei Unbekannte; jedes in einer Linie bewegliche Auflager (Linienauflager genannt) bedingt eine Unbekannte. Als Unbekannte am feften Auflager föhrt man zweckmäfsig die lothrechte und die wagrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes ein. Hat alfo ein Binder ein feftes und ein bewegliches Auflager, fo betrögt die Zahl der Auflager-Unbekannten $2 + 1 = 3$. Allgemein foll die Anzahl der Auflager-Unbekannten mit n bezeichnet werden.

4) Wenn die Zahl der Auflager-Unbekannten $n = 3$ ift, fo kann man diefelben aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen für das Fachwerk — als Ganzes — ermitteln.

5) Wird die Zahl der Knotenpunkte mit k und die Zahl der Stäbe mit s bezeichnet, fo mufs

$$s = 2k - n$$

fein, wenn das Fachwerk ftatifch beftimmt fein foll. Im häufigften Falle eines feften und eines beweglichen Auflagers ift $n = 3$; alfo mufs dann $s = 2k - 3$ fein. Wenn die Stabzahl s kleiner als $2k - n$ (bezw. $2k - 3$) ift, fo ift das Fachwerk labil; alsdann ift nur bei ganz beftimmten Gröfsen und Richtungen der wirkenden Kräfte Gleichgewicht möglich. Sobald die belaftenden Kräfte diefe Bedingungen nicht erfüllen, würde Einsturz eintreten, wenn die oben angeführten Vorausfetzungen genau erfüllt wären; jedenfalls treten dann gröfsere Formänderungen ein.

Ein Beifpiel hierfür ift der zweiföulige Hängebock (Fig. 254), der in vielen Dachbindern verwendet wird. Es ift $k = 6$; mithin müfste die Zahl der Stäbe

$s = 2k - 3 = 9$ sein; sie beträgt nur 8, es ist somit ein Stab zu wenig vorhanden. Gleichgewicht ist nur möglich, wenn beide Lastpunkte C und D genau gleich und symmetrisch zur Mitte belastet sind. Für jede andere Belastung ist das Fachwerk labil. Wirkt beispielsweise in Punkt C der Winddruck N , so zerlegt sich derselbe in die Spannungen d und e ; die Spannung e müßte sich in Punkt D nach h und f zerlegen; h kann aber nicht in die Stäbe b und c befördert werden, muß also gleich Null sein; die Spannung f allein kann aber die Spannung e nicht aufnehmen, weil beide nicht in eine Linie fallen. In Wirklichkeit ist allerdings AB ein durchgehender Balken, kann also die Spannung h als Last aufnehmen und wird dabei auf Biegung beansprucht; hierdurch erklärt sich, daß diese Construction trotzdem bestehen kann. Biegungsbeanspruchungen sollen aber beim Fachwerk in den einzelnen Stäben nicht auftreten. Man kann die Anordnung leicht bestimmt machen und den Balken AB von der Biegungsbeanspruchung befreien, wenn man eine Diagonale im rechteckigen Felde anbringt, oder auch durch Anordnung zweier Streben in diesem Felde, wie in Fig. 255 angegeben ist. Dann erhält man einen Knotenpunkt

Fig. 254.

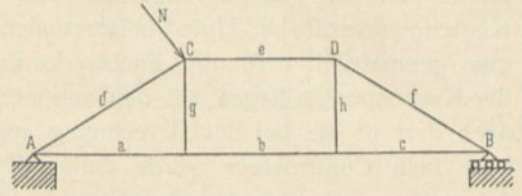
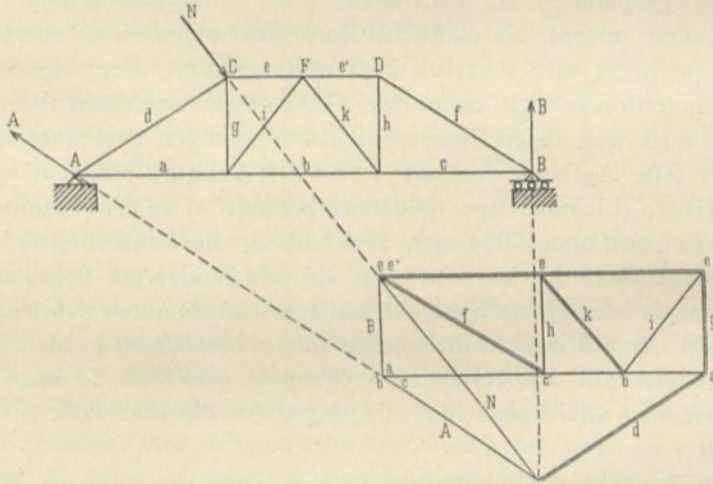


Fig. 255.



mehr, aber auch drei Stäbe mehr als früher (der frühere Stab e zerfällt nun in zwei Stäbe), und die obige Bedingung ist erfüllt. Denn es ist nunmehr tatsächlich $k = 7$ und $s = 11$, d. h. $s = 2k - 3$. Die Spannung des Stabes e zerlegt sich im Punkte F in die beiden Stabspannungen i und k . Der beigefügte Kräfteplan giebt über alle Spannungen Aufschluss.

6) Die Erfüllung der Bedingung $s = 2k - n$ genügt allein noch nicht für die statische Bestimmtheit des Fachwerkes; es muß auch jeder Theil des Fachwerkes statisch bestimmt sein. Hierbei gilt folgendes von Foepl¹⁴⁶⁾ nachgewiesene Gesetz: Wenn ein Fachwerk die nothwendige Zahl von Stäben ($s = 2k - n$) hat und geometrisch bestimmt ist, so ist es auch statisch bestimmt. Geometrisch bestimmt ist

¹⁴⁶⁾ Siehe: FÖEPL, A. Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892. S. 30.

aber ein Fachwerk, wenn sich aus den Stützpunktlagen und den gegebenen Längen der Stäbe die Lage aller Knotenpunkte eindeutig und bestimmt ergibt.

7) Die einfachste, durch die Stablängen geometrisch bestimmte ebene Figur ist das Dreieck. Fügt man an dieses stets einen weiteren Knotenpunkt und zwei weitere Stäbe, so bleibt das Fachwerk geometrisch bestimmt. Vorausgesetzt ist, daß die Zahl der Auflager-Unbekannten $n = 3$ sei.

8) Kann man das ganze Fachwerk in zwei Theile zerlegen, deren jeder nach Zahl der Stäbe und Knotenpunkte der Bedingung $s = 2k - 3$ genügt, so ist auch das ganze Fachwerk geometrisch bestimmt, sowohl wenn beide Fachwerke in einem Knotenpunkte zusammenhängen und außerdem einen Verbindungsstab haben, als auch wenn beide Fachwerke keinen gemeinsamen Knotenpunkt, aber drei Verbindungsstäbe haben; die Richtungen letzterer dürfen aber nicht durch einen Punkt gehen, auch nicht parallel sein.

Man könnte z. B. das oben angeführte zweifälige Hängewerk auch dadurch stabil machen, daß man die Streben AF und BF (Fig. 256) hinzufügte. Dann ist

$k = 7$ und $s = 11$, d. h. $s = 2k - 3$. — An das Dreieck ACF ist zunächst der Knotenpunkt G durch Stäbe a und g geschlossen; dieses Fachwerk ist eine geometrisch bestimmte Figur. Eben so ist es mit $BFDHB$. Beide sind dann in F vereinigt, und es ist Stab b zugefügt. Das ganze Fachwerk ist, wenn A ein fester,

und B ein beweglicher Auflagerpunkt ist, geometrisch genau bestimmt, also auch statisch bestimmt. Der in Fig. 256 schematisch dargestellte Hängebock dürfte empfehlenswerth sein; er läßt genügend freien Raum im mittleren Felde; auch die praktische Ausführung ist einfach, wenn man etwa die beiden Hängefäulen g und h als doppelte Hölzer construirt, welche die Streben und den Spannriegel CD zwischen sich nehmen.

Auf Grund der vorstehend angegebenen Gesetze sollen nunmehr zunächst die in der Praxis üblichen Hauptbinderarten für verschiedene Weiten vorgeführt und besprochen werden; dann soll gezeigt werden, wie man die Dachbinder als statisch bestimmte Fachwerke in den verschiedenen Fällen construiren kann. Dabei soll auf den Unterschied, ob der Dachstuhl ein stehender oder liegender ist, nur nebenbei hingewiesen werden, weil derselbe hier geringe Bedeutung hat. Es soll von den kleinen Dachbindern ausgegangen und darauf zu den größeren mit 5, 7 und mehr Pfetten übergegangen werden.

2) Uebliche Pfetten-Dachbinder.

a) Dachbinder mit Firstpfette und zwei Fufspfetten. Fig. 252 (S. 100) zeigt die einfachste Lösung für den Fall, daß eine Mittelwand vorhanden ist, auf welche die Last der Firstpfette mittels der Pfosten oder Stuhlfäulen p übertragen werden kann. Die beiden Sparren des Bindergebüdes sind hier nothwendige Theile des Fachwerkes, da sie die obere Gurtung des Binders bilden. — Wenn keine Mittelwand vorhanden ist oder dieselbe aus bestimmten Gründen nicht benutzt werden soll, so wird die Last der Firstpfette durch einen einfachen Hängebock nach den auf den Seitenmauern befindlichen Auflagern geführt (Fig. 257). Dieser Binder ist

82.
Binder
für drei
Pfetten.

Fig. 256.

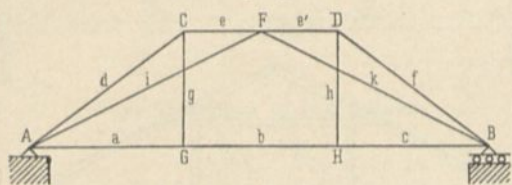


Fig. 257.

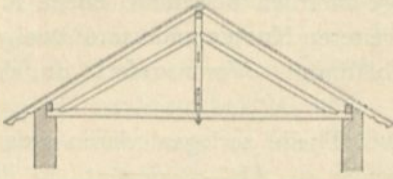
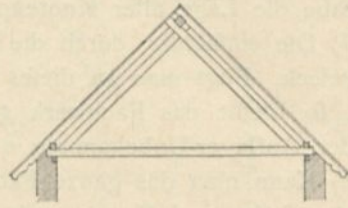


Fig. 258.



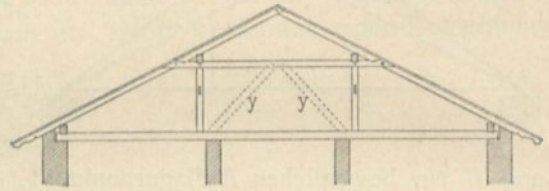
stabil. Weniger gut, aber unbedenklich ist die Construction mit Bockstreben, aber ohne Hängefäule (Fig. 258); sie ist allerdings stabil; aber die Querschnittsform der Firstpfette ist nicht günstig.

Die in Fig. 257 u. 258 dargestellten Binder können bis zu Weiten von etwa 8 bis 9^m ausgeführt werden.

83.
Binder
für vier
Pfetten.

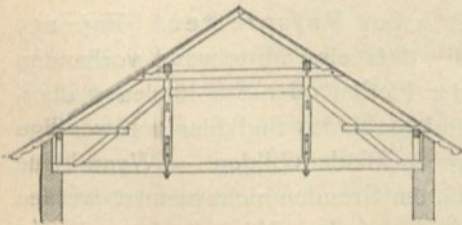
β) Dachbinder mit zwei Zwischenpfetten und zwei Fußspfetten. In Fig. 259 ist die Anordnung angegeben, welche üblich ist, falls zwei Zwischenmauern vorhanden sind, auf welche die Pfettenlasten übertragen werden können; diese Uebertragung erfolgt hier wieder einfach durch Pfofen (Ständer) unter den Pfetten. Die Pfofen können unbedenklich etwas seitwärts von den mittleren Auflagern auf die Balken (Bundträme) gestellt werden, wie dies in Fig. 259 geschehen ist. Auch hier bilden die Sparren des Bindergebindes (die Bundsparren) nothwendige Theile des Binders, da sie die obere Gurtung des Fachwerkes ersetzen müssen. Für die lothrechten Belastungen kann man allerdings von der Auffassung der Construction als Fachwerk absehen und annehmen, daß die Pfettenlasten durch die Pfofen auf den als durchgehenden Träger auf 4 Stützen wirkenden Balken kommen. Die schiefen Kräfte (Winddrücke) können aber durch die Construction nicht ohne starke Formänderungen nach den Auflagern geführt werden, weil im Rechteck zwischen beiden Pfofen keine Diagonale ist. Es empfiehlt sich deshalb, wenn möglich, die in der Abbildung punktirten Streben y, y einzufügen. Sollte dies nicht zulässig sein, so unterlasse man nicht, Kopfbänder (Bügen) anzuordnen, um die rechten Winkel zu erhalten.

Fig. 259.



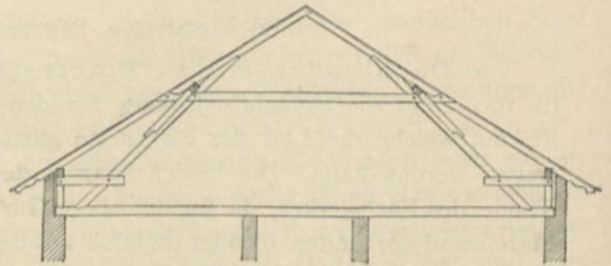
Falls keine mittleren Stützpunkte vorhanden sind oder wenn dieselben nicht

Fig. 260.



Pfettendach mit zweifäligem Hängebock und Drempe.

Fig. 261.

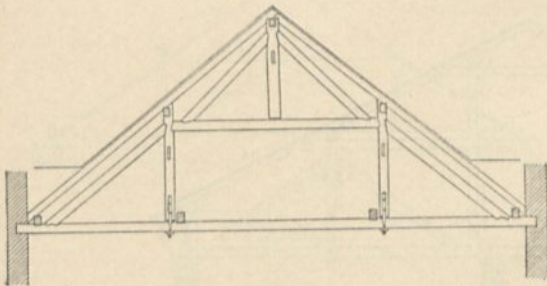


Pfettendach mit Drempe und liegendem Stuhl.

benutzt werden können, so verwendet man zum Tragen der Pfetten einen doppelten (zweifäligen) Hängebock. Fig. 260 zeigt diese Construction mit Drempelwänden und Fig. 261 mit Drempelwänden, aber ohne Hängefäulen. Diese Construction kann man als Sprengwerk ansehen und das Ganze als liegenden Dachstuhl bezeichnen. Die beiden Binder in Fig. 260 u. 261 sind, streng genommen, nicht stabil; es fehlt jedem derselben ein Stab: die Diagonale des verschieblichen Viereckes, statt deren auch zwei nach Art der Stäbe γ in Fig. 259 angeordnet werden können.

Bei Verwendung des doppelten Hängewerkes, bzw. des Sprengwerkes werden unter den Zwischenpfetten stets Doppelzangen angebracht, welche manchmal, wie

Fig. 262.



Vom Gymnasium zu Saarbrücken.

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

Fig. 263.

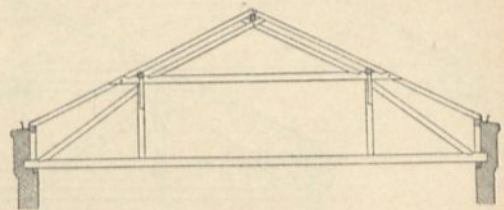
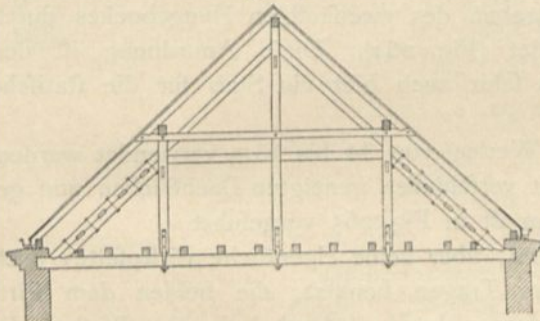


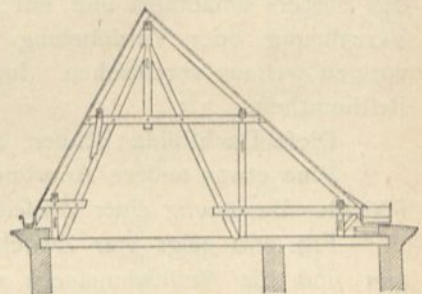
Fig. 264.



Vom Gymnasium zu Linden.

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

Fig. 265.



Vom Landgerichtshaus zu Bochum.

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

in Fig. 261, zugleich als Spannriegel dienen; besser ist es, nach Fig. 260 außer dem Spannriegel noch die Doppelzangen anzuordnen.

Diese Dachbinder können bis zu Weiten von etwa 12 m verwendet werden.

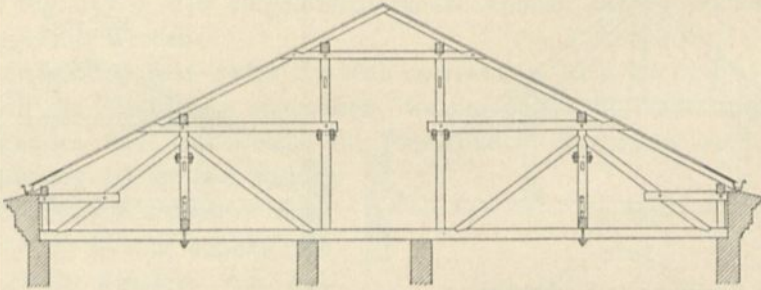
γ) Dachbinder für Firstpfette und zwei Zwischenpfetten und für vier Zwischenpfetten. Wenn das Sparrenstück von der Zwischenpfette bis zum First länger als etwa 3,00 bis 3,50 m wird, muß man außer den beiden Zwischenpfetten noch eine Firstpfette anordnen. Die Last der letzteren überträgt man durch einen einfachen Hängebock auf die beiden Lastpunkte des zweifäligen Hängebockes und von dort durch diesen nach den Seitenmauern des Gebäudes, falls nicht etwa Zwischenwände vorhanden sind, auf welche die Lasten ohne Weiteres gebracht werden können. Ein Beispiel zeigt Fig. 262. An den zweifäligen Hängebock kann dann auch die Decke des darunter befindlichen Raumes angehängt werden.

Mit diesem Binder verwandt ist der in Fig. 263 dargestellte, der nach gleichen Grundfätzen entworfen ist, bei dem aber die Firstpfeife durch Bockstreben getragen wird.

Man wirft diesen Constructionen mit Recht vor, daß die große Zahl der Verfassungen und die geringe Länge der Hölzer ein starkes Setzen zur Folge haben. Auch hier fehlt für die statische und geometrische Bestimmtheit ein Stab; die Figuren sind wegen der Vierecke, welche keine Diagonalen haben, verschieblich.

Den ersterwähnten Uebelstand kann man dadurch beseitigen, daß man den einfachen Hängebock, welcher die Firstpfeife trägt, bis zu den beiden Auflagern

Fig. 266.



Vom Landgerichtshaus zu Flensburg.

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

des Binders hinabführt und mit den Streben des zweifäligen Hängebockes durch Verzahnung oder Verdübelung verbindet (Fig. 264). Diese Anordnung ist den vorigen weitaus vorzuziehen. Immerhin fehlt auch hier ein Stab für die statische Bestimmtheit.

Diese Dachstühle können bis zu Weiten von 14 bis 15^m verwendet werden.

Eine etwas andere Anordnung mit verschiedenen geneigten Dachflächen und geschickter Benutzung einer Zwischenmauer ist in Fig. 265 vorgeführt.

Fig. 266 zeigt vier Zwischenpfetten, aber keine eigentliche Firstpfeife; auch hier sind die Zwischenmauern mit zum Tragen benutzt; die beiden dem Firft zunächst liegenden Zwischenpfetten übertragen ihre Last durch lothrechte Pfosten, die anderen durch einfälige Hängeböcke.

3) Construction der Pfetten-Dachbinder als statisch bestimmte Fachwerke.

Es sollen der Reihe nach für drei, fünf, sieben und mehr Lastpunkte (Pfetten) nach den in Art. 81 (S. 101) entwickelten Grundfätzen statisch bestimmte Binder angegeben werden.

α) Binder für drei Pfetten (eine Firstpfeife und zwei Zwischenpfetten). Die Firstpfeife wird durch einen großen, bis nach den Auflagern geführten Hängebock unterstützt, und die beiden Zwischenpfetten werden durch einen zweifäligen Hängebock getragen (Fig. 267). Das rechteckige Feld erhält zwei Streben, welche einander in der Mitte des für den zweifäligen Hängebock angeordneten Spannriegels treffen. Will man den Dachbodenraum freier haben, so kann man nach Fig. 268 diese Streben nach den Auflagern führen. Die punktierten Stäbe sind nicht erforderlich,

werden aber meist ausgeführt; sie machen den Binder statisch unbestimmt, aber nicht labil. Die vorgeschlagenen Binder können auch verwendet werden, wenn das Dach einen Knieftock aufweist; dann empfiehlt sich das Anbringen der üblichen Zangen (in Fig. 269 punktiert).

Wenn ein freier Dachbodenraum nicht verlangt wird, so kann man auch nach Fig. 270 drei einfälige Hängewerke verwenden: jederseits eines zum Tragen der Zwischenpfette und ein großes zum Tragen der Firstpfette und zur Aufnahme der

Fig. 267.

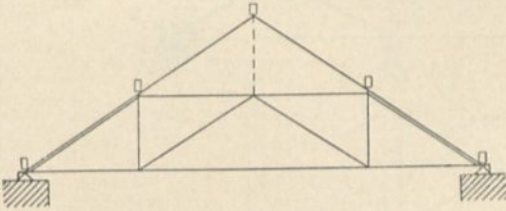


Fig. 268.

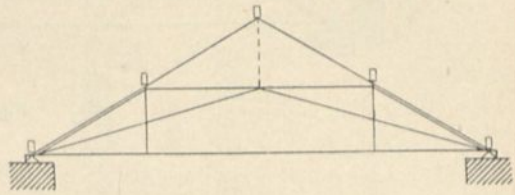


Fig. 269.

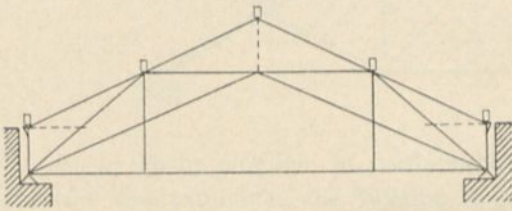


Fig. 270.

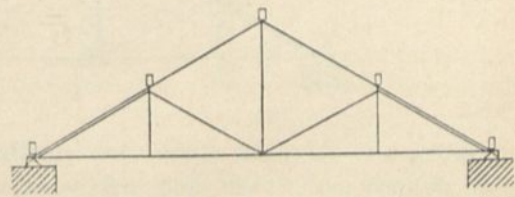
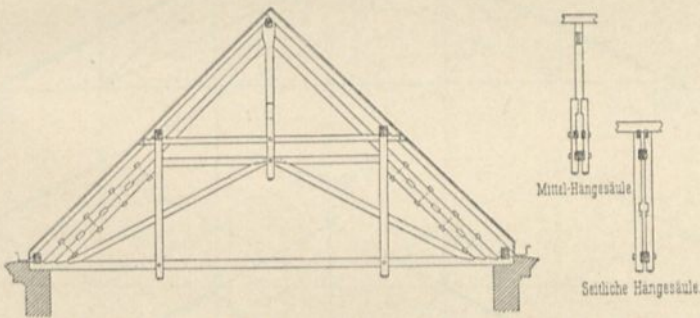


Fig. 271.



nach der Bindermitte übertragenen Kräfte der seitlichen Hängewerke. Fig. 271 zeigt einen nach dem Schema in Fig. 268 konstruierten Binder.

β) Binder für fünf Pfetten (eine Firstpfette und jederseits zwei Zwischenpfetten). Fig. 272 bis 275 zeigen eine Anzahl verschiedener Lösungen mit mehr oder weniger freien Dachbodenräumen. Dieselben sind ohne besondere Erläuterungen verständlich; alle sind stabil, ohne die punktierten Stäbe statisch bestimmt, mit diesen statisch unbestimmt.

In Fig. 276 ist ein nach dem Schema in Fig. 273 konstruierter Binder dargestellt; die Hängesäulen sind theils einfach, theils doppelt; der Dachbodenraum ist im mittleren Theile frei.

87.
Binder
für sieben
und mehr
Pfeilen.

γ) Binder für sieben und mehr Pfeilen. Das System in Fig. 277 zeigt die Auflöfung des ganzen Binders in eine Zahl kleinerer Hängeböcke. Alle Streben sind als einfache, alle Hängefäulen als doppelte Hölzer gedacht. Mit diesem Binder

Fig. 272.

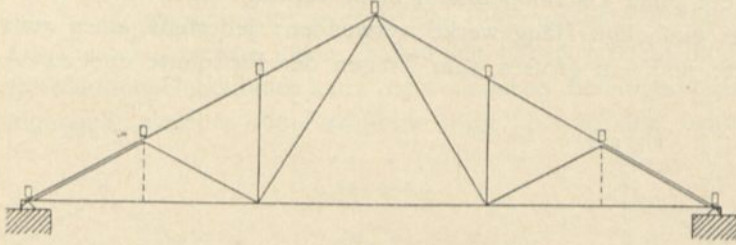


Fig. 273.

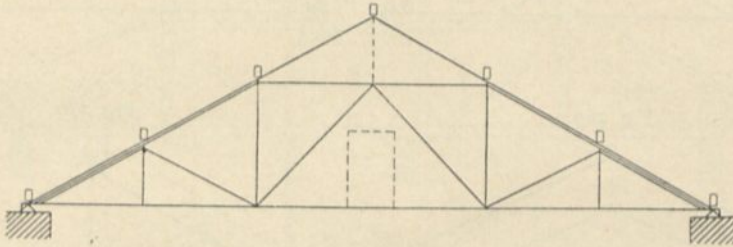


Fig. 274.

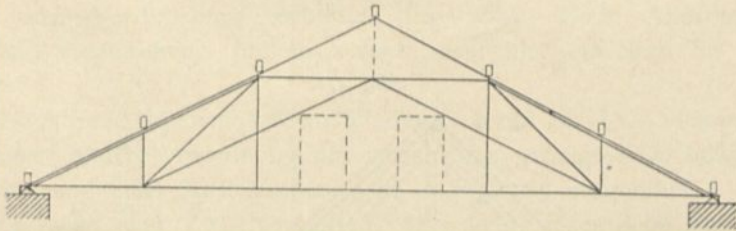
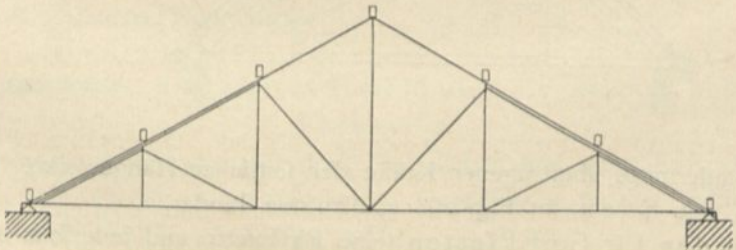


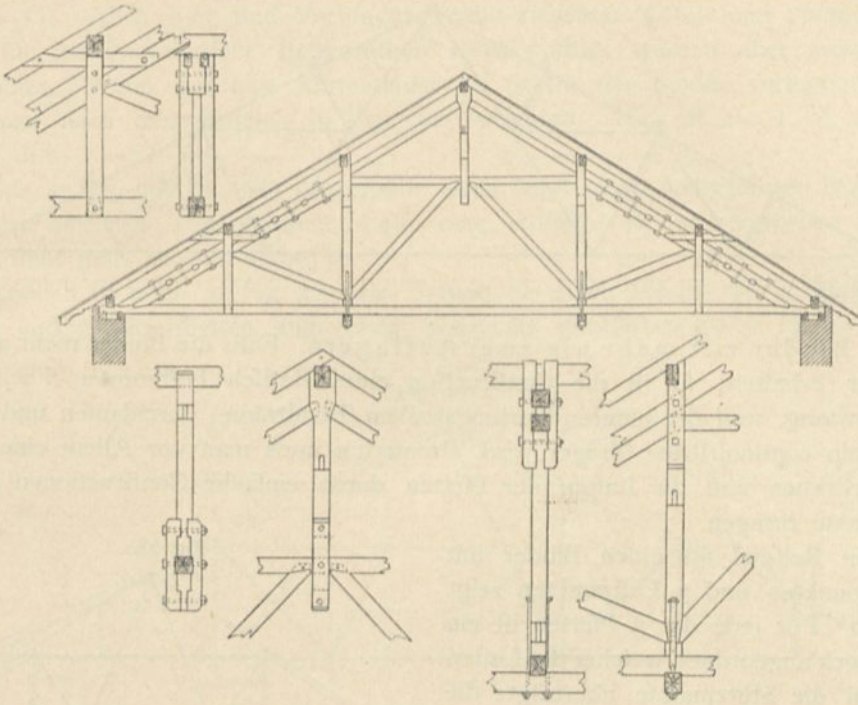
Fig. 275.



können Stützweiten bis etwa 30 m überdacht werden. Es ist $k = 18$ und $s = 33$, also wirklich $s = 2k - 3$.

Fig. 278 zeigt einen freieren Dachbodenraum; dabei ist $k = 16$ und $s = 29$, also ebenfalls ein statisch bestimmtes System. Diese Binder können auch vorteilhaft aus Holz und Eisen hergestellt werden; man kommt so beispielsweise zum sog. *Polonceau-* oder *Wiegmann-Dachstuhl* (Fig. 279).

Fig. 276.



Es ist leicht möglich, in vorstehend angegebener Weise auch für eine größere Zahl von Knotenpunkten die Systeme so zu entwerfen, dafs das System statisch und geometrisch bestimmt ist.

Fig. 277.

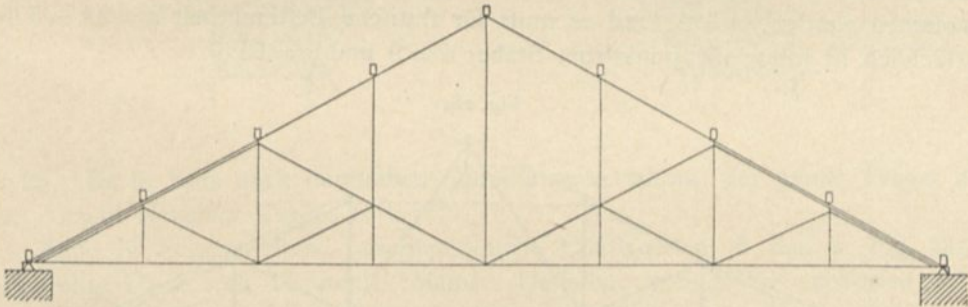


Fig. 278.

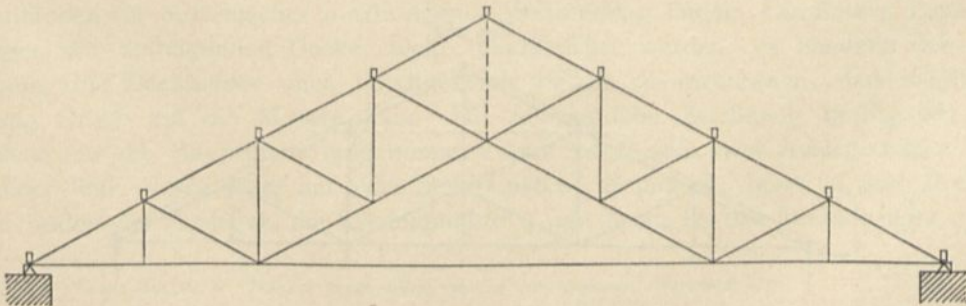
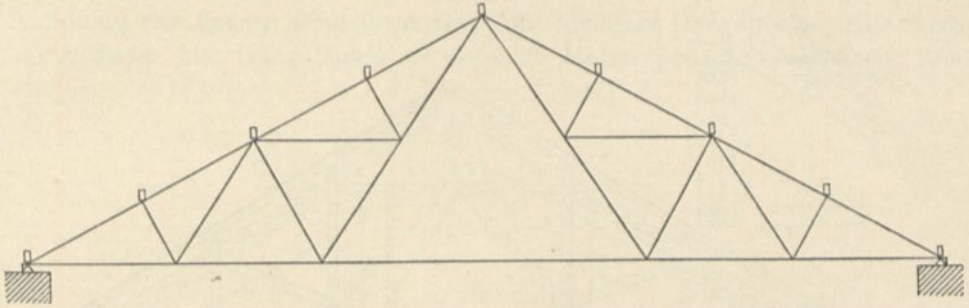


Fig. 279.



88.
Binder
mit mehr
als zwei
Auflagern.

δ) Binder mit mehr als zwei Auflagern. Falls die Binder mehr als zwei Auflager erhalten, so ist die Construction eines statisch bestimmten Fachwerkes sehr schwierig, weil die unteren Gurtungsbalken (Bundträme) durchlaufen und so der Binder ein continuirlicher Träger wird. Immerhin muß man vor Allem eine stabile Figur erstreben und die Lasten der Pfetten durch einfache Constructionen auf die Stützpunkte bringen.

Ein Beispiel für einen Binder mit 4 Stützpunkten und 3 Lastpunkten zeigt Fig. 280. Für jede der 3 Pfetten ist ein Hängebock angeordnet, welcher die Lasten sicher in die Stützpunkte überträgt; die Kräfte können beliebig gerichtet sein; eine Unklarheit ist nicht vorhanden. Stäbe zwischen Mittel- und Seitenpfetten sind also eigentlich nicht nöthig; gewöhnlich wird man sie anordnen, so wie auch die punktierten Zangen.

Dadurch wird die statische Bestimmtheit aufgehoben. Die Zahl der Auflager-Unbekannten ist hier, weil ein Auflager als fest, drei als beweglich angenommen werden, $n = 5$, und es muß für statische Bestimmtheit $s = 2k - 5$ sein; thatächlich ist (ohne die punktirten Stäbe) $k = 9$ und $s = 13$.

Fig. 280.

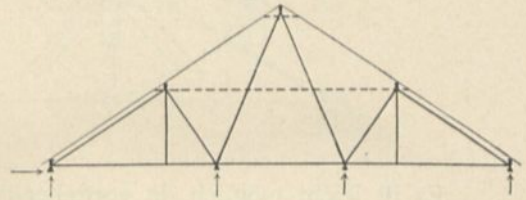


Fig. 281.

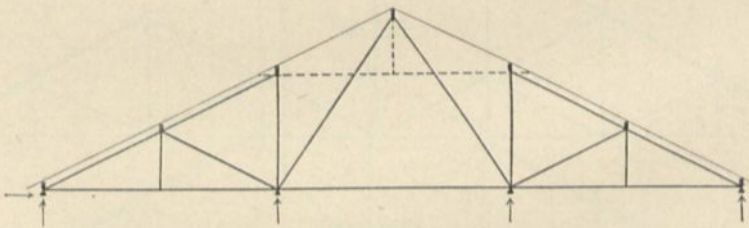
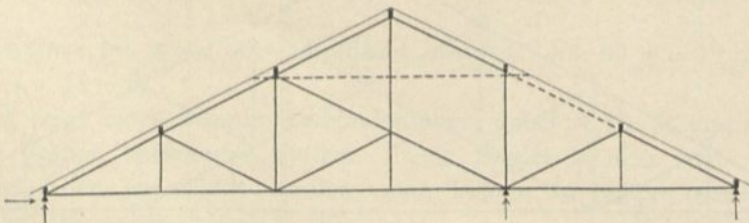


Fig. 282.



Ganz ähnlich ist die Anordnung mit 5 Pfetten in Fig. 281. Dasselbst ist $k = 11$ und $s = 17$. Auch hier sind Verbindungsstäbe zwischen Mittel- und oberer Seitenpfette für die geometrische Bestimmtheit nicht nöthig, werden aber zweckmäßig angeordnet. Wenn nur eine Mittelmauer als Stütze der Binder verfügbar ist, so kann man nach dem Schema in Fig. 282 verfahren. Hier ist $n = 4$, $k = 13$ und $s = 22$, d. h. $s = 2k - 4$.

Das in Fig. 266 (S. 106) dargestellte Dach zeigt einen ausgeführten Dachbinder mit zwei mittleren Stützpunkten. Fasst man dasselbe als ein doppeltes Pultdach auf, so sieht man, dass es stabil ist.

Endlich ist noch in Fig. 283 das System für einen Binder mit 4 Stützpunkten ($n = 5$) und 7 Mittelpfetten angegeben; ohne die punktirten Stäbe ist $k = 15$ und

Fig. 283.

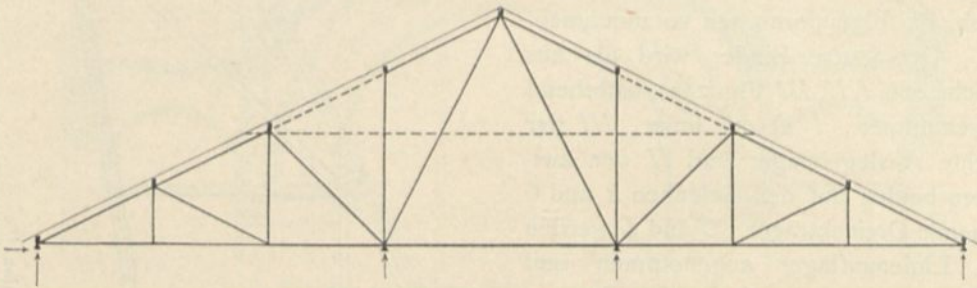
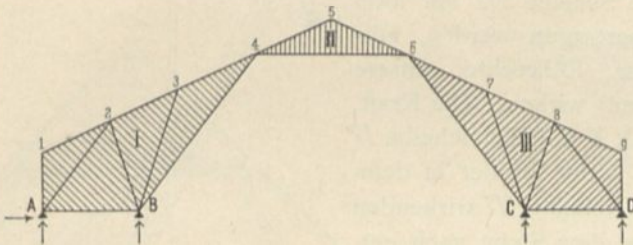


Fig. 284.



$s = 25$. Es ist stets nach demselben Grundsatze verfahren: der ganze Träger ist in eine Anzahl einzelner Träger zerlegt.

Eine in hohem Mafse beachtenswerthe Construction ist das in Fig. 285¹⁴⁷⁾ dargestellte Dach vom Theater in Mainz. Dasselbe, von *Moller* entworfen, ist ein halbes Zeltdach, gehört demnach eigentlich nicht hierher; die Binder dieses Daches würden aber auch als Satteldachbinder geometrisch bestimmt sein und können unter Umständen für Satteldächer nutzbringende Verwendung finden. Die Balken konnten, wegen der ansteigenden Decke, nicht durchgeführt werden; es handelte sich also darum, die Dachbinder ohne durchgehende Balken so anzuordnen, dass möglichst wenig Schub auf die Mauern kam. Die schematische Zeichnung in Fig. 284, in welche nur die Haupttheile aufgenommen sind, zeigt, dass zwei Auslegerträger verwendet sind, deren jeder auf zwei Stützpunkten, *A* und *B*, bzw. *C* und *D* ruht. Die Enden der Ausleger, die Knotenpunkte 4 und 6 tragen den Dreiecksträger 456.

¹⁴⁷⁾ Nach: MOLLER, G. Beiträge zu der Lehre von den Constructionen. Darmstadt 1837.

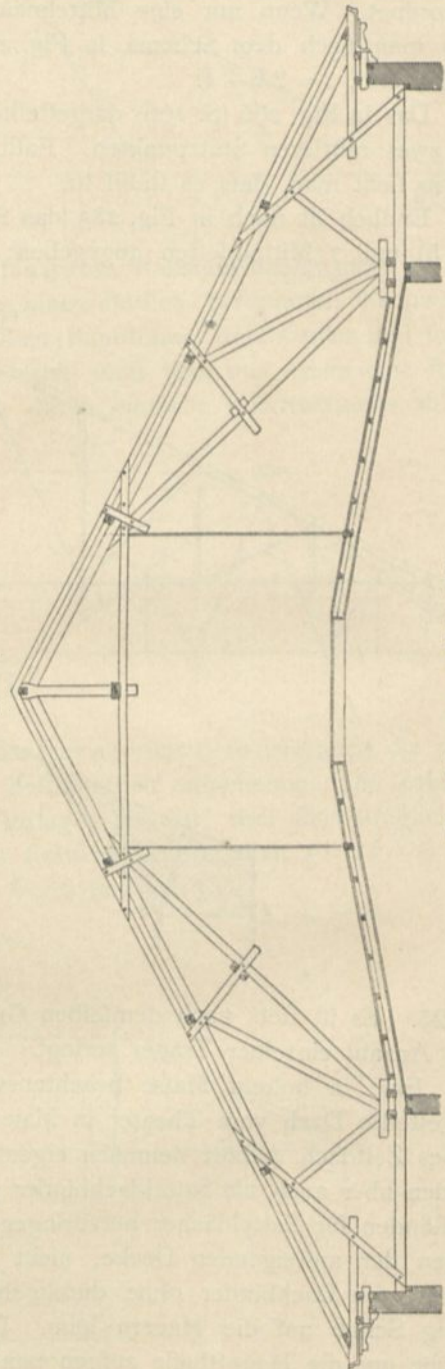
Die Verbindungen sind hier natürlich dem Baustoff entsprechend angeordnet; aber selbst wenn bei γ und δ Gelenke wären und nur die in Fig. 284 gezeichneten Stäbe vorhanden wären, so wäre auch beim Satteldach der Binder stabil und statisch bestimmt.

Die statische Untersuchung soll für diesen Fall kurz angedeutet werden. Das Auflager A wird als festes und die Auflager B, C, D werden als Linienauflager angenommen. Dann ist $n = 2 + 1 + 1 + 1 = 5$, $k = 13$ und $s = 21$, also wirklich $s = 2k - n$. — Die Berechnung dieses Daches, als Satteldach, ist folgendermaßen vorzunehmen.

Der ganze Binder wird als aus 3 Scheiben, I, II, III (Fig. 284), bestehend angenommen; I ist der linke, III der rechte Auslegerträger und II der zwischen beiden auf den Gelenken γ und δ ruhende Dreiecksträger. C und D werden als Linienauflager angenommen und leisten demnach nur lothrechte Stützendrücke; dann können aber auch im Punkte δ auf die Scheibe III nur lothrechte Kräfte übertragen werden, falls auf dieselbe nur lothrechte äußere Kräfte (Belastungen) wirken. Die Kraft, welche im Gelenk δ auf die Scheibe II als Stützendruck wirkt, ist der in demselben Punkte auf Scheibe III wirkenden Kraft gleich, aber dem Sinne nach entgegengesetzt gerichtet. Auch diese Kraft kann demnach nur lothrecht wirken, wenn auf Scheibe III lothrechte Belastungen übertragen werden. Damit kann aber auch der Stützendruck, welcher im Gelenkpunkt γ auf Scheibe II , bzw. Scheibe I wirkt, gefunden werden, worauf das Verzeichnen des Kräfteplanes, bzw. die Berechnung der Spannungen in den Stäben leicht ist. Die Auflagerdrücke bei A und D können negativ werden, weshalb diese Auflager zu verankern sind.

Ein gutes, für alle möglichen Belastungszustände stabiles, allerdings statisch überbestimmtes Dach zeigt Fig. 286¹⁴⁸⁾; die mittleren Unterstützungen sind geschickt benutzt.

Fig. 285.

Vom Theater zu Mainz¹⁴⁷⁾.

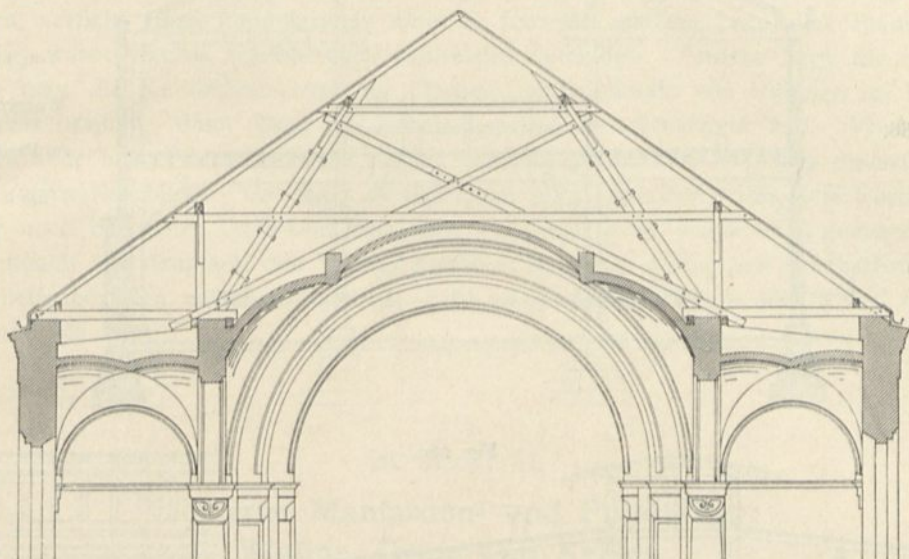
1/300 n. Gr.

148) Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 450.

Als fernere gute Dach-Construction ist Fig. 287¹⁴⁹⁾ vorgeführt.

Ohne weitere Erläuterungen sind auch die in Fig. 288 bis 290¹⁵⁰⁾ u. 151) dargestellten Dächer mit Mittelstützen verständlich.

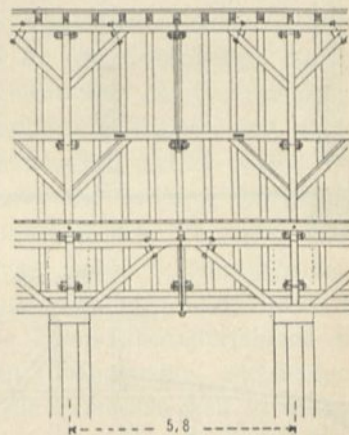
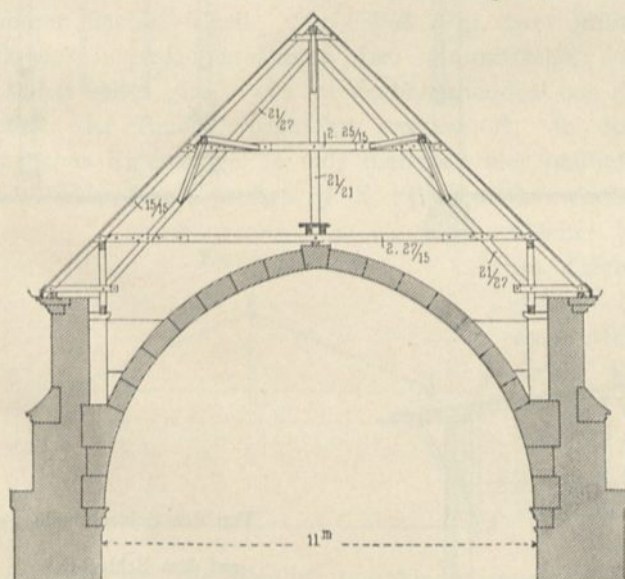
Fig. 286.



Von der reformirten Kirche zu Insterburg¹⁴⁸⁾.

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

Fig. 287.



Von der Kirche zu Badenweiler¹⁴⁹⁾.

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

Gut construirte Pfettendächer sind zweckmäßige Constructionen; die Belastungen werden durch die Pfetten in bestimmte Ebenen, die Binderebenen, gefammelt und in

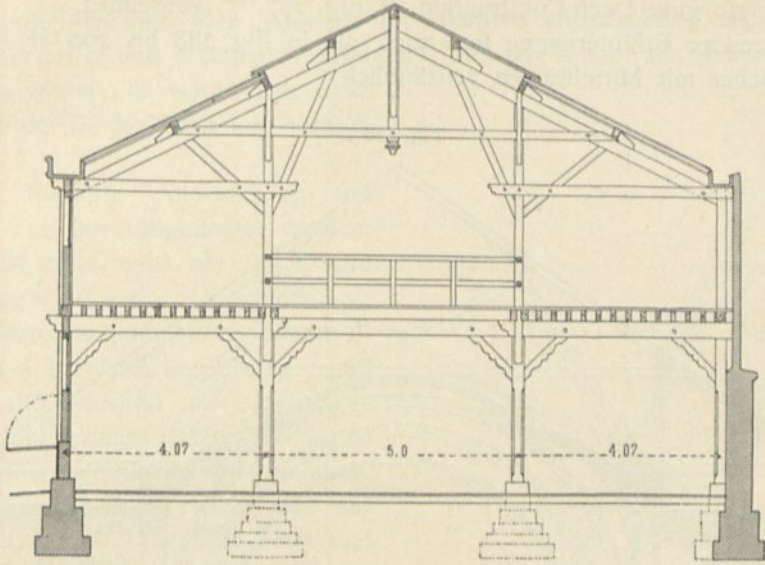
89.
Beurtheilung
der Pfetten-
dächer.

¹⁴⁹⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Oberbaudirectors Prof. Dr. Durn in Karlsruhe.

¹⁵⁰⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1893, Pl. 13.

¹⁵¹⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1889, Bl. 13—14.

Fig. 288.



Von einem
Waarenhaus
zu Paris ¹⁵⁰⁾.
 $\frac{1}{1100}$ n. Gr.

Fig. 289.

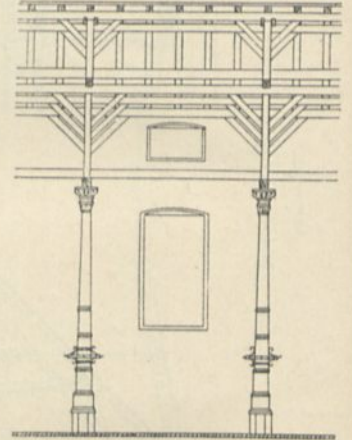
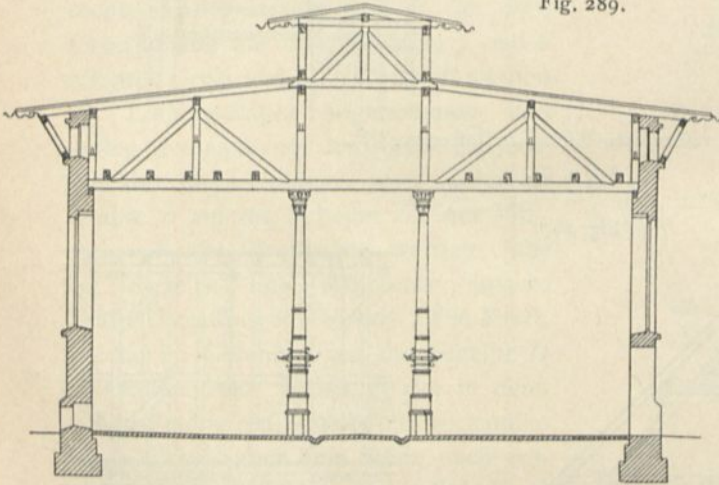
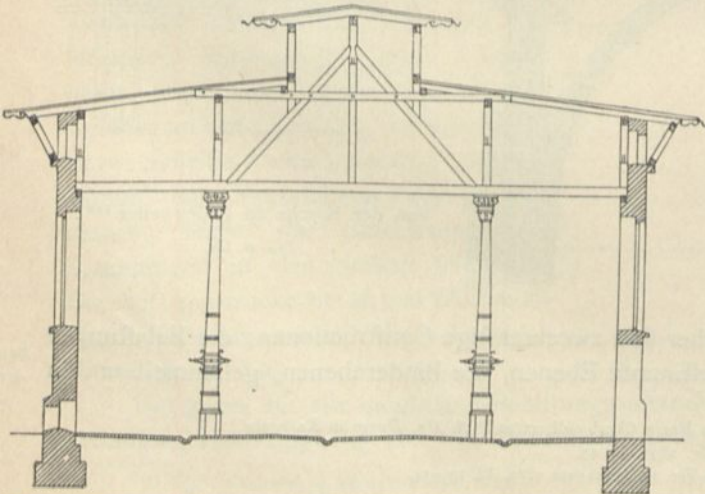


Fig. 290.



Von den Schlachthallen
auf dem Schlachthof
zu Osnabrück ¹⁵¹⁾.

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

diesen durch die Binder nach den Auflagerpunkten derselben und damit nach den Stützpunkten des Daches geleitet. Diese Anordnung ist, wenn es sich nur um die Tragfähigkeit handelt, sparsamer, als wenn man jedes Sparrengebände mit den zur Ueberführung der Kräfte nach den Auflagern erforderlichen Stäben, den sog. Kehlbalcken, verzieht; man kann letztere nicht so schwach machen, wie dies theoretisch zulässig wäre; daraus ergeben sich zahlreiche Zuschläge. Anders liegt die Sache, wenn man die Kehlbalcken etwa für Decken-Constructions von Räumen im Dache ohnedies braucht; dann kann ein Kehlbalkendach zweckmäßiger sein. Vor Allem müssen aber beim Pfettendach die Binder vollständig standfest sein, also unverschiebbare Fachwerke bilden; nur dann ist das Dach selbst standfest; das diese Forderung leider noch bei vielen Dach-Constructions nicht erfüllt ist, wurde oben gezeigt. Das Pfettendach hat demnach den Vorzug größerer Klarheit, geringeren Holzverbrauches und nebenbei den weiteren Vortheil, das keine Aufschieblinge nöthig sind (vergl. Fig. 286 bis 290).

26. Kapitel.

Hölzerne Manfarden- und Pultdächer; Walme, Grate und Kehlen.

a) Manfarden-Dächer.

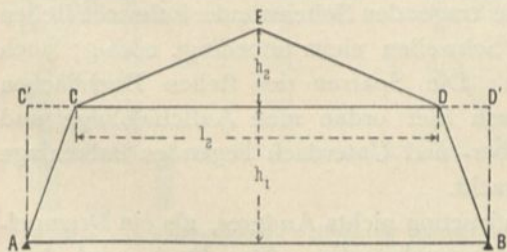
Da bei Manfarden-Dächern die vom First nach der Traufe verlaufenden Dachflächen jederseits einmal gebrochen sind, so bildet sich ein unterer steiler und ein oberer flacher Theil. *ACEDB* (Fig. 291) stellt den Querschnitt eines solchen Daches in einfachen Linien dar. Grundfätzlich ist nun für die Construction dieser Dächer Alles giltig, was im Vorhergehenden von der Construction der Satteldächer, bezw. der Binder vorgeführt worden ist. In der Ausführung ergibt sich aber manches Eigenartige, so das dieselben hier besonders besprochen werden sollen.

Wie schon in Art. 19 (S. 15) bemerkt wurde, bieten die in Rede stehenden

Dächer hauptsächlich den Vortheil, das im Dachgeschofs noch verhältnismäßig gute Wohnräume vorhanden sind, während andererseits die Temperaturunterschiede in diesen Räumen unangenehm empfunden werden, auch die Feuersicherheit in diesen zumeist aus Holz bestehenden Geschossen geringer, als in denjenigen mit gemauerten Wänden ist.

90.
Allgemeines.

Fig. 291.



Ueber die Querschnittsform der Manfarden-Dächer, die ziemlich verschieden gewählt wird, war bereits in Art. 19 (S. 15) die Rede.

Es sind zwei Anordnungen des Manfarden-Daches üblich: bei der ersten wird das Dach durch eine Balkenlage in zwei getrennte Theile zerlegt; bei der zweiten Anordnung bildet man durch die Construction nur einen einzigen Raum, der allerdings durch eine in beliebiger Höhe angebrachte Balkenlage in zwei über einander befindliche Stockwerke zerlegt werden kann; hier ist aber dann die Balkenlage etwas

nicht zur Construction Nothwendiges, während sie bei der ersterwähnten Anordnung einen nothwendigen Theil derselben bildet.

91.
Erste
Anordnung.

Bei der ersten Anordnung besteht das Dach aus zwei Theilen, einem unteren mit steilen Dachflächen, dem sog. Unterdach, und einem oberen mit flacher Dachneigung, dem sog. Oberdach. Die beide Theile trennende Balkenlage wird gewöhnlich in die Höhe des Knickes, also nach CD gelegt.

Die Construction bei dieser Anordnung besteht nun einfach darin, das man auf ein mit Fachwerkwänden hergestelltes Geschoss, das Unterdach, ein Dach, das Oberdach, setzt. AB (Fig. 291) entspricht der Dachbalkenlage; AC und BD sind die geneigten Seitenflächen des Unterdaches; CD ist die Balkenlage für das letztere und nimmt die Sparrengebinde des Oberdaches auf. Die Seitenwände des Unterdaches erhalten Schwellen, Rahmenhölzer und Pfosten, unter Umständen auch Streben; an den Seitenflächen AC und BD sind aufer den Fachwänden noch Sparren anzuordnen, welche sich gegen die als Pfetten, dienenden Schwellen und Rahmenhölzer lehnen. Wenn, wie in Fig. 292, die tragenden Seitenwände geneigt gestellt sind, so darf im Binder der Spannriegel nicht fehlen; auch ordne man Kopfbänder an, da das Trapez im Querschnitt eine verschiebliche Figur ist. Das Unterdach kann

Fig. 292.

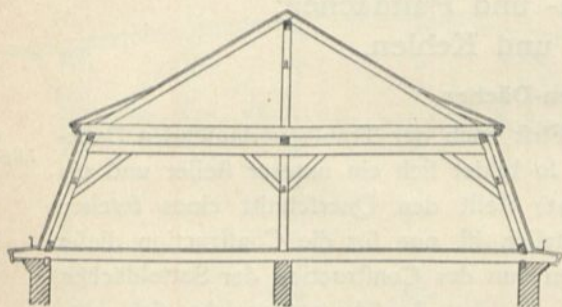
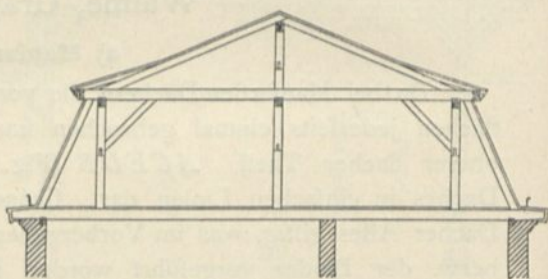


Fig. 293.



also auch als Pfettendach aufgefasst werden, während man das Oberdach bei geringen Weiten als Kehl balkendach herstellt; für grössere Weiten empfiehlt sich auch für dieses das Pfettendach. Bei der in Fig. 292 dargestellten Construction sind Aufschieblinge anzuordnen. Man kann auch die tragenden Seitenwände lothrecht stellen (Fig. 293); alsdann sind in denselben die Schwellen nicht unbedingt nöthig; auch kann der Spannriegel fortgelassen werden. Die Sparren der steilen Dachflächen setzen sich in die beiden Balkenlagen; auch hier ordne man Aufschieblinge und Kopfbänder an. Vor Kopf der zwischen Ober- und Unterdach liegenden Balkenlage sind gekehlte Hölzer mittels Zapfen angebracht.

92.
Zweite
Anordnung.

Bei der zweiten Anordnung ist die Construction nichts Anderes, als ein Drempehdach mit geneigten und ziemlich hohen Drempehwänden. Das Dach wird dann wohl ausschliesslich als Pfettendach hergestellt; die Binder können also nach den oben entwickelten Grundfätzen construirt werden. Fig. 294 zeigt ein einfaches Beispiel. Auf die Dachbalkenlage setzen sich die geneigten Pfosten der Drempehwand, welche gleichzeitig die Sparren der steilen Dachflächen sind; sie tragen auch die Fusspfette für den oberen, flachen Theil des Daches. Die Streben zu Querversteifung des Drempehdaches und die Doppelzangen zur Verbindung dieser Streben mit den Binderpfosten sind wie beim gewöhnlichen Drempehdache; auferdem empfiehlt sich

das Anbringen von Fußbändern, welche mit den Dremelftreben überfchnitten werden können. Die Firstpfette ist in üblicher Weise angebracht und durch Pfosten unterstützt.

Auch hier dürfte es sich empfehlen, die stützenden Wände lothrecht zu stellen, die steilen Dachflächen aber durch besondere Sparren zu bilden, welche sich unten und oben gegen Pfetten stützen (Fig. 295).

Fig. 294.

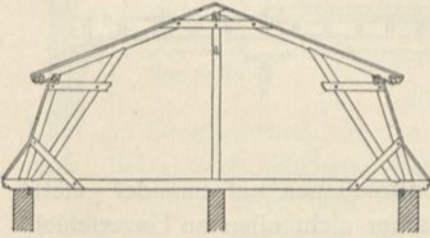


Fig. 295.

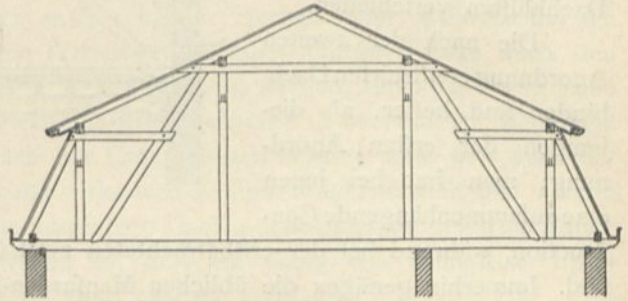
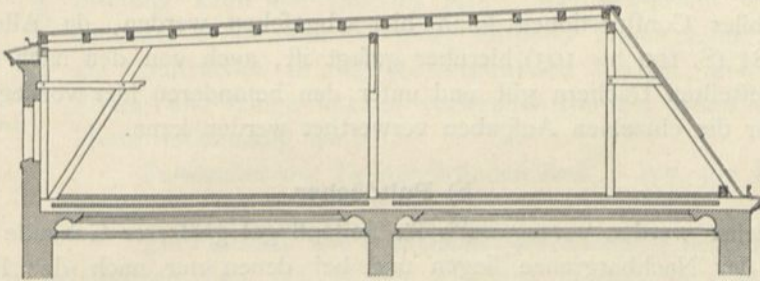
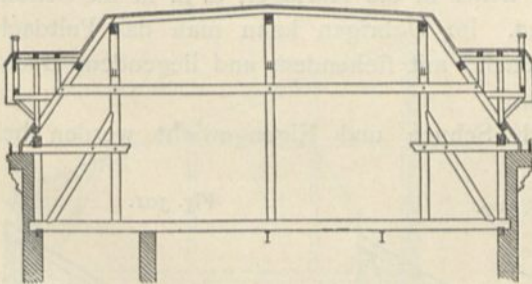
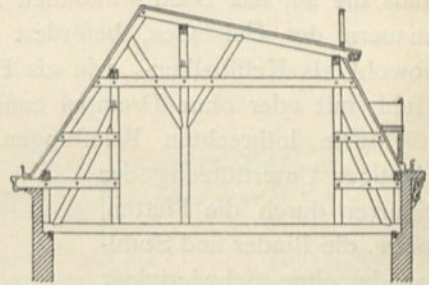
Fig. 296¹⁵²⁾.

Fig. 297.

Fig. 298¹⁵³⁾.

Von der Gardeschützen-Caferne zu Berlin¹⁵²⁾.

Ein Dach mit schräger Begrenzung an der einen und lothrechter Begrenzung an der anderen Seite zeigt Fig. 296¹⁵²⁾; die stützenden Pfostenwände sind lothrecht; die eigentliche Dachfläche ist sehr wenig geneigt.

¹⁵²⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1887, Bl. 59 u. 1891, Bl. 38.

¹⁵³⁾ Nach: WANDERLEY, G. Die Constructionen in Holz. 2. Aufl. Halle 1877. S. 223.

Vielfach werden diese Mansarden-Dächer noch mit niedrigen Dremeln versehen; einige ohne Weiteres verständliche Beispiele zeigen Fig. 297¹⁵²⁾, 298¹⁵³⁾ u. 299¹⁵⁴⁾; bei Fig. 299 sind die Dachneigungen beider Dachhälften verschieden.

Die nach der zweiten Anordnung construirten Dachbinder sind besser, als diejenigen der ersten Anordnung; man hat bei jenen eine zusammenhängende Construction, während bei der erstbetrachteten zwei Constructionen auf einander gesetzt sind. Immerhin genügen die üblichen Mansarden-Dächer nicht allen an Unverschieblichkeit zu stellenden Anforderungen, weil vielfach der Dreieckverband im Interesse der bequemen Gebrauchbarkeit der Räume stiefmütterlich behandelt ist. Es ist ja hier besonders schwierig, diese beiden Anforderungen zu vereinigen. Von der Vorführung stabiler Constructionen kann hier abgesehen werden, da Alles, was in Art. 80 u. 81 (S. 100 bis 103) hierüber gefagt ist, auch von den nach der zweiten Weise hergestellten Dächern gilt und unter den besonderen hier vorliegenden Verhältnissen für die einzelnen Aufgaben verwerthet werden kann.

b) Pultdächer.

Pultdächer werden vorzugsweise für Seitenflügel größerer Gebäude verwendet, welche an der Nachbargrenze liegen und bei denen nur nach der Hoffseite die Wasserabführung zulässig ist. Die Construction der Pultdächer ist grundsätzlich von derjenigen der Satteldächer nicht verschieden; man muß auch hier dafür sorgen, daß die auf das Dach wirkenden Kräfte sicher in die Auflager, d. h. in die Seitenmauern des Gebäudes, befördert werden. Im Uebrigen kann man das Pultdach sowohl als Kehlbalken-, wie als Pfettendach, mit stehendem und liegendem Dachstuhl, mit oder ohne Drempe construire.

Die lothrechten Belastungen durch Schnee und Eigengewicht werden bei richtiger Unterfützung der Sparren durch die Pfetten,

bezw. die Binder und Stuhlwände ohne Schwierigkeit in die Auflager geführt, ohne daß ein bedenklicher Sparrenschub zu entstehen braucht; dagegen haben die senkrecht zur Dachfläche gerichteten Winddrücke

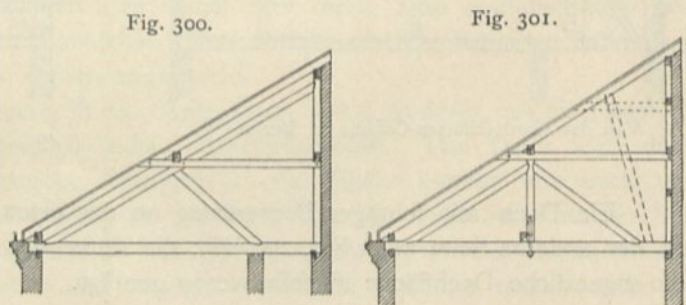
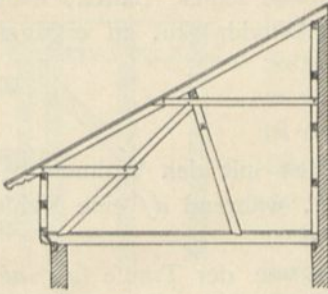


Fig. 300.

Fig. 301.

¹⁵⁴⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1887, Bl. 42.

Fig. 302.



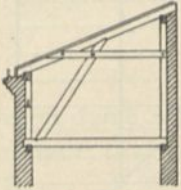
Vom Haus *Gieshecke* zu Neu-
Brandenburg ¹⁵⁵⁾.

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

schiefe Kräfte zur Folge, welche von der hohen Wand des Pultdaches möglichst fern gehalten werden müssen. Diese Kräfte sind desto gefährlicher, je steiler die Neigung des Pultdaches ist. Die oberen Enden der Sparren lagere man deshalb nicht ohne Weiteres auf das Mauerwerk der hohen Wand, sondern setze vor diese eine Fachwerkwand, deren oberes Rahmenholz als Pfette für die Sparren dient. Ferner forge man durch Anbringen entsprechender Streben dafür, dass die auf die anderen Pfetten entfallenden schiefen Kräfte nach den Balkenauflagern gebracht werden, ohne das obere Ende der erwähnten Fachwerkwand zu beeinflussen. Bei einem Pultdach mit Drempelwand beachte man, dass auch der

Kopf der Drempelwand vor den schief wirkenden Kräften möglichst geschützt werden muss. Bei allen Pultdächern, welche ausgiebige Dachbodenbenutzung gestatten sollen, setze man die Streben so, dass ein Gang von wenigstens 1,00 m Breite an der hohen Wand entlang verbleibt.

Fig. 303.



Vom General-
Postamt
zu Berlin ¹⁵⁶⁾.

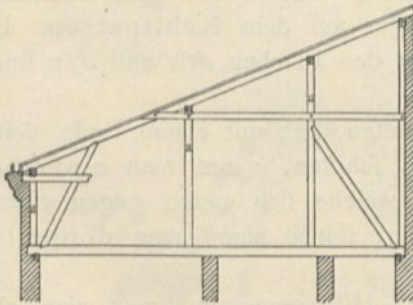
$\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 300 zeigt ein Pultdach mit einer Zwischenpfette, deren Last durch den Bock auf die Auflager geführt wird. Diese Anordnung kann bei 7,00 bis 8,00 m Weite gewählt werden. Bei größerer Weite und fehlender mittlerer Wand kann sie leicht in die Construction in Fig. 301 verwandelt werden; die einpunktirte Strebe und Zange können verwendet werden, wenn eine weitere Pfette nothwendig wird.

Pultdächer mit Drempelwänden sind in Fig. 302 bis 304 vorgeführt.

Ein Pultdach mit sehr flacher Dachneigung zeigt Fig. 305 ¹⁵⁷⁾. Die schiefen Belastungen sind bei solchen Dächern gering, demnach auch die Streben von geringerer Bedeutung, als bei den steilen Pultdächern. Bei den

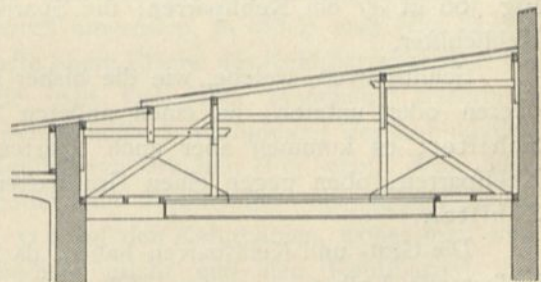
Fig. 304.



Vom General-Postamt zu Berlin ¹⁵⁶⁾.

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

Fig. 305.



Von der landwirthschaftlichen Hochschule
zu Berlin ¹⁵⁷⁾.

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

¹⁵⁵⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 67.

¹⁵⁶⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauverw. 1875, Bl. 35.

¹⁵⁷⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 143.

Manfarden-Pulldächern ist zu beachten, daß dieselben grobe schiefe Laften, nämlich die gegen den steilen Theil des Daches wirkenden Winddrücke, zu ertragen haben.

c) Walme, Grate und Kehlen.

95.
Gesamt-
anordnung.

Kehlen und Grate können gemeinsam und zusammen mit den Walmen besprochen werden. In Fig. 306 sind ae , be und cf Grate, während df eine Kehle ist; die Dachfläche $abheg$ ist eine abgewalmt Dachfläche.

In der abgewalmten Dachfläche reichen die Sparren von der Traufe (ag , ab , bh) bis zum Grat, müssen also ihr oberes Auflager auf dem Grat finden. Demnach müssen in den Graten besondere Constructionstheile, die sog. Gratsparren, angebracht werden, welche die Sparren, aber auch die Dachschalung, Lattung u. f. w. aufnehmen können. Die Oberflächen der Gratsparren liegen in denselben Ebenen, wie die anschließenden beiden Dachflächen; dann kann die Dachschalung u. f. w. ordnungsmäßig angebracht werden. Die theoretische Schnittlinie der beiden benachbarten Dachflächen wird in die Mitte der Oberfläche des Gratsparrens gelegt. Man nennt die Sparren, welche als obere Auflager den Gratsparren haben, wie schon erwähnt, Schiffsparren oder Schifter und sagt: diese Sparren schiften sich an den Gratsparren; die Sparren über den Flächen $abheg$ und $fmel$ sind Schiffsparren.

Jeder Schiffsparren hat eine andere Länge; die links von der Mittellinie des Walmes liegenden Schifter haben andere Anschlußflächen an die Gratsparren, als die rechts von der Mitte liegenden. Man unterscheidet deshalb linke und rechte Schifter; den mittelfsten Schiffsparren nennt man wohl auch Mittelschifter.

Bei den Kehlen ist die Anordnung derjenigen an den Graten ganz ähnlich; die sog. Kehlshifter finden ihr unteres Auflager auf dem Kehlsparrren. In Fig. 306 ist df ein Kehlsparrren; die Sparren über den Flächen dfo und dfn sind Kehlshifter.

Schiffsparren, welche, wie die bisher betrachteten, sich mit einem Ende, dem oberen oder unteren, an einen anderen Sparren schiften, nennt man einfache Schifter; es kommen aber auch Sparren vor, welche sich unten gegen einen Kehlsparrren, oben gegen einen Gratsparren lehnen; solche nennt man doppelte Schifter.

Die Grat- und Kehlsparrren haben, da sie die Schiffsparren aufnehmen, ziemlich bedeutende Laften zu tragen und müssen deshalb sorgfältig unterstützt werden; auch die Schiffsparren müssen, wenn ihre Länge nicht sehr gering ist, noch mittlere Stützpunkte erhalten. Diese Stützpunkte werden durch Pfetten gebildet, welche, den Trauflinien parallel laufend, unter den Dachflächen angeordnet und durch besondere Binder getragen werden (siehe Fig. 217, S. 75).

Besonders sorgfältig sind die Endauflager der Grat- und Kehlsparrren zu construiren. Das obere Endauflager der Gratsparren, der sog. Anfallspunkt, muß sicher

Fig. 306.

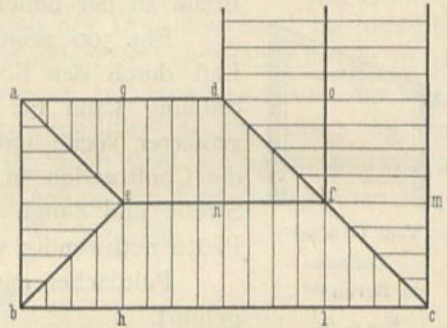
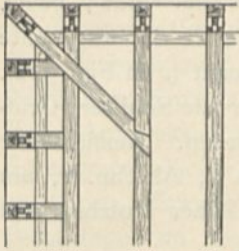


Fig. 307¹⁵⁸⁾.

unterstützt werden; man lege unter diesen Punkt, wenn irgend möglich, einen Binder, gewöhnlich den letzten Binder des Satteldaches. Punkt *e* (Fig. 306) ist ein solcher Anfallpunkt, in welchem sich zwei Gratsparren treffen; aber auch Punkt *f* ist ein Anfallpunkt, d. h. derjenige Punkt, in welchem sich Grat Sparren und Kehl Sparren treffen. Die unteren Auflager der Grat- und Kehl Sparren sind so zu bilden, dass die wagrechte Seitenkraft der im Sparren herrschenden Kraft sicher aufgehoben wird. Man ordnet zu diesem Zwecke einen besonderen, unter dem Grat Sparren liegenden Stichbalken (Gratstichbalken, bezw. Kehlstichbalken) an, welchen man mit den zunächst liegenden durchgehenden

Fig. 308.

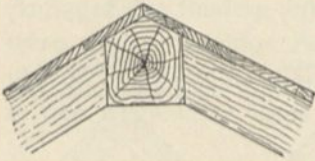


Fig. 309.

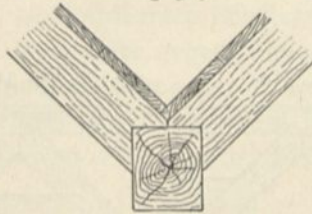
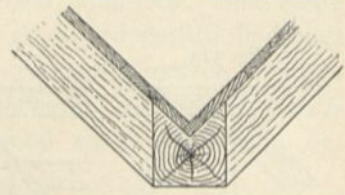
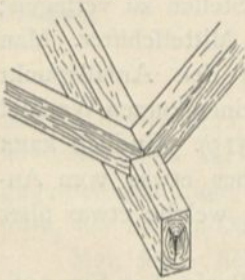


Fig. 310.



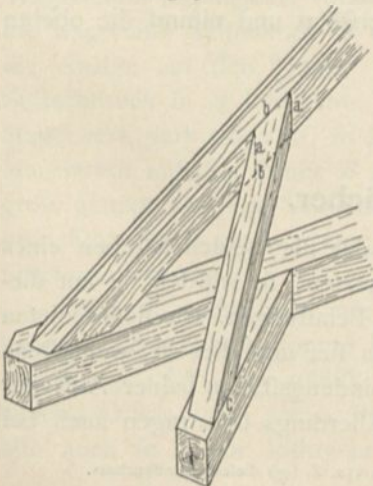
Balken durch Schwalbenschwanzblätter und erforderlichenfalls auch durch eiserne Bänder verbindet (Fig. 307¹⁵⁸⁾. Auch für die gewöhnlichen Schiftsparren ordnet man unter der Walmfläche zweckmäÙig Stichbalken an, selbstverständlich bei Kehlbalkendächern; aber auch bei Pfettendächern ist das Anbringen von Stichbalken, in welche sich die Schifter setzen, zu empfehlen (Fig. 307).

Fig. 311.



Die Schiftsparren lehnen sich an die Seitenflächen der Grat Sparren stumpf an und sollen nicht über die Kanten derselben hinausragen; die Verbindung erfolgt durch Vernagelung. Der Querschnitt der Grat Sparren ist fünfeckig; die beiden oberen Flächen fallen in die beiden anschließenden Dachflächen (Fig. 308).

Fig. 312.



Wollte man dieselbe Verbindungsart auch auf die Kehl Sparren anwenden, so würde man eine in der Mitte vertiefte obere Fläche des Kehl Sparrens erhalten; dann würde man viel Holz brauchen, außerdem aber eine wenig haltbare Verbindung der Kehlschifter mit den Kehl Sparren erhalten (Fig. 310). Man setzt deshalb besser die Kehlschifter mit Klauen nach Fig. 309 u. 311 auf den Kehl Sparren, wobei man eine gute Verbindung erhält und den Kehl Sparren mit rechteckigem Querschnitt herstellen kann.

Die beim Schiften sich ergebenden Schnittlinien heißen Schmiegen, und zwar: Lothschmiege ist die lothrecht verlaufende Schnittlinie (*a* in Fig. 312);

96.
Anschluss
der Schifter
an die
Grat- und
Kehl Sparren.

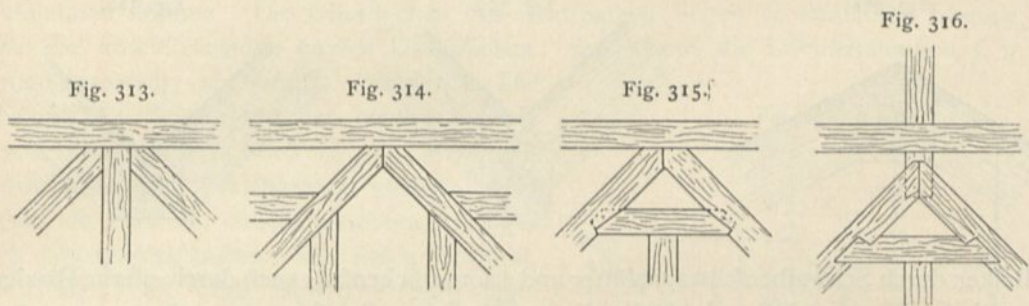
¹⁵⁸⁾ Nach: GOTTGRETU, R. Lehrbuch der Hochbauconstructions. Theil II. Berlin 1882. S. 278.

Backen- oder Klebschmiege ist die Schnittlinie auf der Ober- oder Unterseite der Schifter, welche sich aus der gegenseitigen schrägen Lage der Grat-, bzw. Kehlsparren und Schifter ergibt (*b* in Fig. 312); Fußschmiege ist die wagrechte Schnittlinie, welche die Aufstandsfläche der Schifter seitlich begrenzt (*c* in Fig. 312).

Auf die Ermittlung der Längen, der Schmiegen u. f. w. für die Schifter, Grat- und Kehlsparren braucht hier nicht näher eingegangen zu werden. Ausführliche Vorschriften dafür finden sich in den in Theil III, Band I (Abth. I, Abschn. 2, am Schlufs von Kap. 5) dieses »Handbuches« angegebenen Werken über Holzbau und Zimmerkunst.

97.
Anfallspunkt.

Die beiden Gratsparren stoßen stumpf vor einander. Aufser den beiden Gratsparren treffen hier vielfach noch die beiden letzten normalen Sparren des abschließenden Satteldaches und der Mittelsparren des Walmes zusammen (Fig. 313).



Alsdann ist die Construction etwas schwierig. Besser ist es, diejenigen Hölzer, welche nicht an diesen Punkt geführt zu werden brauchen, an andere Stellen zu verlegen; dies gilt besonders vom Mittelsparren des Walmdaches, dem sog. Mittelschifter. Man vertheilt zweckmäfsig die Schifter so, dafs kein Sparren auf den Anfallspunkt kommt (Fig. 314). Man kann aber auch den Mittelschifter gegen einen kurzen Wechsel stoßen lassen und dadurch die Construction vereinfachen (Fig. 315). Endlich kann man auch die beiden letzten normalen Sparren des Satteldaches etwas vom Anfallspunkt zurückrücken und den Anfallspunkt durch die Pfette, welche etwas über den Binder hinaus ragt, unterstützen (Fig. 316).

Der Verbindungspunkt des Gratsparrens und Kehlsparrrens (Punkt *f* in Fig. 306, S. 120) macht besonders bei dem heute meistens ausgeführten Pfettendache keine Schwierigkeit. Die Firspfette wird hier sorgfältig unterstützt und nimmt die oberen Enden beider Sparren auf.

27. Kapitel.

Hölzerne Sprengwerksdächer.

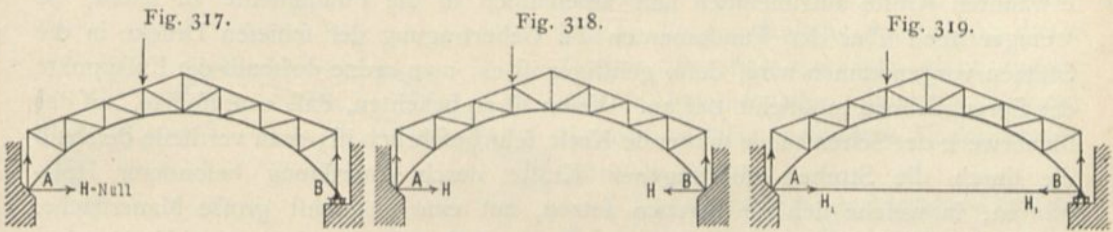
98.
Allgemeines.

Wenn die beiden Sparren eines Dachgebindes oder die beiden Streben eines Binders sich ohne Weiteres auf die Gebäudemauern setzten, so würden sie auf dieselben schiefe Drücke ausüben, selbst bei nur lothrechten Belastungen. Da diese schiefen Drücke die Seitenmauern gefährden, so vermeidet man sie, und dies ist, wenigstens für lothrechte Belastungen, durch Anbringen von Verbindungsstäben beider Auflager möglich¹⁵⁹⁾; dadurch erhält man die Balkendächer. Allerdings übertragen auch bei

¹⁵⁹⁾ Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 493, S. 388, 2. Aufl.: Art. 212, S. 195) dieses »Handbuches«.

diesen die schief wirkenden Belastungen schiefe Auflagerdrücke auf die Stützpunkte; diese sind unvermeidlich. Oftmals aber ist es aus architektonischen Rücksichten wünschenswerth, die durchgehenden Verbindungsstäbe, d. h. die durchlaufenden Balken fortzulassen, besonders bei Ueberdachung weit gespannter Räume, großer Festhallen, Kirchen u. f. w., bei denen die Dach-Construction sichtbar fein und der Innen-Architektur als Grundlage dienen soll. Alsdann verwendet man vielfach Sprengwerksdächer, die, wenn geschickt entworfen, einen sehr befriedigenden Anblick gewähren. Sprengwerksdächer sind Dächer, bei denen der durch die lothrechten Belastungen an den Auflagern der Binder erzeugte wagrechte Schub nicht durch die Binder-Construction aufgehoben wird.

Ob ein Dach ein Balkendach oder ein Sprengwerksdach ist, kann man nicht immer auf den ersten Blick entscheiden; es kommt nicht allein auf die Anordnung der Binderstäbe an, sondern auch in erster Linie auf die Art der Auflagerung. Ein Schub auf die Stützen findet bei lothrechten Belastungen nur dann statt, wenn beide Auflager des Binders fest, d. h. in ihrer gegenseitigen Lage unveränderlich sind oder wenn die gegenseitige Bewegung derselben nur in ganz geringen Grenzen möglich ist. In Fig. 317 sei das Auflager A fest mit dem Mauerwerke verbunden und B in der wagrechten Linie reibungslos beweglich; bei irgend einer lothrechten Be-



lastung des Binders kann und wird B nach rechts gehen, so weit, als die elastischen Veränderungen der Binderstäbe dies bedingen. Die beiden Auflager sind in ihrer gegenseitigen Lage veränderlich; der Binder in Fig. 317 ist also, trotz der Bogenform, ein Balken-Dachbinder.

Man kann sich dies auch folgendermaßen klar machen: Die Last erzeugt einen Stützendruck in B , welcher nur lothrecht sein kann, weil das Auflager in der Wagrechten reibungslos verschieblich ist. Wenn aber B lothrecht wirkt, so muß die wagrechte Seitenkraft H des Stützendruckes in A gleich Null sein, weil diese die einzige auf den Träger wirkende wagrechte Kraft ist; es ist also auch der Stützendruck in A lothrecht. Wenn dagegen auch B , eben so wie A , fest mit dem Mauerwerk verbunden ist, so kann sich B nicht von A entfernen, und es muß vom Mauerwerk auf den Punkt B des Trägers eine wagrechte Kraft übertragen werden, groß genug, um jede Verschiebung von B zu verhindern. Eine wegen des Gleichgewichtes gleich große wagrechte Kraft wirkt alsdann in A ; das Dach ist also ein Sprengwerksdach.

Wären die Auflager wie bei Fig. 317, aber eine Verbindungsstange AB vorhanden (Fig. 319), so könnte sich B so weit bewegen, als die elastische Verlängerung der Stange AB dies zuläßt. Die Seitenmauern erhalten in diesem Falle keinen schiefen Druck, weil, wie in Fig. 317, der auf die Mauer ausgeübte Stützendruck in B , also auch in A nur lothrecht sein kann. Auf den Träger dagegen wirkt außer

diefen noch die wagrechte Spannung $H_1 = H_2$ des Stabes AB ; der Träger ist also wie ein Sprengwerksträger zu berechnen und aufzufassen.

Aehnlich sind die Verhältnisse auch bei anderen Binderformen; es kommt demnach in erster Linie auf die Stützungsart an, ob ein Träger ein Balken- oder Sprengwerksträger ist.

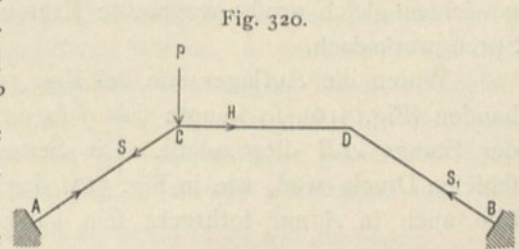
Bei den eisernen Dachbindern ist die Stützung mittels eines beweglichen Lagers B möglich und üblich; die Auflager der Holzdächer sind aber nicht derart, daß eine vollkommene bewegliche Unterstützung angenommen werden kann. Deshalb wird ein hölzerner Dachbinder viel eher wie ein Sprengwerksdach, als wie ein Balkendach wirken; dies wird besonders eintreten, wenn einzelne Stäbe des Binders sich als Streben gegen die Seitenmauern setzen, ohne daß an den Anschlußstellen der Schub aufgehoben wird. Durch solche Streben kann selbst ein sonst als Balken wirkender Binder in ein schiebendes Sprengwerk umgewandelt und so die Construction verschlechtert werden.

a) Dächer mit Stabsprengwerken.

Jedes Sprengwerksdach übt schiefe Drücke auf die Stützpunkte aus; die stützenden Wände, Mauern oder Pfeiler müssen demnach in den Stand gesetzt werden, die erwähnten Kräfte aufzunehmen und unschädlich in die Fundamente zu leiten. Je weniger hoch über den Fundamenten die Uebertragung der schiefen Drücke in die Stützen vorgenommen wird, desto günstiger ist es; man ordne deshalb die Fußpunkte der Sprengstreben möglichst tief an. Weiter ist zu beachten, daß eine isolirte, auf das Mauerwerk der Seitenwände wirkende Kraft sehr gefährlich ist; man vertheile deshalb die durch die Streben übertragenen Kräfte durch Anordnung besonderer Holzpfosten, in welche sich die Streben setzen, auf eine möglichst große Mauerfläche. Diese Pfosten sind unter Umständen auch als Stäbe des zu bildenden Fachwerkes werthvoll.

Der Sprengwerks-Dachbinder muß ein Fachwerk sein, welches unter Einwirkung der Belastungen und Stützendrücke im Gleichgewicht bleibt und seine Form behält, ohne daß unzulässig hohe Beanspruchungen in den einzelnen Theilen desselben auftreten. Derselbe muß vor Allem geometrisch bestimmt sein; er darf nicht eine in labilem Gleichgewicht befindliche Construction bilden, d. h. eine solche, welche bei den verschiedenen Kraftwirkungen verschiedene Gleichgewichtslagen hat.

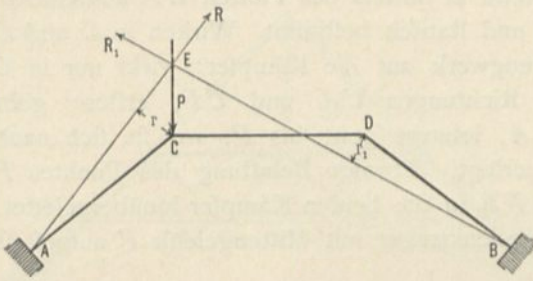
Die den meisten ausgeführten Sprengwerks-Dachbindern zu Grunde gelegte Hauptconstruction ist das Sprengwerk $ACDB$ (Fig. 320), welches die Belastungen nach den Kämpfern A und B übertragen soll. Nun ist aber solches Sprengwerk eine Construction, deren geometrische Form nur bei ganz bestimmten Belastungen Gleichgewichtsform ist. Wenn bei C und D Gelenke angebracht sind, d. h. wenn C und D nicht im Stande sind, Momente aufzunehmen, so ist Gleichgewicht in $ACDB$ nur möglich, wenn in C und D ganz gleiche Kräfte, symmetrisch zur lothrechten Mittelaxe, wirken. Sobald dies nicht der Fall ist, sobald z. B. nur in C eine Last P wirkt, während in D die Last die Größe Null hat, so ist Gleichgewicht, Zerlegen der Kräfte nach den Stabrichtungen, nicht möglich; denn die Kraft H , welche



99.
Statische
Verhältnisse:
Rückficht
auf die
Stützpunkte.

100.
Anordnung
des Binders.

Fig. 321.



herstellen, d. h. in den Stand setzen, Momente aufzunehmen. Sind C und D hierzu im Stande, so wird irgend eine Last P sich etwa im Punkte E in die Richtungen EA und EB zerlegen (Fig. 321) und durch die Kämpferdrücke R und R_1 aufgehoben; der Punkt E muß auf der Kraftlinie von P liegen; weiter ist er zunächst nicht bestimmt. Auf C wirkt dann das Moment Rr , auf D das Moment $-R_1r_1$. Man kann also behaupten: Bei Verwendung des Sprengwerkes muß sowohl C , als auch D Momente aufnehmen können.

Fig. 322.

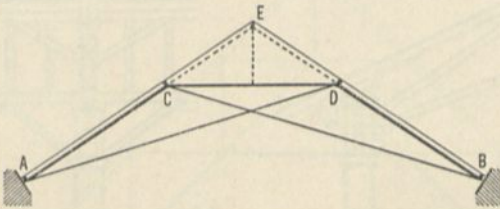


Fig. 323.

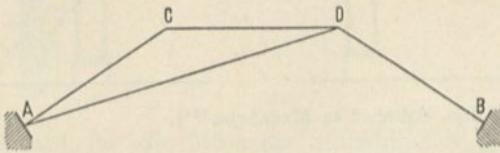
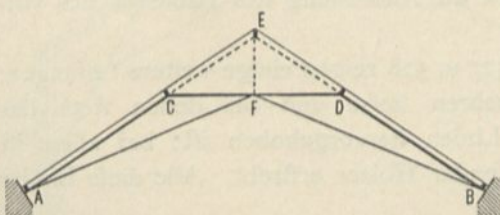


Fig. 324.



bei der Zerlegung in den Stab CD fallen würde, kann bei D durch die in BD wirkende Kraft S_1 nicht aufgehoben werden, da ja beide Kräfte H und S_1 nicht in dieselbe Linie fallen und weiter keine Kräfte in D wirken. Gleichgewicht findet also bei dieser Construction und ungleicher Belastung der Punkte C und D nicht statt. Man muß die Punkte C und D ohne Gelenke

Bei den üblichen Sprengwerken sind allerdings weder bei C , noch bei D Gelenke; die gewöhnliche Anordnung dieser Punkte ist aber trotzdem nicht derart, daß sie Momente sicher aufnehmen können; demnach müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Das nächstliegende Verfahren ist, die Eckpunkte C und D des Sprengwerkes durch eine Folge von Stäben so mit den festen Kämpferpunkten in Verbindung zu bringen, daß Dreiecke sich an Dreiecke reiht. In einfachster Weise verbindet man C mit B und A mit D (Fig. 322); man erhält so ein geometrisch bestimmtes, jedoch wegen der unverschieblichen Kämpfer A und B einfach statisch unbestimmtes Fachwerk, d. h. es ist ein überzähliger Stab vorhanden. (Liefse man einen Stab, etwa BC , fort, so erhielte man das Stabsystem in Fig. 323, welches geometrisch und statisch bestimmt ist; doch ist dasselbe für die Ausführung nicht geeignet.) In Fig. 322 ist die wegen der übrigen Dach-Construction erforderliche Vervollständigung des Binders angegeben. Man könnte eine etwa verwendete Firspfette E durch ein Hängewerk auf C , bezw. D stützen. Vorzuziehen wäre es, die Streben AC und DB des Sprengwerkes bis zum Punkte E durchzuführen. Eine geringe Zahl von langen, durchlaufenden Hölzern ist besser, als eine große Zahl kurzer.

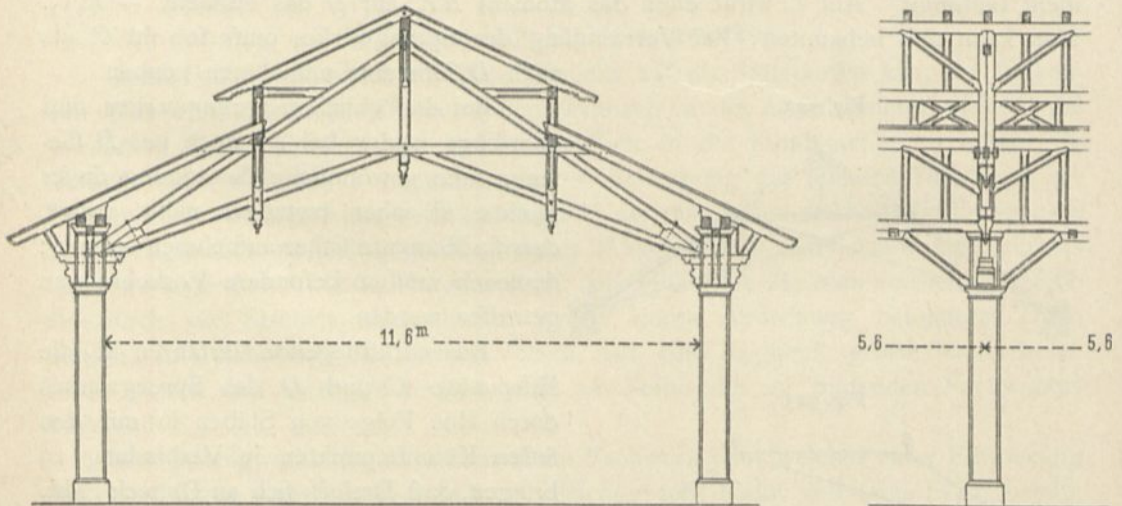
Eine andere Lösung deutet Fig. 324 an. Der Punkt F zwischen C und D ist mit A und B verbunden; dieser Punkt

101.
Verfahren,
Sprengwerke
stabil
zu machen.

kann nunmehr auch die Last der Firstfette E mittels des Pfosten EF aufnehmen. Das Fachwerk $ACFDB$ ist geometrisch und statisch bestimmt. Wirken in C und D gleiche Lasten, so überträgt sie das Sprengwerk auf die Kämpfer; wirkt nur in C eine Last, so zerlegt sie sich in die Richtungen CA und CF ; erstere geht ohne Weiteres in den Kämpferpunkt A ; letztere geht bis F , wo sie sich nach den beiden Richtungen FA und FB zerlegt. Etwaige Belastung des Punktes F durch EF wird durch die Stäbe FA und FB in die beiden Kämpfer hinübergeleitet. Das Fachwerk $ACFDB$ kann als Dreigelenkträger mit Mittengelenk F aufgefaßt werden.

Nach dem in Art. 81 (S. 101) Vorgeführten sind hier $2 \cdot 2 = 4$ Auflager-Unbekannte und 5, bzw. 6 Knotenpunkte; es muß also für statische und geometrische Bestimmtheit $s = 2k - 4$, d. h. $s = 6$, bzw. 8 sein; in der That ist die Stabzahl 6,

Fig. 325.

Dachstuhl der alten Bahnsteighalle auf dem Bahnhof zu Mannheim¹⁶⁰⁾. $\frac{1}{100}$ n. Gr.

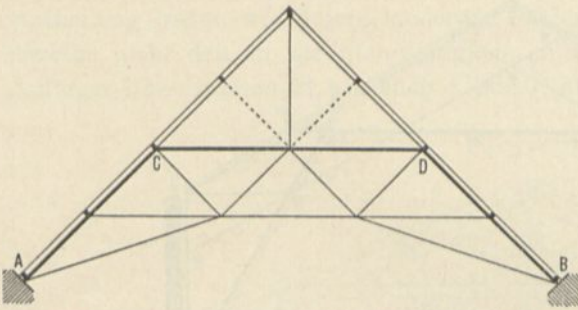
bzw. 8, je nachdem man den Firstknotenpunkt E wegläßt oder hinzunimmt. Der punktierte Stab EF macht das Fachwerk statisch unbestimmt, aber nicht labil.

Werden die Streben AC und BD bis zum Firstpunkt E durchgeführt und wird Stab EF hinzugefügt, so erhält man die einfachste Gestalt des fog. englischen Dachstuhls; alsdann hat man, wenn ein Auflager als beweglich angesehen werden kann, ein Balkendach. Je nach der Construction der Auflager ist also der in Fig. 324 gezeichnete Dachstuhl ein Balken- oder ein Sprengwerksdach. Ein solches Dach ist der alte Dachstuhl des Bahnhofes zu Mannheim (Fig. 325¹⁶⁰⁾). Wegen der Wirkungen auf die Stützen, bzw. Mauern ist die Anordnung des Balkendaches vorzuziehen.

Die schematischen Skizzen in Fig. 326, 327 u. 328 zeigen einige weitere Lösungen, deren Zahl sich ohne Schwierigkeit vermehren ließe und bei denen stets das ursprüngliche Sprengwerk durch kräftigere Linien hervorgehoben ist; bei allen ist die Verwendung möglichst langer, durchlaufender Hölzer erstrebt. Alle diese Binder

¹⁶⁰⁾ Nach: GEIER, a. a. O.

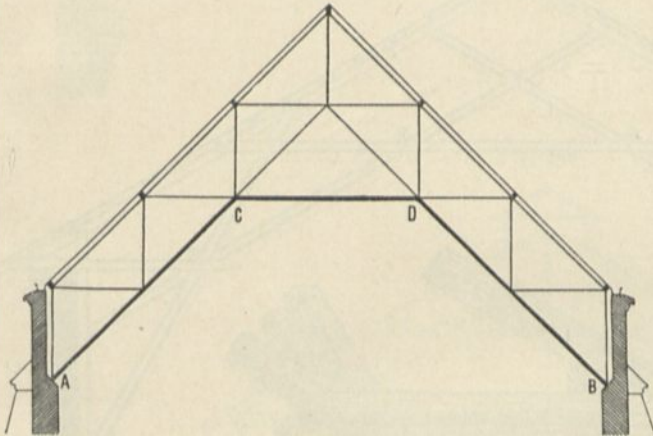
Fig. 326.



träger aber statisch unbestimmt sind, indem sie einen überzähligen Stab haben; auch aus diesem Grunde sind diese Constructionen als Balkenträger vorzuziehen.

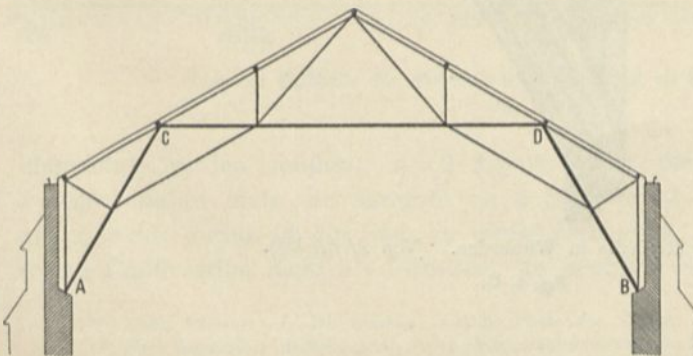
In etwas anderer Weise ist bei den meisten der ausgeführten Sprengwerksdachbinder verfahren worden. Zu der Zeit, als man (im ersten Drittel unseres

Fig. 327.



Jahrhundertes) an die Construction so weit gespannter Dächer herantrat, kannte man noch keine Fachwerk-Theorie, und so konnte es nicht ausbleiben, daß, trotz tüchtiger und für die damalige Zeit sogar hervorragender Leistungen, doch vieles Minderwerthige entstand. Für längere Zeit waren die *Moller'schen* Constructionen Vorbild dieser Dächer. *Moller* machte die Punkte *C* und *D* des Hauptspreng-

Fig. 328.



können unverändert oder mit kleinen Aenderungen als Balkenbinder verwendet werden, wenn man ein Auflager entsprechend anordnet. Man erreicht so die Vortheile der Sprengwerksdächer ohne ihre Nachteile.

Zu beachten ist, daß dieselben, abgesehen vom Pfosten unter der Firspfette, als Balkenträger statisch bestimmt, als Sprengwerks-

trages für die Momente aufnahmefähig durch Anordnung zweier mit den beiden Dachflächen parallel laufender Hölzer *KL* und *PN* (Fig. 329), wodurch sich auch zwei Punkte *N* und *L* ergaben, die zur Aufnahme von Lasten geeignet waren. Eine weitere Sicherung der Winkel bei *C* und *D* suchte *Moller* darin, daß er an diese Punkte je ein Dreieck von unveränderlicher Lage anschloß (in Fig. 329 sind diese Dreiecke schraffirt). Dieselben sind durch Verlängerung der Streben *AC*, bzw. *BD* und des Spannriegels *CD* über die Knotenpunkte *C*, bzw. *D* hinaus und durch Festlegen der Enden vermittels eines oberen Gurtsparrens *A'E*, bzw. *B'E* gebildet. Doppelzangen reichten von *A'* nach *Q*,

102.
Moller'sche
Binder.

Fig. 329.

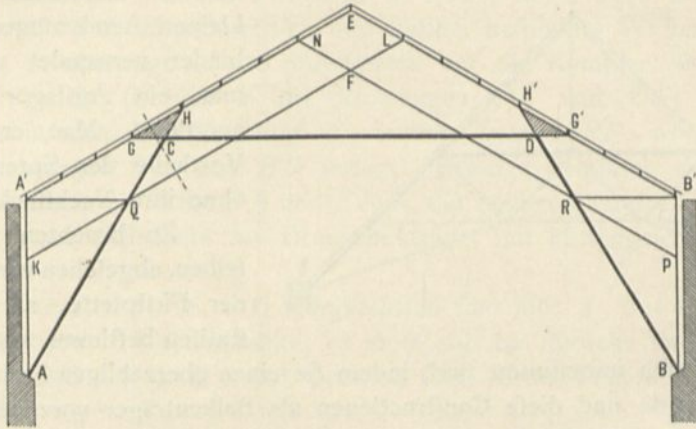
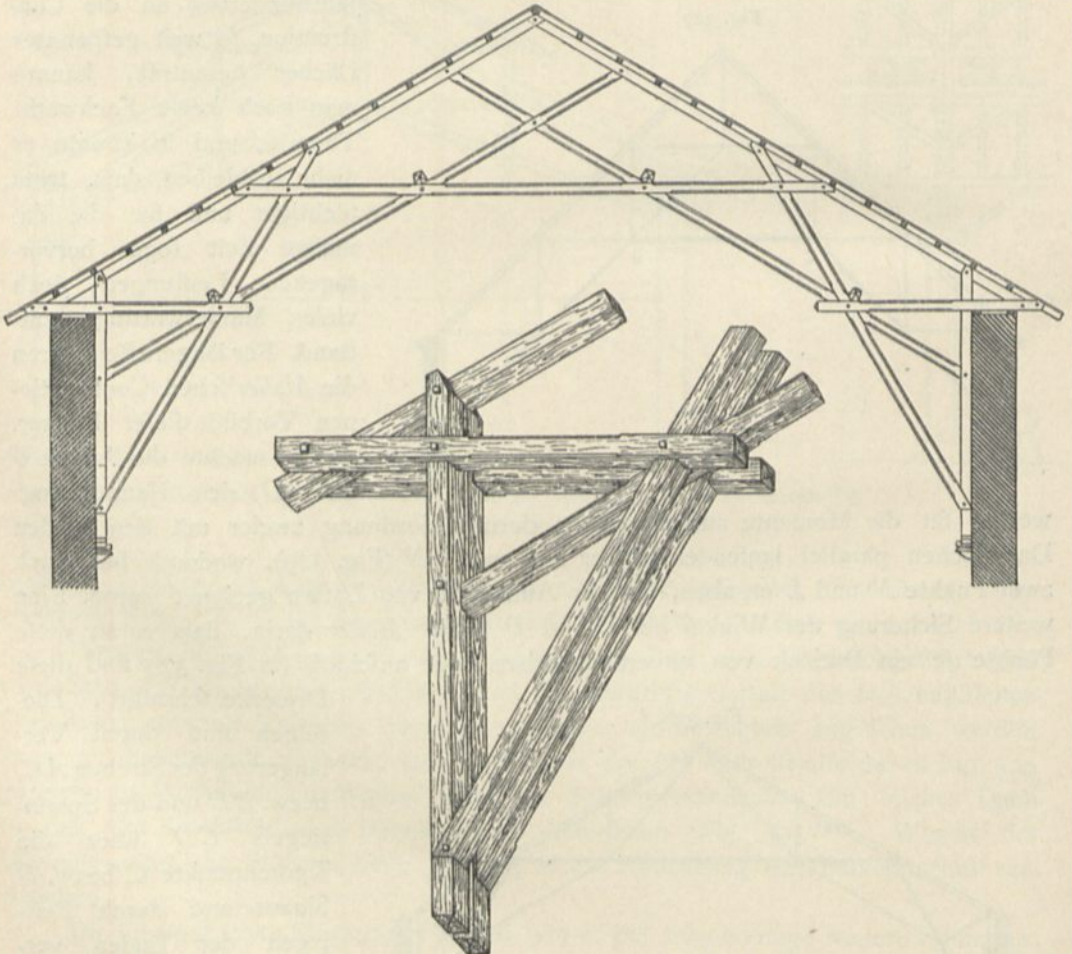


Fig. 330.

Von der Reithalle in Wiesbaden. (Von Moller¹⁶¹⁾. $\frac{1}{100}$ n. Gr.

161) Nach: GRIER, a. a. O.

bezw. B' nach R . Es leuchtet ein, daß diese Construction nicht eine so klare Kraftvertheilung bietet, wie unsere modernen Fachwerke; als Fachwerk betrachtet genügt dieselbe nicht den an die Standfestigkeit zu stellenden Bedingungen; die Zahl der Auflager-Unbekannten ist, da auch K und P als Auflager mit wagrechten Reactionen

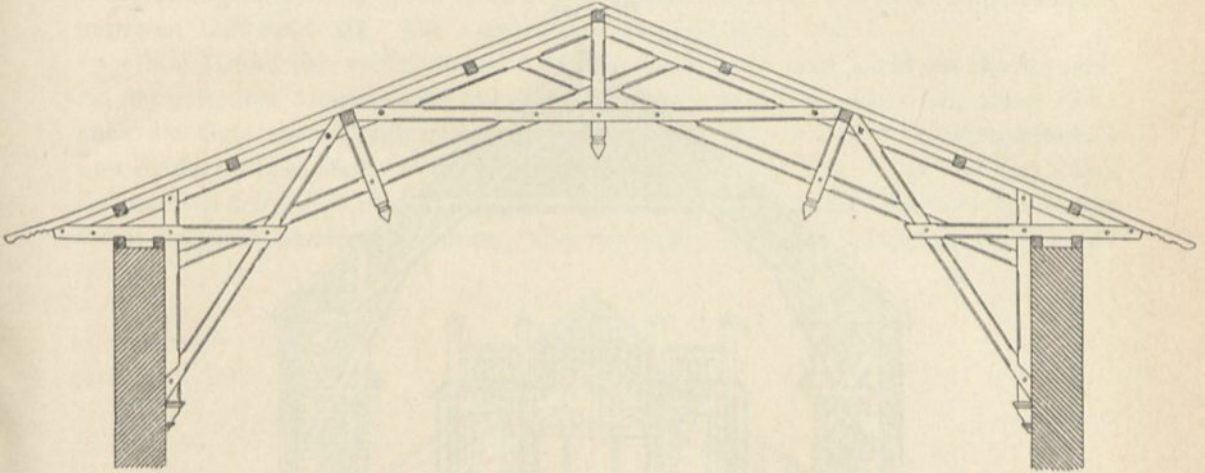
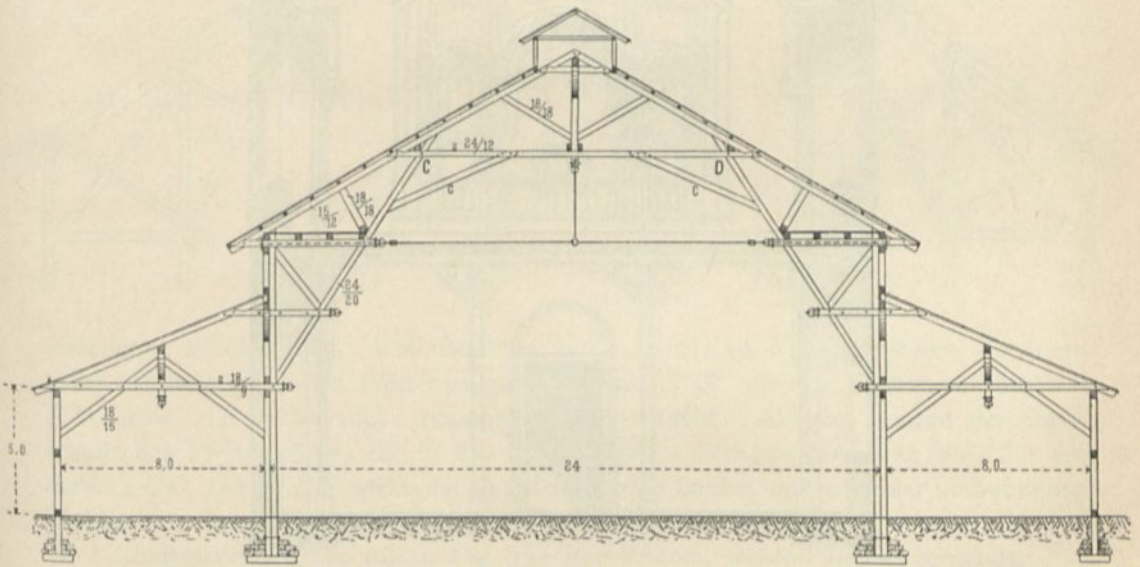
Fig. 331¹⁶²⁾.

Fig. 332.

Von der Festhalle für das Universitäts-Jubelfest zu Heidelberg 1886¹⁶³⁾.

1/300 n. Gr.

eingeführt werden müssen, $n = 2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 = 6$; die Zahl der Knotenpunkte ist $k = 20$; mithin muß die Stabzahl $s = 2 \cdot 20 - 6 = 34$ sein. Die Stabzahl ist aber nur $s_1 = 33$; mithin ist ein Stab zu wenig vorhanden. Nun darf man allerdings eine solche Construction nicht als Fachwerk im heutigen Sinne betrachten, weil ja die

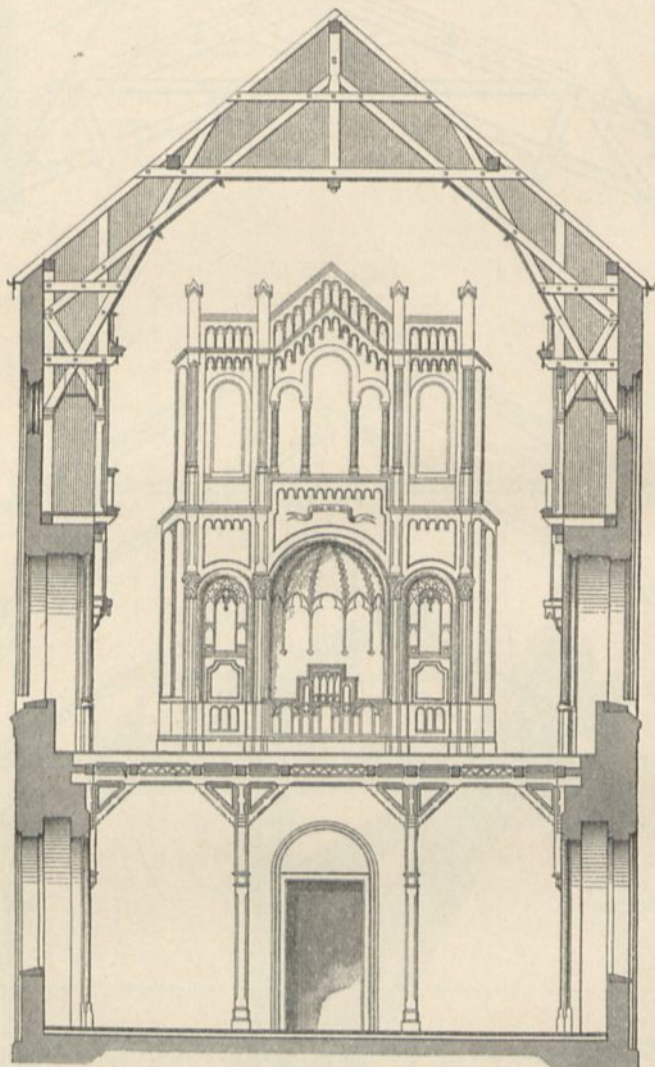
¹⁶²⁾ Nach: PROMNITZ, J. Der Holzbau. 2. Aufl. Halle 1874. S. 430.

¹⁶³⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Oberbaudirectors Professor Dr. DURM zu Karlsruhe.

Bedingungen desselben keineswegs erfüllt sind. Die an den Knotenpunkten durchgehenden Balken (Stäbe) können Momente aufnehmen. Eine einigermaßen genaue Berechnung dürfte allerdings bedeutende Schwierigkeit bereiten.

Die vorbeprobene Construction ist als Reithalle in Wiesbaden ausgeführt und in Fig. 330¹⁶¹⁾ dargestellt. Eine verwandte, ähnliche Anordnung zeigt Fig. 331¹⁶²⁾.

Fig. 333.

Turnsaal der Gymnasiums- und der höheren Bürgerschule zu Hannover¹⁶⁴⁾. $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Ein gut aussehendes Sprengwerk zeigt auch die in Fig. 332 dargestellte Mittelhalle der im Jahre 1886 gelegentlich des Jubiläums der Universität Heidelberg errichteten Festschule (Fig. 332¹⁶³⁾). Das Hauptsprengwerk (entsprechend *ACDB* in der schematischen Skizze in Fig. 329) ist in den Punkten *C* und *D* durch Stäbe *c, c* zur Aufnahme der Momente fähig gemacht; diese Stäbe beanspruchen dann allerdings

¹⁶⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, Bl. 11.

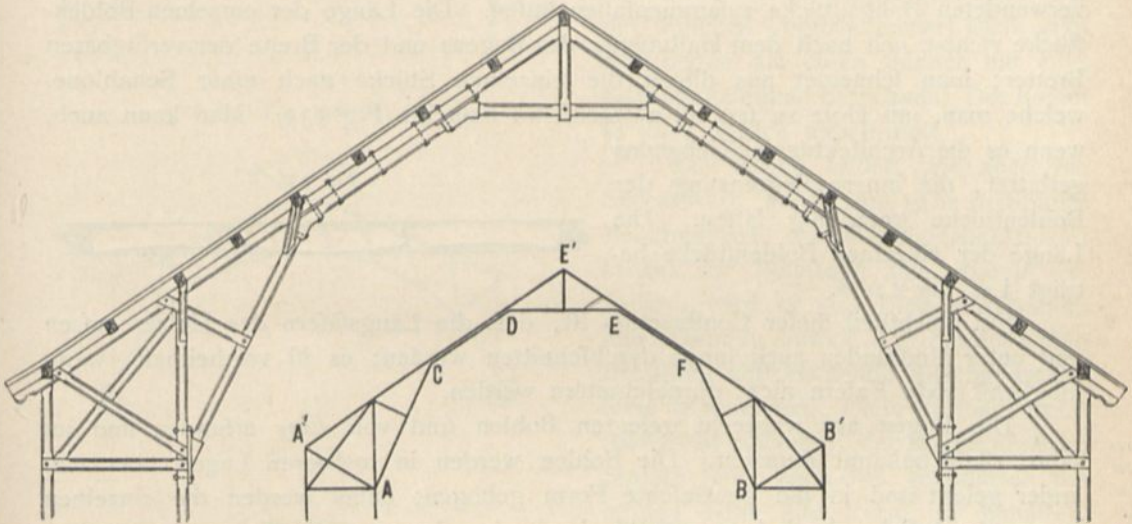
den Spannriegel CD auf Biegung, was ein Nachtheil ist. Im Uebrigen reiht sich Dreieck an Dreieck.

Das Sprengwerksdach über dem Turnsaal des Gymnasiums und der höheren Bürgerschule zu Hannover (Fig. 333¹⁶⁴) ist offenbar ebenfalls unter dem Einflusse der *Moller'schen* Construction entstanden; hier sind gewissermaßen zwei Sprengwerke in einander geschachtelt, deren eines zwei Lastpunkte aufweist und deren anderes einen mittleren Lastpunkt hat. Die Construction ist nicht recht klar.

Auf Grund der vorstehenden Entwicklungen wird man leicht im Stande sein, ein der gestellten Aufgabe entsprechendes Sprengwerksdach zu entwerfen, andererseits auch die Güte einer Construction zu beurtheilen. Mit besonderer Aufmerksamkeit sind Binder zu behandeln, welche nach dem Schema in Fig. 334¹⁶⁵) gebaut sind. Das Sechseck $ACDEFB$ ist nur bei ganz bestimmter Belastungsart die Gleichgewichtsform; bei jeder anderen Belastung, also fast stets, entstehen Momente in den ver-

103.
Andere
Binder.

Fig. 334¹⁶⁵).



chiedenen Binderstellen. Um dieselben in C , D , E und F aufzunehmen, hat man wohl die durchgehenden Pfettenträger $A'E'$ und $B'E'$ mit den Sprengwerksstreben CD , bezw. EF verschraubt, verzahnt oder verdübelt. Alsdann nimmt der Querschnitt des Pfettenträgers die in den Eckpunkten wirkenden Momente auf; für die Strecke CD , bezw. EF wirkt der Querschnitt der beiden mit einander verbundenen Hölzer den Momenten entgegen.

Constructions, wie die in Fig. 334 gezeichnete, werden besser vermieden.

b) Dächer mit Bogensprengwerken.

Das Bestreben, dem Dachbinder eine dem Auge angenehme Form zu geben, führte schon bei den aus einzelnen Stäben hergestellten Sprengwerksdächern zu einer dem Bogen angenäherten Vieleckform. Es ist nun auch möglich, für die tragenden Binder die vollständige Bogenform zu verwenden. Krümm gewachsene Hölzer stehen allerdings selten zur Verfügung; das Biegen starker Hölzer hat gleichfalls Schwierig-

104.
Verschiedenheit.

165) Nach: WANDERLEY, G. Die Constructionen in Holz. Halle 1877. S. 265.

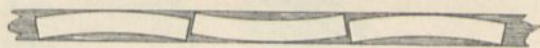
keit. Man hat deshalb die Bogen aus einzelnen mit einander verbundenen Bohlen hergestellt, und zwar sind zwei verschiedene Anordnungen üblich:

- 1) Bogen aus lothrecht gestellten Bohlen und
- 2) Bogen aus wagrecht gelegten Bohlen.

105.
Bogen aus
lothrecht
gestellten
Bohlen.

Die Bogen aus lothrecht gestellten Bohlen sollen zuerst von *Philibert de l'Orme* 1561 ausgeführt sein; doch wird behauptet¹⁶⁶⁾, daß sie schon mehrere Jahrhunderte früher in Gebrauch gewesen seien. In der neueren Praxis sind sie unter dem Namen »de l'Orme'sche Bogendächer« bekannt. Die Bogenstücke werden aus genügend breiten, 4 bis 6 cm starken Brettern oder Bohlen ausgeschnitten, wobei innere und äußere Krümmung dem gewählten Halbmesser entspricht. Von diesen Stücken werden nunmehr, je nach Stützweite und Krümmung, mehr oder weniger Lagen auf einander gelegt und mit einander durch hölzerne, besser durch eiserne Nägel verbunden, wobei die Stosfugen der einzelnen Lagen gegen einander verwechselt werden müssen. Bei drei Lagen würde man z. B. die Fugen der zweiten und dritten Lage stets mit dem ersten, bezw. zweiten Drittel der Länge der zur ersten Lage verwendeten Bohlenstücke zusammenfallen lassen. Die Länge der einzelnen Bohlenstücke richtet sich nach dem Halbmesser des Bogens und der Breite der verfügbaren Bretter; man schneidet aus diesen die einzelnen Stücke nach einer Schablone, welche man, um Holz zu sparen, abwechselnd umkehrt (Fig. 335). Man kann auch, wenn es die Architektur des Gebäudes gestattet, die innere Begrenzung der Bohlenstücke geradlinig lassen. Die Länge der einzelnen Bohlenstücke beträgt 1,25 bis 2,50 m.

Fig. 335.

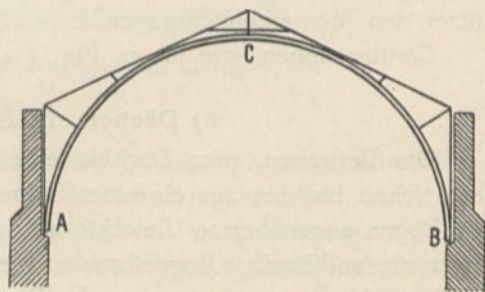


Ein Nachtheil dieser Construction ist, daß die Längsfasern des Holzes außen und unter Umständen auch innen durchschnitten werden; es ist vortheilhaft, wenn möglichst viele Fasern nicht durchschnitten werden.

106.
Bogen aus
wagrecht
gelegten
Bohlen.

Die Bogen aus wagrecht gelegten Bohlen sind von *Emy* erfunden und im Jahre 1828 bekannt gemacht. Die Bohlen werden in mehreren Lagen übereinander gelegt und in die gewünschte Form gebogen; dabei werden die einzelnen Lagen durch Schraubenbolzen und Bügel mit einander zu einem Ganzen verbunden. Auch hier nagelt man die einzelnen Bretter auf einander und verfetzt die Stöße. Als Vortheil dieser Construction vor der älteren ist hervorzuheben, daß man keinen Verschnitt hat, daß die Längsfasern der Bohlen nicht durchschnitten werden und daß man die Bretter, bezw. Bohlen in ihrer vollen Länge verwenden, ja bei vorübergehenden Bauten nach dem Abbrechen wieder zu anderen Zwecken gebrauchen kann. Ein Nachtheil sind die zwischen den einzelnen Bohlen auftretenden Schubspannungen, welche aber durch die Schraubenbolzen und Bügel unschädlich gemacht werden können.

Fig. 336.



Man verwendet die Bohlenbogen sowohl als Sparren, so daß also die einzelnen

¹⁶⁶⁾ Siehe: LANG, G. Zur Entwicklungsgechichte der Spannwerke des Bauwesens. Riga 1890. S. 18.

Gebinde sämtlich einander gleich sind und in geringen Abständen stehen (0,80 bis 1,50 m), so wie auch als Binder. Im letzteren Falle tragen die Bogen Pfetten und diese wieder Sparren in der sonst üblichen Weise.

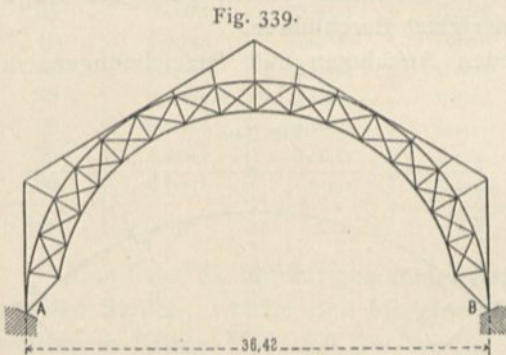
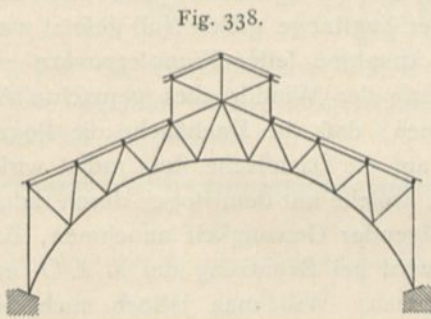
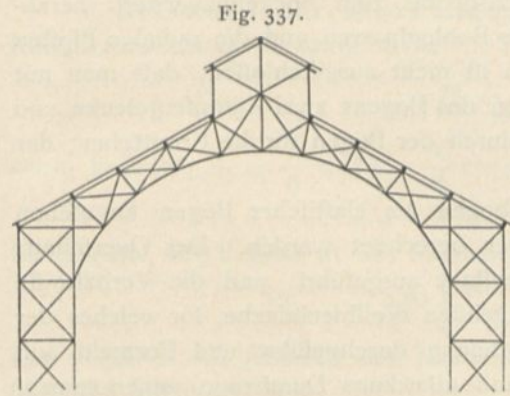
Die Bohlenbogen sind Sprengwerke von unendlich vielen Seiten, d. h. von

107.
Statische
Verhältnisse.

continuirlicher Krümmung; sie üben, wie alle Bogen, auf die Stützen (auch bei nur lothrechten Belastungen) schiefe Drücke aus, selbst wenn sie sich mit lothrechten Tangenten auf die Stützpunkte setzen. Bei der Berechnung ist dies zu beachten; die Ansicht, daß keine wagrechte Seitenkraft in dem auf die Seitenstütze übertragenen Drucke vorhanden sei, ist unrichtig, es sei denn, daß ein Stützpunkt wagrecht frei beweglich ist. Die Seitenmauern müssen also zur Aufnahme der schiefen Kräfte genügend stark sein. Bei der üblichen Constructionsart kann man den Bogen als einen solchen mit zwei Kämpfergelenken berechnen. Der Bogen ist aber statisch unbestimmt.

Ein Bogen bildet, wie auch ein Sprengwerk, nur für eine ganz bestimmte Belastungsart die Gleichgewichtsform; sobald die Belastung sich irgend wie ändert, wird er das Bestreben haben, seine Form zu ändern, d. h. die der neuen Belastung entsprechende Gleichgewichtsform anzunehmen. Diese Formänderung darf nicht eintreten; der Bogen muß im Stande sein, auch bei geänderter Belastung seine alte Form zu behalten. Um dies zu erreichen, macht man entweder den Querschnitt des Bogens so groß, daß er den auf die Formänderung hinwirkenden Momenten ohne unzulässige Beanspruchung widerstehen kann, oder verbindet den Bogen mit einem aus Dreiecken zusammengesetzten Fachwerk.

Die einfachste Anordnung ist in Fig. 336 angegeben: der tragende Bogen



ACB ist als steifer Bohlenbogen gedacht; nach außen soll das Dach ein Satteldach sein; es sind deshalb Gurtsparran angeordnet und mit dem Bohlenbogen durch Zangen verbunden. Wenn Bogen und Gurtsparran in sehr innige Verbindung gebracht werden, so kann man den Querschnitt der Sparren für die Berechnung des Bogens theilweise mit in Betracht ziehen.

Man kann auch, wie in Fig. 337 angedeutet ist, ähnlich wie bei den neueren Eisendächern, ein richtiges Fachwerk herstellen, dessen innere Begrenzung die

Bogengurtung bildet und dessen obere Gurtungen parallel den Dachflächen sind. Die Stäbe der oberen Gurtung werden zweckmäßig als durchlaufende Hölzer genommen, das Gitterwerk mit nach dem Bogenmittelpunkt laufenden Pfoften und gekreuzten Schrägfläben in jedem Felde. Statt dieses Gitterwerkes kann man auch Netzwerk nach Fig. 338 wählen. Für sehr weit gespannte Hallen empfiehlt es sich vielleicht, Bogen mit zwei gleich laufenden Gurtungen zu verwenden, welche durch Gitterwerk mit einander verbunden sind und zweckmäßig bis zum Sockelmauerwerk herabreichen (Fig. 339). Beide Bogen können als Bohlensparren und die radialen Pfoften als Doppelzangen hergestellt werden. Auch ist nicht ausgeschlossen, daß man mit Zuhilfenahme des Eisens bei den Fußpunkten des Bogens zwei Kämpfergelenke und im Scheitel ein drittes Gelenk anbringt, wodurch der Bogen für die Ermittlung der Kämpferdrücke statisch bestimmt würde.

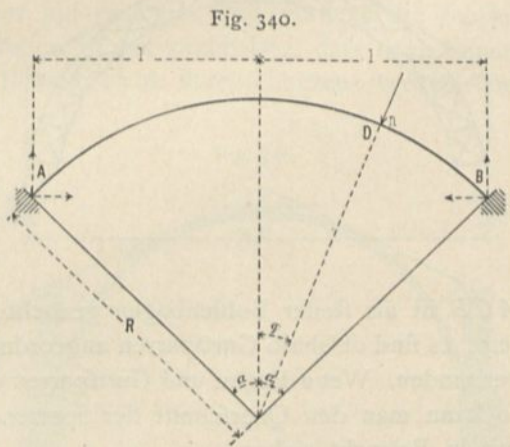
108.
Berechnung
der
Bohlenbogen.

Bei der Berechnung muß der Bohlenbogen als elastischer Bogen angesehen und nach der Theorie der krummen Träger berechnet werden. Der Querschnitt des Bogens wird auf seine ganze Länge constant ausgeführt, und die Verhältnisse liegen theoretisch eben so, wie beim frei tragenden Wellblechdache, für welches der Verfasser der vorliegenden Kapitel die Berechnung durchgeführt und Formeln aufgestellt hat¹⁶⁷⁾. Bei dieser Berechnung sind allerdings Durchzüge angenommen, welche die wagrechten Kräfte der beiden Stützpunkte ausgleichen; man sieht aber leicht, daß, wenn die elastische Veränderung der Zuglänge gleich Null gesetzt wird, die dann erhaltenen Formeln genau unserer Annahme fester Kämpferpunkte entsprechen müssen. Ferner trifft die dort bezüglich des Winddruckes gemachte Annahme hier nicht stets zu. Dort ist angenommen, daß die Dachfläche die Bogenkrümmung habe und daß also der Winddruck auf die Dachfläche stets radial wirke. Wenn aber über dem Bogen Gurtsparrn liegen, welche mit dem Bogen durch radiale Zangen verbunden sind, so kann man mit genügender Genauigkeit annehmen, daß die Winddrücke auch hier radial wirken, und wird bei Benutzung der a. a. O. entwickelten Formeln keinen großen Fehler machen. Will man jedoch auch hier genauer rechnen, so kann man auf dem in der genannten Schrift gezeigten Wege auch diese Rechnung ohne besondere Schwierigkeit durchführen.

Der Berechnung sind nun die folgenden Annahmen und Bezeichnungen zu Grunde gelegt. Der Bogen ist ein Kreisbogen (Fig. 340) vom Halbmesser R ; beide Auflager liegen gleich hoch und wirken wie Kämpfergelenke; der Mittelpunktswinkel des ganzen Bogens ist 2α . Das Eigengewicht ist für das lauf. Meter der Grundfläche des Bogens gleich groß eingeführt und für das Quadr.-Meter der Grundfläche mit g bezeichnet.

Die Schneelast p für das Quadr.-Meter der Grundfläche ist einmal als das ganze Dach, sodann als nur eine Dachhälfte gleichmäßig belastend eingeführt.

Die Windbelastung ist für das Quadr.-



¹⁶⁷⁾ Siehe: LANDSBERG, TH. Berechnung freitragender Wellblechdächer. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 381. — Auch als Sonderabdruck erschienen: Berlin 1891.

Meter schräger Dachfläche, welche den Winkel φ mit der Wagrechten einschließt, also in einem Punkte D dessen Mittelpunktswinkel φ ist,

$$n = a \sin \varphi.$$

Die Stützweite des Bogens wird mit $2l$ bezeichnet. Alle Formeln beziehen sich auf ein Stück Dach, welches senkrecht zur Bildfläche gemessen 1 m lang ist.

Alsdann erhält man die folgenden Rechnungsergebnisse:

1) Belastung durch das Eigengewicht. Die wagrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes in A , bezw. B ist

$$H_g = \frac{g R A_1}{C}.$$

$$\text{Darin bedeutet } A_1 = \frac{7}{6} \sin^3 \alpha - \frac{\alpha}{2} \cos \alpha + a \cos^3 \alpha - \frac{\sin \alpha}{2},$$

$$C = \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha.$$

Im Scheitel des Bogens ist das Moment

$$M'_{g \max} = g R^2 \left[\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{A_1}{C} (1 - \cos \alpha) \right].$$

Ein negativer Größtwerth des Momentes findet für den Mittelpunktswinkel φ_{\max} statt und hat die Gröfse

$$M''_{g \max} = -g R^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{A_1}{C} \right)^2 - \frac{A_1}{C} \cos \alpha + \frac{\cos^2 \alpha}{2} \right].$$

Für die verschiedenen Werthe von α , also für die verschiedenartigen Bogen ist die folgende Tabelle ausgerechnet; der Bogen mit $\alpha = 90^\circ$ würde z. B. dem Halbkreife entsprechen.

α	A_1	C	H_g	$M'_{g \max}$	$M''_{g \max}$	φ_{\max} abgerundet
25	0,00385	0,00407	0,9460	0,00067	-0,00079	18°54'
30	0,00914	0,00996	0,9382	0,00070	-0,00260	20°14'
35	0,01893	0,02112	0,8965	0,00236	-0,00299	26°18'
40	0,03488	0,04028	0,8660	0,00399	-0,00499	30°
45	0,05893	0,07080	0,8323	0,00622	-0,00784	33°40'
50	0,09273	0,11658	0,7954	0,00928	-0,01165	37°18'
60	0,19386	0,27176	0,7134	0,01832	-0,02276	44°30'
75	0,41232	0,73437	0,5615	0,05036	-0,04579	55°51'
90	0,66667	1,57080	0,4244	0,07559	-0,09006	64°53'
Grad			$\cdot g R$	$\cdot g R^2$	$\cdot g R^2$	

Man sieht, die absolut genommen ungünstigsten Momente sind die Werthe $M''_{g \max}$ an den Stellen, welche den Mittelpunktswinkeln φ_{\max} entsprechen. Die Momente werden in Kilogr.-Met. und die Werthe H_g in Kilogr. erhalten.

2) Belastung durch volle Schneelast. Die Werthe für H und ungünstigstes Moment werden aus den unter 1 entwickelten Gleichungen erhalten, indem man einfach p anstatt g einführt.

3) Belastung durch einseitige Schneelast. Die wagrechte Seitenkraft H_p der Kämpferdrücke ist halb so groß, wie bei voller Belastung. Man erhält daher

$$H_p = \frac{p R A_1}{2 C}.$$

Nennt man den Größtwerth des Momentes auf der belasteten Seite $M_{\beta max}$, denjenigen auf der unbelasteten Seite $M'_{\beta max}$, die zugehörigen Mittelpunktswinkel φ_{max} und φ'_{max} , so erhält man die folgende Tabelle, in welche auch die an den Maximalstellen der Momente wirkenden Axialkräfte P_{β} , bzw. P'_{β} aufgenommen sind.

α	H_{β}	Belastete Hälfte			Unbelastete Hälfte		
		φ_{max}	$M_{\beta max}$	P_{β}	φ'_{max}	$M'_{\beta max}$	P'_{β}
25	0,4730	11°48'	0,0116	0,4831	12°35'	-0,0114	0,4846
30	0,4691	14°	0,0145	0,4835	14°55'	-0,0168	0,4856
35	0,4483	15°33'	0,0201	0,4653	17°44'	-0,0212	0,4706
40	0,4330	17°5'	0,0252	0,4529	20°22'	-0,0268	0,4620
45	0,4162	18°20'	0,0304	0,4384	23°	-0,0325	0,4520
50	0,3977	19°20'	0,0356	0,4215	26°2'	-0,0391	0,4430
60	0,3567	20°30'	0,0462	0,3808	31°15'	-0,0516	0,4170
90	0,2122	18°48'	0,0778	0,2220	49°40'	-0,0780	0,3280
Grad	$\cdot \rho R$		$\cdot \rho R^2$	$\cdot \rho R$		$\cdot \rho R^2$	$\cdot \rho R$

Bei den Bogen mit großen Mittelpunktswinkeln sind diese Ergebnisse nur richtig, wenn die Dachneigung nicht dem Bogen folgt, weil sonst auf den steilen, nahe den Kämpfern gelegenen Bogentheilen der Schnee nicht liegen bleibt. Für die meist üblichen Anordnungen aber sind die Tabellenwerthe richtig. Man sieht, daß die größten Momente auf der nicht belasteten Seite stattfinden. Der Vergleich mit der Tabelle unter 1 lehrt ferner, daß mit Ausnahme des Werthes $\alpha = 90$ Grad für alle Bogen die einseitige Schneelast ungünstiger ist, als die beiderseitige; nur für den Halbkreisbogen und die diesem nahe kommenden Bogen ist volle Schneelast die ungünstigere.

4) Belastung durch Winddruck. Da beide Kämpfer hier als fest gelten, so ist nur der Fall in das Auge zu fassen, welcher in der Eingangs erwähnten Schrift zuerst behandelt ist, daß nämlich die Belastung durch Wind von der Seite des festen Auflagers statfinde. Man erhält für die Windbelastung der einen Seite die lothrechten und wagrechten Seitenkräfte der Auflagerdrücke (Fig. 341):

$$D_0 = \frac{Ra}{2} \left(\frac{2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right),$$

$$D_1 = \frac{Ra}{4} \left(\frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right),$$

$$H_w - H'_w = \frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha),$$

$$H_w = \frac{BaR}{2C},$$

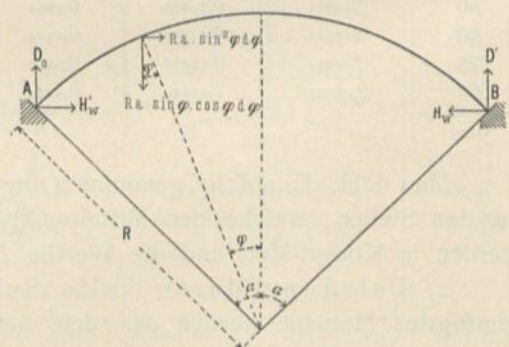
in welcher Gleichung C denselben Werth hat, wie auf S. 135, und

$$B = \frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha + \frac{\alpha^2}{4} + \alpha^2 \cos^2 \alpha - \frac{5}{2} \alpha \cos \alpha \sin \alpha$$

bedeutet. Abkürzungsweise werde $\frac{B}{2C} = \rho$ gesetzt; alsdann ist

$$H_w = \rho a R.$$

Fig. 341.



Man erhält für die verschiedenen Werthe α die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werthe.

α	B	C	$\rho = \frac{B}{2C}$
25°	0,00065	0,00407	0,0795
30°	0,00189	0,00996	0,0950
35°	0,00468	0,02112	0,1108
40°	0,01019	0,04028	0,1260
45°	0,02010	0,07080	0,1420
50°	0,03671	0,11658	0,1574
60°	0,10219	0,27176	0,1880
90°	0,86685	1,57080	0,2760

Aus dieser Tabelle können nun leicht die wagrechten Seitenkräfte H_w und H'_w , welche von den Bogen auf die Seitenmauern als Schub übertragen werden, entnommen und mit den lothrechten Seitenkräften A und B zusammengesetzt werden.

Die größten durch den Winddruck an den beiden Seiten erzeugten Momente finden bezw. in den zu den Mittelpunkts winkeln φ_{max} und ψ_{max} gehörigen Bogenpunkten statt; dieselben haben die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werthe.

α	Windseite			Vom Winde abgewendete Seite		
	φ_{max}	M_{wmax}	P	ψ_{max}	M'_{wmax}	P
25	16°	0,0032	0,0753	11°26'	-0,0023	0,0811
30	18°40'	0,0055	0,0878	13°46'	-0,0039	0,0978
35	21°50'	0,0090	0,0997	16°06'	-0,0058	0,1150
40	24°50'	0,0135	0,1096	18°26'	-0,0093	0,1330
45	27°50'	0,0192	0,1190	20°42'	-0,0135	0,1520
50	31°	0,0264	0,1257	23°02'	-0,0186	0,1710
60	36°45'	0,0459	0,1320	27°44'	-0,0328	0,2120
90	53°07'	0,1620	0,0900	42°10'	-0,1224	0,3700
Grad		$\cdot R^2 a$	$\cdot R a$		$\cdot R^2 a$	$\cdot R a$

Die an den Maximal-Momentstellen auftretenden Axialkräfte P sind in obige Tabelle gleichfalls aufgenommen.

Für andere Werthe von α , als die in die Tabellen aufgenommenen, genügt es, zu interpoliren; doch macht auch eine genaue Berechnung nach den Formeln der erwähnten Arbeit keine Schwierigkeit.

Beispiel. Es soll ein Bogendach von 16 m Stützweite zwischen den Kämpfern construiert werden; die Bogenform soll ein Halbkreis vom Halbmesser $R = 8$ m sein. Das Dach ist nach aufsen als Satteldach ausgebildet mit der Dachneigung $\frac{h}{L} = \frac{1}{4}$; das Dach ist mit Pappe gedeckt. Das Eigengewicht auf das Quadr.-Meter Grundfläche wird zu $g = 60$ kg angenommen.

1) Eigengewicht für 1 lauf. Met. Dachlänge:

$$H_g = 0,4244 g R = 0,4244 \cdot 60 \cdot 8 = \infty 204 \text{ Kilogr.};$$

$$A = B = 8 \cdot 60 = 480 \text{ Kilogr.};$$

$$M'_{gmax} = -0,09006 g R^2 = -0,09006 \cdot 60 \cdot 64 = -345,83 \text{ Kilogr.-Met.} = -34583 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

2) Belastung durch Schnee. Volle Schneelast erzeugt ein größeres Moment ($-0,09006 \rho R^2$),

als einseitige Schneelast ($-0,078 p R^2$). Es soll also erstere der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Man erhält, wenn $p = 75 \text{ kg}$ ist,

$$H_p = 0,4244 p R = 0,4244 \cdot 75 \cdot 8 = \infty 255 \text{ Kilogr.};$$

$$A = B = 8 \cdot 75 = 600 \text{ Kilogr.};$$

$$M_p^{max} = -0,09006 p R^2 = -0,09006 \cdot 75 \cdot 64 = -432,29 \text{ Kilogr.-Met.} = -43229 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

3) Belastung durch Winddruck. Der Winddruck für das Quadr.-Met. senkrecht getroffener Fläche sei $a = 120 \text{ kg}$. Dann ist

$$H_w = \rho a R = 0,276 \cdot 120 \cdot 8 = \infty 265 \text{ Kilogr.};$$

$$H'_w = -\frac{R a}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + H_w = -\frac{8 \cdot 120}{2} 1,57 + 265 = -489 \text{ Kilogr.};$$

$$H_w = -489 \text{ Kilogr.};$$

$$A = \frac{8 \cdot 120}{4} = 240 \text{ Kilogr.}, \text{ und } B = \frac{8 \cdot 120}{4} = 240 \text{ Kilogr.}$$

Das größte Moment findet auf der Windseite statt; dasselbe ist positiv; da aber das durch Eigengewicht und Schneedruck erzeugte Maximalmoment nahe bei dieser Stelle negativ ist, so hebt es sich mit dem positiven Windmoment zum Theile auf. Gefährlicher ist demnach das negative Windmoment auf der vom Winde abgewendeten Seite, welches sich mit den negativen Momenten durch Eigengewicht und Schnee addirt. Dasselbe ist

$$M_w^{max} = -0,1224 R^2 a = -0,1224 \cdot 64 \cdot 120 = -940 \text{ Kilogr.-Met.} = -94000 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

4) Querschnittsbestimmung. Nimmt man nun, etwas ungünstiger als in Wirklichkeit, an, daß alle Größtmomente an demselben Bogenpunkte stattfinden, und addirt sie einfach, so erhält man als ungünstigstenfalls auftretendes Größtmoment:

$$M_g + M_p + M_w = -(34583 + 43229 + 94000) = -171812 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

also

$$M_{max} = -171812 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dieses Maximalmoment kommt auf die Dachlänge von 1 m. Bei einem Binderabstande e entfallen auf jeden Binder e Met. Dachlänge; das von einem Binder aufzunehmende Moment ist alsdann (e in Met. einzuführen)

$$M_{max} = -171812 e \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Ist der Binderabstand $e = 3 \text{ m}$, so wird (absolut genommen)

$$M_{max} = 515436 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

und ohne Rücksicht auf die Axialkraft muß

$$\frac{f}{a} = \frac{M_{max}}{K}$$

sein. K kann hier wegen der nur ganz ausnahmsweise gleichzeitig auftretenden ungünstigsten Belastungen ziemlich hoch angenommen werden; wir setzen $K = 120 \text{ Kilogr.}$ für 1 qcm und nehmen den Querschnitt rechteckig mit der Breite b und der Höhe h an. Dann wird

$$\frac{b h^2}{6} = \frac{515436}{120} \text{ und } h^2 = \frac{515436}{120} \cdot \frac{6}{b} = \frac{25771}{b}.$$

Ist $b = 20 \text{ cm}$, so wird

$$h^2 = \frac{25771}{20} = 1288 \text{ und } h = 35,9 = \infty 36 \text{ Centim.}$$

Man kann also den Bogen aus 9 über einander gelegten Lagen von je 4 cm starken und 20 cm breiten Brettern construiren.

5) Wirkung des Dachbinders auf die Seitenstützen. Die verschiedenen Belastungen rufen in den Kämpferpunkten Stützendrücke hervor, deren wagrechte, bzw. lothrechte Seitenkräfte auf Grund vorstehender Rechnungen in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind, wenn e den Binderabstand (in Met.) bezeichnet.

Belastungsart	Linker Kämpfer		Rechter Kämpfer	
	D_0	H	D'	H
Eigengewicht . . .	480 e	204 e	480 e	204 e
Volle Schneelast . .	600 e	255 e	600 e	255 e
Winddruck links . .	240 e	-489 e	240 e	265 e
Winddruck rechts .	240 e	265 e	240 e	-489 e

K i l o g r.

Die wagrechte Seitenkraft des bei linksseitigem Winddruck im linken Kämpfer entstehenden Druckes ist nach außen gerichtet; dies bedeutet das Minuszeichen. Da nun, nach dem Gesetze von Wirkung und Gegenwirkung, der auf die Stütze vom Binder ausgeübte Druck stets demjenigen genau entgegengesetzt wirkt, welcher von der Stütze auf den Binder wirkt, so erstrebt der von links kommende Winddruck Umsturz der linksseitigen Mauer nach innen. Ungünstigste Stützenbeanspruchung findet demnach bei der angenommenen Belastung auf der rechten Seite statt, wo die wagrechten durch alle drei Belastungen erzeugten Seitenkräfte in gleichem Sinne wirken, d. h. auf die Binder nach innen, auf die Stützen nach außen. Die ungünstigsten Werthe der Seitenkräfte sind:

$$\Sigma(D_1) = (480 + 600 + 240) e = 1320 e.$$

$$\Sigma(H_{rechts}) = (204 + 255 + 265) e = 724 e.$$

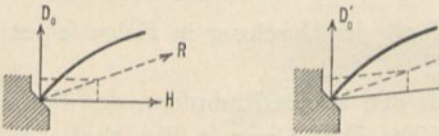
Daraus kann nun in einem jeden Falle leicht das Umsturzmoment bestimmt und die Stabilität des Mauerfeilers ermittelt werden. Nur kurz erwähnt zu werden braucht, dafs bei von rechts kommender Windbelastung der linke Kämpfer in derselben Weise wirkt, wie oben der rechte.

Bei voller Schneebelastung, ohne Winddruck, ergibt sich

$$\Sigma(H_{links}) = \Sigma(H_{rechts}) = 459 e \quad \text{und} \quad \Sigma(D_0) = \Sigma(D_1) = 1080 e.$$

Die gefährlichen wagrechten Schubkräfte, so weit sie nicht von den Winddrücken herkommen, kann man von den Seitenstützen durch eiserne Durchzüge fern halten, welche die beiden Kämpfer oder zwei über den Kämpfern symmetrisch zur lothrechten Mittelaxe gelegene Bogenpunkte verbinden. Man verwandelt durch diese Eisenstäbe eigentlich das Sprengwerksdach in ein Balkendach; denn nunmehr heben sich die wagrechten Seitenkräfte der Kämpferdrücke gegenfeitig auf, und es bleiben nur die lothrechten Auflagerdrücke. Dennoch mufs der Sprengwerks-, bzw. Bogenbinder wie ein Sprengwerk, bzw. Bogen berechnet werden; denn für den Dachbinder selbst macht es keinen grundlegenden Unterschied, ob die schiefe Auflagerkraft R als Mittelkraft der von der Stütze geleisteten Seitenkräfte H und D_0 auftritt oder als Mittelkraft des lothrechten Stützendruckes D_0' und der Stabspannung S (Fig. 342). Die Binder der Sprengwerksdächer mit Durchzug können also ebenfalls hier mit behandelt werden.

Fig. 342.



Auf die Stützpunkte der Binder werden nach Vorstehendem nur lothrechte Kräfte und die durch den Winddruck erzeugten wagrechten Seitenkräfte übertragen. Dieselben werden berechnet, wie bei den Balkendächern¹⁶⁸⁾ angegeben ist. Eine Ungewissheit erhebt sich dadurch, dafs nicht, wie dort angenommen ist, bei den Holzdächern ein Auflager als beweglich ausgeführt wird. Man kann für überschlägliche Rechnungen annehmen, dafs jedes der beiden Auflager die Hälfte der wagrechten Seitenkraft des gefamnten Winddruckes übernimmt.

Was den Bogen anbelangt, so berechne man, wie bei den Bogen ohne Durchzug gezeigt worden ist; die wagrechte Kraft H , welche am Kämpfer wirkend dort vom Seitenmauerwerk auf den Bogen übertragen wurde, wirkt hier als Seitenkraft der Spannung des Durchzuges. Dabei wird die elastische Formänderung des Durchzuges unberücksichtigt gelassen, was hier unbedenklich zulässig ist. Aus der Gröfse des Werthes H , der demnach als bekannt angenommen werden kann, erhält man nun leicht die Spannung im Durchzuge.

Es sei (Fig. 343) für irgend eine Belastungsart R die Mittelkraft, welche von der Stütze geleistet werden mufs, d. h. die Mittelkraft der oben mit D_0 , bzw. H bezeichneten Seitenkräfte; alsdann mufs R durch den lothrechten Auflagerdruck, der

110.
Sprengwerks-
bogen mit
Durchzügen.

111.
Berechnung.

¹⁶⁸⁾ Siehe Theil I, Band 2, zweite Hälfte (Art. 416, S. 380; 2. Aufl.: Art. 205, S. 187) dieses »Handbuches«.

hier mit D_0' bezeichnet werde, und durch die Spannung S_0 des nächsten Stabes vom Durchzuge geleitet werden. Da H und D_0 bekannt sind, so auch R , und man sieht leicht, daß stattfindet:

$$S_0 = \frac{H}{\cos \gamma_0} \quad \text{und} \quad D_0' = D_0 - H \operatorname{tg} \gamma_0.$$

Für $\gamma_0 = 0$ wird $S_0 = H$ und $D_0' = D_0$.

Die Spannungen der einzelnen Stäbe des Durchzuges und der lothrechten Hängestäbe folgen leicht aus den Gleichgewichtsbedingungen an den Knotenpunkten des Durchzuges. Es ist

$$S_1 = \frac{H}{\cos \gamma_1}, \quad S_2 = \frac{H}{\cos \gamma_2};$$

$$V_1 = H(\operatorname{tg} \gamma_0 - \operatorname{tg} \gamma_1), \quad V_2 = H(\operatorname{tg} \gamma_1 - \operatorname{tg} \gamma_2).$$

Die vieleckige Form des Durchzuges hat zur Folge, daß in den Anschlußpunkten der Hängestäbe an den Bogen auf diesen die Spannungen dieser Stäbe als Lasten übertragen werden; dadurch wird die Rechnung verwickelter. Die Kräfte V sind aber bei geringem Pfeil des Durchzuges so klein, daß man dieselben für die Berechnung des Bogens unbeachtet lassen kann.

Wenn der Durchzug wagrecht ist, so sind

$$S_0 = S_1 = S_2 \dots = H \quad \text{und} \quad V_1 = V_2 = V_3 \dots = \text{Null}.$$

Man ordne aber doch einige Hängestäbe an, da sonst der Durchzug in Folge seines Gewichtes etwas durchhängt.

Der Durchzug wird am zweckmäßigsten nach den beiden Kämpfern, den Fußpunkten des Bogens geführt (vergl. die schematische Darstellung in Fig. 344). In Fig. 345¹⁶⁹⁾ u. 346¹⁷⁰⁾ sind zwei Dachstühle dargestellt, in denen außer von den Kämpferpunkten aus auch noch von den höher gelegenen Bogenpunkten C und D aus Verbindungsstäbe auslaufen. Dadurch wird die Kraftwirkung unklar. Diese Stäbe CI und IID dienen wohl dazu, den Schub der auf die Bogen gelegten besonderen Gurtungsparren aufzuheben; man lasse sie bei C und D um den Bogen herumgreifen und nach C' , bzw. D' laufen. Die Spannung in AI ist nach Vorstehendem leicht zu finden; aus derselben ergeben sich diejenigen in III . Zu der Spannung in III , welche hierdurch erzeugt wird, kommt noch diejenige hinzu, welche in $C'I$ herrscht.

Die in Fig. 337, 338 u. 339 (S. 133) vorgeführten Bogendächer, bei denen der Bogen als ein Gitterwerk gebildet ist, können auch mit Durchzügen hergestellt werden.

Fig. 343.

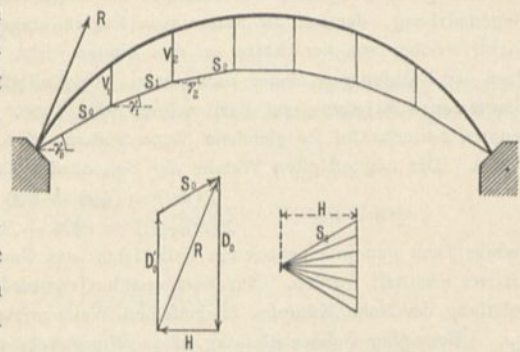
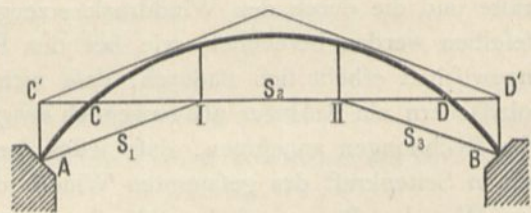


Fig. 344.

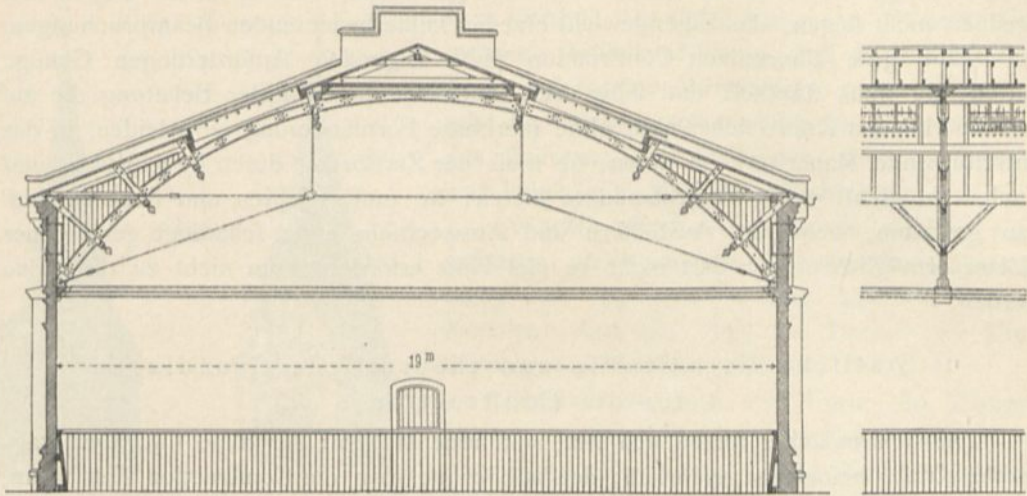


112.
Verschiedene
Constructions.

¹⁶⁹⁾ Nach freundlichen Mittheilungen des Herrn Professor *Manhot* in Frankfurt a. M. — Vergl. auch: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 117.

¹⁷⁰⁾ Nach: Deutsche Bauz. 1893, S. 577.

Fig. 345.

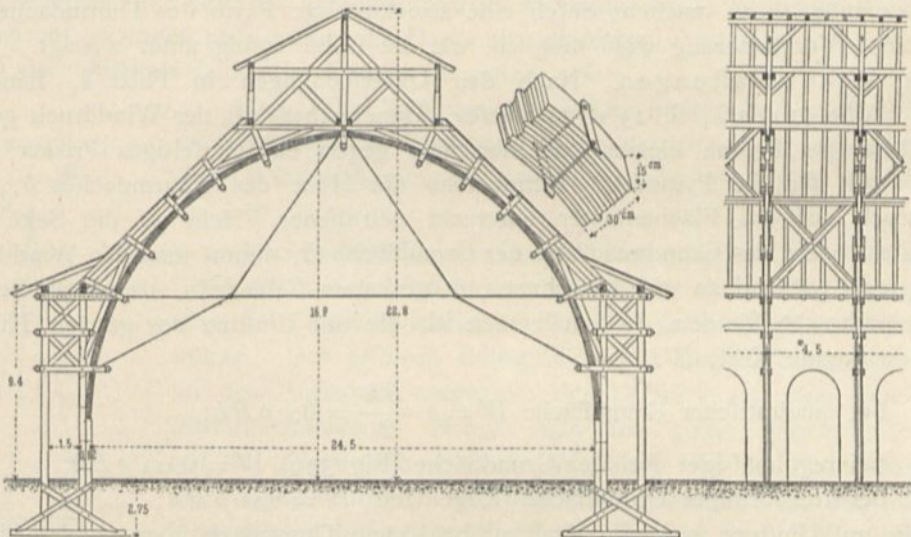


Vom Taterfall zu Mannheim 1669).

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

Arch.: Manhot.

Fig. 346.



Von der Fethalle für das Mittelrheinische Turnfest zu Darmstadt 1893 170).

$\frac{1}{375}$ n. Gr.

28. Kapitel

Hölzerne Thurmdächer, Zelt- und Kuppeldächer.

a) Hölzerne Thurmdächer.

Thurmdächer sind steile Zeltedächer über quadratischer oder achteckiger, auch wohl kreisförmiger, felten über einer anders geförmten Grundfläche. Dieselben

werden hauptsächlich durch den Winddruck gefährdet; Schnee bleibt wegen der Steilheit nicht liegen; das Eigengewicht erzeugt keine bedeutenden Beanspruchungen.

Eine gute Thurmdach-Construction muß folgenden Anforderungen Genüge leisten: sie muß standfest und fähig sein, auch bei ungünstigster Belastung die auf sie einwirkenden Kräfte sicher und, ohne merkbare Formänderung zu erleiden, in das unterstützende Mauerwerk zu leiten; sie muß der Zerstörung durch Feuchtigkeit und Faulen möglichst wenig Angriffspunkte bieten; sie muß leichten und sicheren Aufbau gestatten, bequemes Ausbessern und Auswechseln etwa schadhafte gewordener Hölzer ermöglichen; sie darf nicht zu viel Holz erfordern, um nicht zu theuer zu werden.

1) Statistische Verhältnisse und theoretische Grundlagen für die Construction.

114.
Kräfte.

Die Thurmdächer setzen sich stets auf hohe Mauern; für diese sind aber wagrechte Kräfte besonders gefährlich; deshalb ordne man die Construction stets so an, daß die wagrechten Kräfte möglichst gering werden. Dem gemäß sind Sprengwerks-Constructionen, welche stets auch wagrechte Kräfte auf die Mauern übertragen, hier ausgeschlossen. Die schiefen Windkräfte haben allerdings stets wagrechte auf die Construction wirkende Seitenkräfte, die man nicht fortschaffen kann. Man muß aber suchen, diese gefährlichen Seitenkräfte und ihr Umsturzmoment so klein wie möglich zu machen; durch eine zweckmäßige Form des Thurmdaches ist eine solche Verkleinerung wohl möglich, wie die Ueberlegung unter α zeigt.

115.
Wind-
belastungen.

α) Windbelastungen. Nach den Untersuchungen in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (2. Aufl., S. 23 u. 24) dieses »Handbuches« ist der Winddruck gegen ein achtseitiges Prisma kleiner, als derjenige gegen ein vierseitiges Prisma; das Gleiche gilt für die Pyramide. Nennt man die Höhe des Thurmdaches h , den Winddruck auf das Flächenmeter senkrecht getroffener Fläche p , die Seite des Quadrates, bzw. des Grundquadrates der Grundfläche B , nimmt man den Winddruck als wagrecht wirkend an und berechnet (mit geringem Fehler) so, als ob die Seitenflächen lothrecht ständen, so erhält man als die auf Umsturz des ganzen Thurmdaches wirkende Kraft W :

$$\text{bei quadratischer Grundfläche } W = p \frac{Bh}{2} = 0,5 p Bh;$$

$$\text{bei regelmäßiger Achteck-Grundfläche (Fig. 349) } W = 0,414 p Bh;$$

$$\text{bei kreisförmiger Grundfläche (Kegeldach) } W = 0,39 p Bh;$$

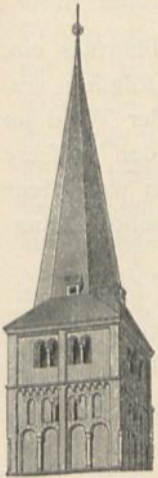
d. h. die auf Umsturz wirkende Kraft ist bei einem Thurmdach über regelmäßigem Achteck um etwa 17 Procent und bei einem Kreis Kegeldach um etwa 22 Procent geringer, als bei einem Dach über quadratischer Grundfläche (Höhe und untere Breite als gleich angenommen).

Bei dreieckiger Seitenfläche des Thurmdaches liegt die Mittelkraft der Windkräfte in ein Drittel der Höhe über der Grundfläche; das Umsturzmoment ist dann:

$$M_{\text{Umsturz}} = W \frac{h}{3}.$$

Eine Verkleinerung des Umsturzmoments kann sowohl durch Verringerung von W , wie auch von h erreicht werden; die letztere Verkleinerung, d. h. eine tiefere Lage von W wird durch Verbreitern der Grundfläche und Anwendung verschiedener Dachneigungen in den verschiedenen Theilen des Thurmdaches erzielt. Eine solche in

Fig. 347.



Von der Kirche zu Schwarzhof (171).

Fig. 348.



Von der reformirten Kirche zu Interburg (172).

Fig. 347¹⁷¹⁾ dargestellte Anordnung hat neben dem Vortheil der tiefen Lage von W noch den weiteren statischen Vorzug, dass die den unteren Theil belastenden Winddrücke grössere Winkel mit der Wagrechten einschliessen, als die auf den steileren Theil wirkenden; sie sind kleiner und haben eine günstigere Richtung.

Statisch günstig ist auch die vielfach ausgeführte, architektonisch sehr wirkfame Anordnung von vier Giebeln (Fig. 348¹⁷²⁾); durch dieselben wird ein Theil des Daches der Einwirkung des Windes entzogen.

Endlich ist auch eine Form des Thurmdaches zweckmässig, bei welcher dasselbe eine über Ecke gestellte vierseitige Pyramide bildet, deren Kanten nach den Spitzen der vier Giebel laufen; diese sog. Rhombenhaube (Rautenhaube) ist günstiger, als die einfache Pyramide, deren

Kanten nach den Ecken des Grundquadrats laufen. Die grösste auf Umkanten wirkende Windkraft in der Diagonalebene ist allerdings genau so gross, wie die in der Mittelebene des Thurmes ungünstigstenfalls wirkende; beide sind aber annähernd 30 Procent geringer, als wenn das Dach als vierseitige Pyramide mit nach den Ecken des Quadrats laufenden Kanten hergestellt wäre.

Den Winddruck auf das Flächenmeter senkrechter Thurmschnittsfläche setze man $p = 200 \text{ kg}$ für 1 qm ; an besonders dem Wind ausgesetzten Stellen rechne man mit $p = 250 \text{ kg}$ für 1 qm .

β) Standficherheit des Thurmhelms. Für die Standficherheit muss zunächst verlangt werden, dass nicht das Thurmdach als Ganzes seitlich verschoben oder umgekippt werden könne. Der ersteren Bewegung wirkt der Reibungswiderstand an den Auflagern entgegen, der Drehung um eine Kante das Stabilitätsmoment. Nennt man die ganze ungünstigstenfalls auf das Thurmdach wirkende Windkraft W , die Höhe des Angriffspunktes dieser Kraft über der Grundfläche ρ , den auf das Thurmkreuz wirkenden Winddruck W_0 und seine Höhe über der Thurmspitze e_0 , so ist das Umsturzmoment (Fig. 349)

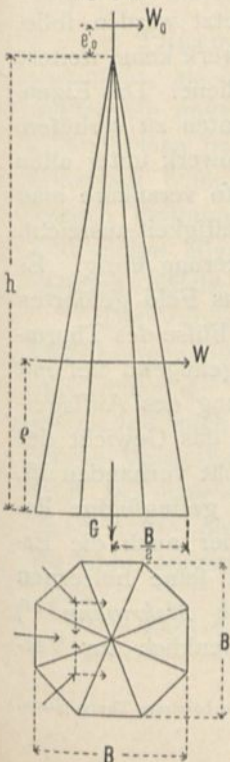
$$M_{\text{Umsturz}} = W_0 + W_0 (h + e_0);$$

ρ ist meistens nahezu gleich $\frac{h}{3}$. Das Stabilitätsmoment ist, wenn man das Gewicht des Thurmdaches mit G und die Breite der Grundfläche mit B bezeichnet,

$$M_{\text{Stab}} = \frac{GB}{2}.$$

116.
Standficherheit
des
Thurmhelms.

Fig. 349.



171) Facf.-Repr. nach: DOHME, R. Geschichte der deutschen Baukunst. Berlin 1890. S. 68.

172) Facf.-Repr. nach: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 451.

Damit stets ausreichende Sicherheit gegen Umkanten vorhanden sei, mache man das Stabilitätsmoment grösser, als das Umsturzmoment jemals werden kann.

Der ungünstigste Fall tritt unmittelbar vor der Fertigstellung des Thurmes ein, wenn die Dachdeckung noch nicht aufgebracht, das Thurmgewicht folglich verhältnissmässig klein ist. Falls auch die Verschalung noch fehlt, kann der Wind im Zimmerwerk, in den Balkenlagen und ihren Abdeckungen unter Umständen grössere Angriffsflächen finden, als nachher; jedenfalls berechne man den Thurm wenigstens so, dass er ohne Dachdeckung, aber mit Lattung oder Schalung ausreichende Sicherheit gegen Umsturz und Verschieben bietet.

Soll ein frei auf das Thurmmauerwerk gesetztes Thurmdach nicht seitlich verschoben werden, so muss die grösste wagrechte Windkraft kleiner sein, als der Reibungswiderstand an den Auflagern. Der Reibungs-Coefficient kann zu 0,5 bis 0,6 angenommen werden; es muss demnach

$$W + W_0 < 0,5 G$$

sein.

Wenn das Eigengewicht des Thurmes die verlangte Standfestigkeit nicht liefert, so bleibt nichts übrig, als das Thurmdach mit dem Thurmmauerwerk zu verankern.

117.
Verankerung
des
Thurmhelms.

Die Frage, ob eine Verankerung nothwendig oder auch nur zulässig sei, wird ganz verschieden beantwortet. Früher galt es als ausgemacht, dass man eine Verankerung des Thurmhelms im Mauerwerk vermeiden müsse, weil durch eine solche das Mauerwerk gezwungen würde, an den Bewegungen des Thurmdaches theilzunehmen, was dem Mauerwerk über Kurz oder Lang schädlich werden müsse. Auch verwies man auf die aus alter Zeit stammenden, nicht verankerten Thürme, welche sich gut gehalten haben. *Moller* schreibt bestimmt vor¹⁷³⁾, dass das Zimmerwerk der Thurmspitze unmittelbar auf den oberen Theil der Mauer gesetzt werden solle, so dass die Holz-Construction ganz für sich bestehe und das Mauerwerk keine weitere Verbindung mit ersterer habe, als dass es derselben zur Unterlage diene. Das Eigengewicht der Dach-Construction muss alsdann genügen, um ein Kanten zu verhüten.

Andererseits muss aber doch verlangt werden, dass das Bauwerk unter allen Umständen standfest sei. Genügt hierzu das Eigengewicht nicht, so verankere man oder vermindere die Höhe so weit, bis das Gewicht für die Standfestigkeit ausreicht. Letzteres ist vielfach nicht möglich; folglich bleibt nur die Verankerung übrig. Es fragt sich nun, ob denn wirklich die gegen die Verankerung in das Feld geführten Bedenken so schwer wiegend sind. Die gefürchtete Bewegung der Füsse des Thurmhelms kann dann nicht eintreten, wenn man dieselben fest und genügend tief mit dem Mauerwerk verankert; es kann sich stets nur um Verringerung des Auflagedruckes handeln, der auch negativ werden kann und dann durch das Gewicht des angehängten Mauerwerkes aufgehoben wird. So lange Gleichgewicht vorhanden ist, werden keine oder höchstens durch die Elasticität bedingte, sehr geringfügige Bewegungen eintreten, welche dem Mauerwerk nicht schaden. Aber auch die Erfahrung spricht nicht gegen die Verankerung. *Otzen* verankert seine hölzernen Thurmhelme ohne nachtheilige Ergebnisse; nach Mittheilung von *Mohrmann*¹⁷⁴⁾ greift auch der Altmeister der Gothik, *Haase*, neuerdings unbedenklich zur Ver-

¹⁷³⁾ In: MOLLER, G. Beiträge zu der Lehre von den Constructionen: Ueber die Construction hölzerner Thurmspitzen. Darmstadt und Leipzig 1832—44.

¹⁷⁴⁾ In: Deutsche Bauz. 1895, S. 394.

ankerung hölzerner Thurmdächer. Endlich ist auch nicht einzusehen, warum es zulässig sein soll, eiserne Thürme zu verankern, ohne für das Mauerwerk schlimme Folgen zu befürchten, während dies für Holzthürme unzulässig sei. Auch kann man auf die hohen eisernen Viaductpfeiler hinweisen, welche stets verankert werden, ohne dass man Befürchtungen für das Mauerwerk des Unterbaues hegt. Wenn aber auf die alten Thürme hingewiesen wird, welche unverankert Stand gehalten haben, so ist zu bemerken, dass diese ein nicht unbedeutend größeres Eigengewicht hatten; sie enthielten theilweise mehr Holz und vor Allem schwereres Holz, da sie meist aus Eichenholz hergestellt wurden, während heute das leichtere Tannenholz die Regel bildet.

Nach dem Vorstehenden kann der Verfasser sich nur für die Verankerung der hölzernen Thurmhelme aussprechen; dieselbe muss im Stande sein, auch bei ungünstigsten Kräftewirkungen die Standfestigkeit zu erhalten.

Bereits oben ist bemerkt, dass man den Winddruck zu 200 kg (bezw. 250 kg) für 1 qm lothrechten Thurmschnittes setzen soll, dass ferner der Zustand des noch nicht gedeckten, aber bereits verschalten oder verlatteten Thurmes der Rechnung zu Grunde zu legen ist. Man bestimme nun die Verankerung so, dass das Stabilitätsmoment, einschliesslich des Moments des an den Ankern hängenden Mauergewichtes, wenigstens doppelt so groß ist, als das Umsturzmoment¹⁷⁵⁾.

Von grosser Bedeutung für die Standfestigkeit ist das Verhältniss der Pyramidenhöhe h zur Breite B der Grundfläche (die Bezeichnungen entsprechen denjenigen in Fig. 349, S. 143). Dasselbe ist in erster Linie von architektonischen Erwägungen abhängig; doch dürfte es sich empfehlen, auch die statischen Verhältnisse in Betracht zu ziehen und allzu grosse Höhen zu vermeiden. Die Ausführungen zeigen die Verhältnisse $\frac{h}{B} = 3$ bis $4\frac{1}{2}$, ausnahmsweise auch wohl bis $\frac{h}{B} = 5$.

γ) Thurm-Fachwerk; Allgemeines. Es genügt nicht, dass die Thurm-
pyramide, als Ganzes betrachtet, stabil sei; auch die einzelnen Theile derselben
müssen ein unverrückbares Fachwerk bilden, welches die an beliebigen Stellen auf-
genommenen belastenden Kräfte sicher und ohne merkliche Formänderungen in den
Unterbau befördert; sie muss ein geometrisch bestimmtes, wo möglich auch ein
statisch bestimmtes Fachwerk sein. Um Klarheit über den Aufbau zu bekommen,
sind einige allgemeine Untersuchungen über das räumliche Fachwerk hier vorzu-
nehmen, welche sowohl für die Holzthürme, wie für die Eifenthürme Geltung haben.

Die Voraussetzungen, welche hier gemacht werden, sind allerdings bei den Holzthürmen nicht ganz erfüllt; insbesondere ist die Annahme der gelenkigen Knotenverbindung der Fachwerkstäbe nicht genau. Dennoch sind die nachfolgenden Untersuchungen auch für die Holzthürme nicht werthlos. Wenn sich ergibt, dass (für unsere Voraussetzungen) das Thurm-Fachwerk bei der einen Anordnung der Stäbe labil, bei einer etwas geänderten Stabanordnung aber stabil sein würde, so wird man zweckmässig die zweite Anordnung vorziehen. Denn es ist stets misslich, sich auf die unbekanntenen Hilfskräfte zu verlassen, welche auftreten, weil die Voraussetzungen

128.
Thurm-
Fachwerk.

¹⁷⁵⁾ Siehe auch: LODEMANN. Verankerung der Thurmhelme mit dem Mauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 481.
SEIBERTS. Der Absturz des Thurmhelms an der St. Matthiaskirche zu Berlin. Deutsche Bauz. 1895, S. 382.

RINCKLAKE, MOHRMANN. Ueber dasselbe. Deutsche Bauz. 1895, S. 393.

MARSHALL, CORNEHL. Ueber dasselbe. Deutsche Bauz. 1895, S. 477.

SEIBERTS. Desgl. Deutsche Bauz. 1895, S. 415.

nicht genau erfüllt sind, zumal wenn, wie hier, die rechnerische Ermittlung dieser Hilfskräfte eine äußerst umständliche und schwierige Arbeit ist. Da nun die folgenden Untersuchungen wegen der eisernen Thürme u. s. w. ohnehin vorgenommen werden müssen und auf die üblichen Thurm-Fachwerke ein klares Licht werfen, so dürfte für dieselben hier die geeignete Stelle sein.

Die Thurmhelme sind Raum-Fachwerke. Die einfachste Stützung eines Raum-Fachwerkes ist diejenige vermittels dreier Fußpunkte. Die sämtlichen Unbekannten der Auflagerdrücke dürfen die Zahl 6 nicht überschreiten, wenn die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen starrer Körper zu ihrer Ermittlung ausreichen sollen. Man muß nun, um sowohl eine wagrechte Verschiebung der ganzen Construction, als auch eine Drehung derselben um eine lothrechte Axe zu verhüten, ein Auflager fest, ein zweites in einer geraden Linie verschiebbar machen, während das dritte in der Stützebene frei beweglich sein kann. Der Auflagerdruck des festen Auflagers kann eine ganz beliebige Richtung annehmen, enthält also drei Unbekannte, als welche man zweckmäßig die drei Seitenkräfte einführt, welche sich bei rechtwinkliger Zerlegung des Auflagerdruckes nach drei Axen ergeben. Der Auflagerdruck des in einer Geraden verschiebbaren Lagers muß senkrecht zu der Geraden — der sog. Auflagerbahn — gerichtet sein, weil die in die Richtung dieser Linie fallende Seitenkraft, der Beweglichkeit wegen, stets Null ist; dieser Auflagerdruck enthält also nur zwei Unbekannte, nämlich die beiden Seitenkräfte in der zur Auflagerbahn senkrecht gerichteten Ebene. Im Auflagerdruck des dritten, in einer Ebene beweglichen Auflagers ist nur eine Unbekannte, die Größe der Kraft, enthalten; denn die Richtung ist diesem Auflagerdruck vorgeschrieben: er muß wegen der Beweglichkeit des Auflagers senkrecht zur Auflagerebene stehen.

Allgemein bedeutet nach Vorstehendem beim Raum-Fachwerk jedes feste Auflager drei Unbekannte (entspricht drei Auflagerbedingungen), jedes in einer Linie bewegliche Auflager zwei Unbekannte (entspricht zwei Auflagerbedingungen) und jedes in einer Ebene bewegliche Auflager eine Unbekannte (entspricht einer Auflagerbedingung). Wir werden weiterhin die drei Arten der Auflager kurz als Punktlager, Linienlager, Ebenenlager bezeichnen.

Im oben angenommenen Falle dreier Auflager, von denen je eines ein Punkt-, ein Linien- und ein Ebenenlager ist, enthalten also die Auflagerkräfte $3 + 2 + 1 = 6$ Unbekannte, für deren Ermittlung die Gleichgewichtslehre bekanntlich 6 Gleichungen bietet. Die Auflagerkräfte werden sich demnach nach den Gleichgewichtsbedingungen starrer Körper bestimmen.

Es müssen aber auch die Spannungen der einzelnen Stäbe des Raum-Fachwerkes für beliebige mögliche Belastungen ermittelt werden können. Am einfachsten kann dies geschehen, wenn das Fachwerk statisch bestimmt ist, d. h. wenn alle Stabspannungen aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können. Damit dies möglich sei, muß die Zahl der Stäbe zu derjenigen der Knotenpunkte in einem bestimmten Verhältnisse stehen.

Wir bezeichnen mit k die Anzahl der Knotenpunkte, s die Anzahl der Stäbe, p die Anzahl der festen Auflager (Punktlager), l die Anzahl der in Linien geführten Lager (Linienlager) und mit e die Anzahl der in Ebenen geführten Lager (Ebenenlager); alsdann ist die Zahl aller Unbekannten

$$s + 3p + 2l + e.$$

An jedem Knotenpunkte ergeben sich aus den drei Gleichgewichtsbedingungen drei

Gleichungen, also bei k Knotenpunkten erhält man $3k$ Gleichungen. Die Zahl der Unbekannten muß für statische Bestimmtheit gleich der Zahl der Gleichungen sein; mithin ist die Bedingung für statische Bestimmtheit:

$$s + 3p + 2l + e = 3k,$$

und wenn man abkürzungsweise die Zahl der Auflager-Unbekannten

$$3p + 2l + e = n \dots\dots\dots 7.$$

setzt, so wird $s + n = 3k$ und

$$s = 3k - n \dots\dots\dots 8.$$

Bei der obigen Annahme dreier Auflager, eines Punkt-, eines Linien- und eines Ebenenlagers war $p = 1$, $l = 1$ und $e = 1$, also $n = 3 + 2 + 1 = 6$; mithin muß für diesen Fall sein

$$s = 3k - 6 \dots\dots\dots 9.$$

Das einfachste räumliche Fachwerk ist das Tetraëder, welches 4 Knotenpunkte und 6 Stäbe hat; bei demselben ist thatsächlich $s = 3k - 6 = 3 \cdot 4 - 6 = 6$; dasselbe ist also ein statisch bestimmtes Fachwerk. Ein Punkt im Raume wird aber geometrisch bestimmt, wenn er durch Linien (Stäbe) mit 3 festen Punkten verbunden wird, welche mit ihm nicht in derselben Ebene liegen; alsdann findet auch eine zweifellose Zerlegung jeder auf diesen Punkt wirkenden Kraft auf Grund der Gleichgewichtsbedingungen statt. Man kann also durch allmähliches Anfügen von je einem Knotenpunkte und drei Stäben an den Grundkörper des Tetraëders ein geometrisch und statisch bestimmtes Raum-Fachwerk erhalten. Dies folgt auch aus der allgemeinen Gleichung 9. Nennt man die Zahl der zu einem statisch bestimmten Fachwerk hinzukommenden Knotenpunkte allgemein κ , diejenige der hinzukommenden Stäbe σ , so ist das entstehende Fachwerk statisch bestimmt, wenn stattfindet:

$$s + \sigma = 3(k + \kappa) - 6.$$

Es war aber auch $s = 3k - 6$, woraus folgt, daß für den Fall statischer Bestimmtheit

$$\sigma = 3\kappa.$$

sein muß.

Soll also das Fachwerk auch nach dem Hinzufügen der neuen Knotenpunkte statisch bestimmt bleiben, so muß stets die Zahl der hinzukommenden Stäbe 3-mal so groß sein, wie die Zahl der hinzukommenden Knotenpunkte. Für $\kappa = 1$ muß $\sigma = 3$ sein.

Die Anordnung eines Thurmes mit nur drei Fußpunkten ist nicht üblich; es sind aber auch Stützungen auf mehr als drei Füßen als statisch bestimmte, räumliche Fachwerke möglich. Dies könnte auffallen, wenn man bedenkt, daß nur dann die Auflagerdrücke eines Körpers mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden können, wenn die Zahl der Fußpunkte nicht größer als 3 ist. Bei einem Fachwerk aber kann man die Auflagerdrücke dennoch bestimmen, auch wenn die Zahl der in diesen enthaltenen Unbekannten größer als 6 ist; nur muß man dafür Sorge tragen, daß das Fachwerk selbst so viele weniger Stäbe, also Unbekannte, enthält, wie zu viel Unbekannte in den Auflagerdrücken sind. Selbstverständlich darf man nicht beliebige Stäbe entfernen und muß in jedem Falle genau untersuchen, ob das entstehende Fachwerk statisch und geometrisch bestimmt ist oder nicht. Ähnliche Anordnungen sind beim ebenen Fachwerk vorhanden, so bei den Bogenträgern mit 3 Gelenken, den Auslegerträgern etc. Man muß also auch hier, wegen der hinzukommenden Auflagerunbekannten, neue Bedingungen durch die Construction schaffen. Nachstehend sollen die beiden wichtigsten Fälle des vier-

feitigen und des achtseitigen Thurm-Fachwerkes in dieser Hinsicht besprochen werden.

119.
Vierseitige
Thurm-
pyramide.

δ) Vierseitige Thurmpyramide. Die vier Fußpunkte derselben seien A, B, C, D (Fig. 350); einer davon, etwa A , sei fest, ein zweiter, B , sei in einer Linie, etwa XX , die beiden anderen in der Ebene $ABCD$ beweglich. Die Auflagerdrücke enthalten also $n = 3 + 2 + 1 + 1 = 7$ Unbekannte. Geht man wieder vom Tetraëder aus und legt das Dreieck ABC zu Grunde, wobei A mit 3, B mit 2 und C zunächst mit einer Auflagerbedingung, so sind alle drei Punkte in der Ebene genau durch die Auflagerbedingungen und die Längen der Dreiecksseiten bestimmt, wenn nicht etwa die Auflagerbahn XX des Punktes B senkrecht zu AB gerichtet ist. Der Punkt I in einer über ABC liegenden Ebene wird nunmehr durch die drei Stäbe AI, BI und CI geometrisch bestimmt. Das erhaltene Tetraëder ist geometrisch und statisch bestimmt. Verbindet man nunmehr den vierten Fußpunkt D mit 2 Punkten, etwa mit B und C , in derselben Ebene, so wird auch D geometrisch fest gelegt, da dieser Punkt in der Ebene $ABCD$ bleiben muß; der dritte Stab, welcher eigentlich erforderlich wäre, um C fest zu legen, wird durch die Auflagerbedingung bei D ersetzt. Daraus folgt, daß, wie die Spannung dieses (nicht angeordneten) Stabes stets bekannt wäre, wenn D kein Auflagerpunkt wäre, so auch der Auflagerdruck bei D stets nach statischen Gesetzen ermittelt werden kann. D ist als in der Ebene $ABCD$ beweglich zu construiren. (Man kann auch, wie dies mehrfach geschehen ist, für die Untersuchung den Auflagerdruck durch einen gedachten Stab ersetzen). Für das Fachwerk mit 4 Stützpunkten nach Fig. 350 ist also die Zahl der Auflagerunbekannten $n = 7$, die Zahl der Stäbe s und die Zahl der Knotenpunkte k ; also muß für den Fall statischer Bestimmtheit

$$s + 7 = 3k \text{ oder } s = 3k - 7$$

sein. Man kann nun Knotenpunkt 2 mit 1, B, D , Punkt 3 mit 2, D, C und Punkt 4 mit 3, C, I verbinden und erhält so das in Fig. 350 gezeichnete Fachwerk, welches geometrisch und auch statisch bestimmt ist.

Bislang war angenommen, daß ein Stab BC vorhanden sei; dieser Stab ist unter Umständen un bequem und für die Benutzung störend. Es fragt sich, ob derselbe fortgelassen werden, bezw. unter welchen Bedingungen dies geschehen kann. Stab BC war angeordnet, um Punkt C in der Auflager ebene geometrisch fest zu legen. Man kann dies auch dadurch erreichen, daß man für C , wie für B , eine Auflagerbahn, etwa YY (Fig. 351) vor-

Fig. 350.

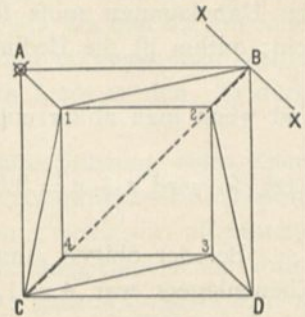
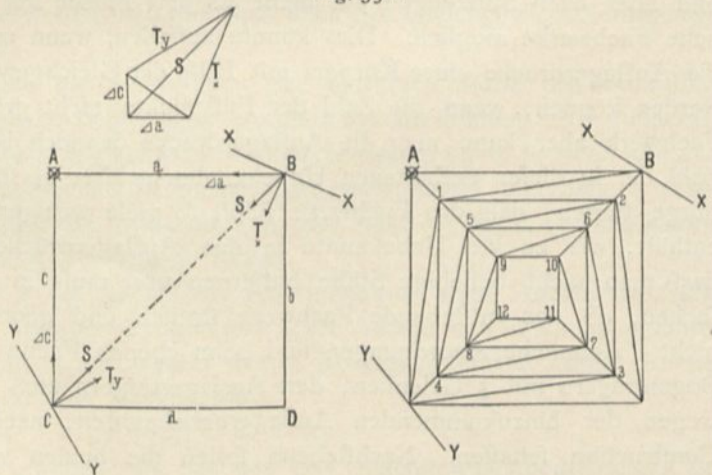


Fig. 351.



festen Auflagern A_1, A_2, A_3, A_4 aus auf. Zunächst wird C mit allen vier Auflagern durch Stäbe verbunden; es genügen schon drei Stäbe, um C im Raume geometrisch fest zu legen; der vierte Stab macht die Construction statisch unbestimmt, aber nicht labil. Nun verbinden wir a_1 durch Stäbe mit A_1C und einem außerhalb gelegenen festen Punkte F ; wegen des letzteren, des sog. Ersatzstabes k , ist noch eine weitere Untersuchung vorzunehmen. Ferner wird verbunden: Punkt a_2 mit A_2, a_1, C , Punkt a_3 mit A_3, a_2, C und Punkt a_4 mit A_4, a_3, C . Es fragt sich nun, ob an Stelle des Ersatzstabes a_1F der Stab a_1a_4 treten kann, d. h. ob mit Stab a_1a_4 , aber ohne Stab k die Construction stabil ist. Zieht man den Stab a_1a_4 ein, so möge bei beliebiger äußerer Belastung darin die Spannung X entstehen, welche bei a_4 und bei a_1 je in der Stabrichtung wirkt. Wäre der Stab nicht vorhanden, so würde im Ersatzstab die Spannung \mathfrak{S}_{0k} auftreten; die außerdem vorhandenen Kräfte X im Stabe a_1a_4 erzeugen im Ersatzstab die Spannung $X S_k'$; es ist also im Ganzen im Stabe k die Spannung

$$S_k = \mathfrak{S}_{0k} + X S_k'.$$

Soll ohne Ersatzstab k die Construction stabil sein, so muß für beliebige Belastung S_k gleich Null sein, X aber einen reellen Werth haben; d. h. es muß

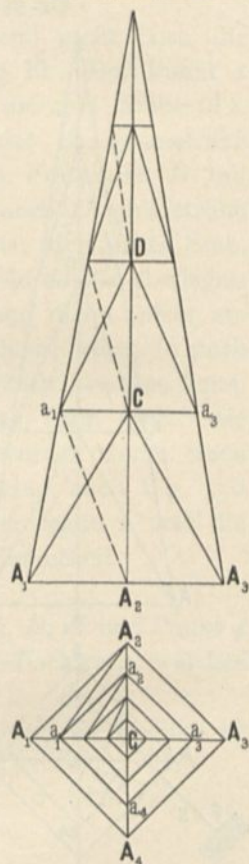
$$0 = \mathfrak{S}_{0k} + X S_k' \quad \text{und} \quad X = - \frac{\mathfrak{S}_{0k}}{S_k'}$$

sein. Ergiebt sich $S_k' = 0$, so ist nur bei $X = \infty$ das Gleichgewicht möglich, d. h. das Gleichgewicht ist dann überhaupt nicht möglich. S_k' ist die Spannung, welche in Stab K durch $X = 1$ erzeugt wird. Man sieht leicht aus der graphischen Zerlegung in Fig. 352, daß $S_k' = 0$, das Fachwerk also nicht brauchbar ist. Ist aber dieser Unterbau nicht stabil, so ist es auch der weitere Aufbau eben so wenig, zumal sich die Anordnung in den oberen Geschossen wiederholt¹⁷⁷⁾.

Zweifellos brauchbar wird aber die Construction, wenn man in eines der trapezförmigen Seitenfelder eine Diagonale einzieht, z. B. die Diagonale a_1A_2 (Fig. 353). Dann ergibt sich der Aufbau wie folgt: Zunächst wird C wie oben im Raume fest gelegt; nun wird verbunden: Punkt a_1 mit A_1, A_2, C , Punkt a_2 mit A_2, a_1, C , Punkt a_3 mit A_3, a_2, C und Punkt a_4 mit A_4, a_3, a_1 . Stab a_4C wird gewöhnlich zugefügt; er ist überzählig, macht aber die Construction nicht labil. In gleicher Weise kann man weiter gehen. Die Helmftange dient nur dazu, die Bildung der Knotenpunkte C, D u. s. w. zu erleichtern. In der Ansicht (Fig. 353) sind die in den Seitenfeldern liegenden Diagonalen punktiert. — Gewöhnlich wird man statt einer Diagonale Andreaskreuze oder gekreuzte Zugdiagonalen, und zwar nicht nur in einem Felde, sondern in mehreren Feldern anordnen.

Dieses Fachwerk ist nicht so klar, wie das zuerst (Fig. 351) besprochene, bei welchem nur in den Seitenebenen Stäbe liegen; die praktische Construction ist aber sehr bequem: Doppelzangen in jeder Balkenlage verbinden die diagonal einander gegenüber stehenden Gratsparren und nehmen die Helmftange zwischen sich; gegen diese setzen

Fig. 353.



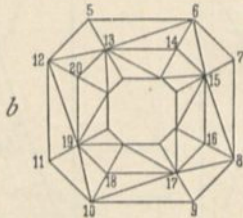
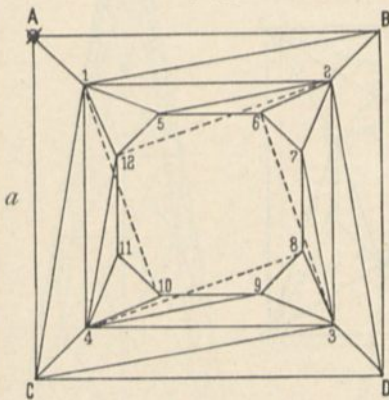
¹⁷⁷⁾ Das vorstehend angewendete Verfahren, welches stets zum Ziele führt und in der Folge noch mehrfach benutzt werden wird, ist angegeben in: MÜLLER-Breslau. Die neueren Methoden der Festigkeitslehre. 2. Aufl. Leipzig 1893. S. 4 u. 5.

sich die in den sich kreuzenden Mittelebenen angeordneten Diagonalen. Die herumlaufenden Balken dienen als Pfetten; in diese setzen sich die Andreaskreuze.

ε) Achtseitige Thurmpyramide. Bei dieser sind verschiedene Arten des Aufbaues möglich. Man kann die 8 Grate bis zu den Auflagern hinabführen; man kann ferner 4 Grate zu der Auflagerebene hinabgehen lassen und die 4 zwischen diesen liegenden Grate auf Giebelspitzen setzen lassen (Fig. 356); endlich kann man von den 8 Graten im untersten Stockwerk je 2 zu einer Ecke des Grundquadrats zusammenführen. Bei den letzten beiden Anordnungen sind nur 4 Auflager vorhanden; die Ueberführung vom Viereck in das Achteck ist besonders zu untersuchen.

121.
Achtseitige
Thurm-
pyramide
mit 4 Lager-
punkten

Fig. 354.



a) Achtseitige Thurmpyramide mit vier Lagerpunkten. Fig. 354 zeigt diese Lösung, wobei der größeren Allgemeinheit halber unter die achtseitige Pyramide noch eine vierseitige, ein Stockwerk hohe, abgestumpfte Pyramide ($ABCD1234$) gesetzt ist. Dieselbe kann man auch fortlassen; alsdann sind 1, 2, 3, 4 die Auflager. Da dieses untere Stockwerk nach Vorstehendem geometrisch und statisch bestimmt ist, so bleibt auch das Ganze eben so, falls der hinzukommende, oberhalb 1234 befindliche Theil geometrisch und statisch bestimmt ist. Die zu führende Untersuchung gilt also auch für den in 1234 aufgelagerten Thurm. Das achtseitige Thurmdach soll nunmehr aus dem Unterbau dadurch entwickelt werden, daß jeder neue Knotenpunkt durch drei Stäbe an drei bereits vorhandene Knotenpunkte angeschlossen wird, welche mit ihm nicht in derselben Ebene liegen dürfen. Punkt 12 ist mit 1, 4, 2 verbunden. Die Stäbe 12 1 und 12 4 liegen in begrenzenden Ebenen, 12 2 aber nicht. Ferner sind angegliedert: Punkt 5 an 12, 1, 2, Punkt 6 an 2, 5, 3 und so weiter. Die weiteren Stockwerke ergeben sich einfach; sie sind der größeren

Deutlichkeit halber in einer besonderen Abbildung (Fig. 354b) gezeichnet. Bei diesen liegen alle Stäbe in den begrenzenden Ebenen; das Innere bleibt frei. In Fig. 354a sind 16 Knotenpunkte und 40 Stäbe, also thatfächlich

$$s = 3k - 8.$$

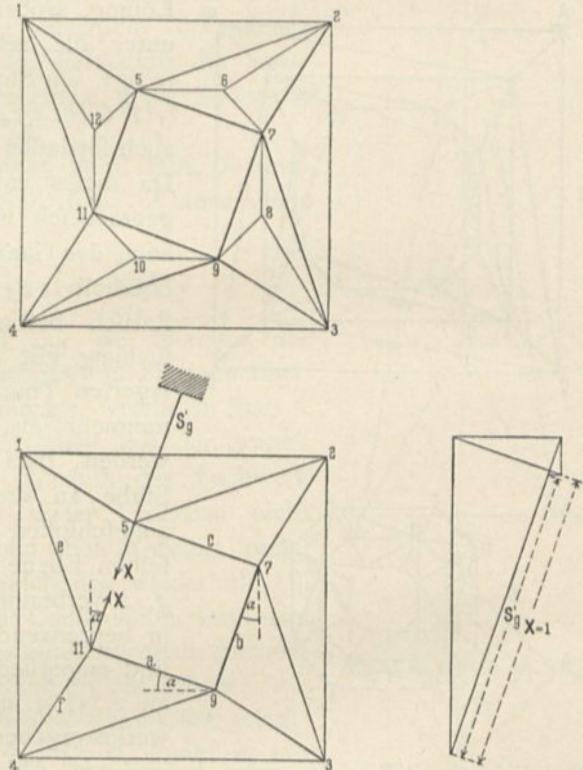
Die vier in Fig. 354a punktirten Stäbe (12 2, 6 3, 8 4, 10 1), welche weder in Seitenflächen der Pyramiden noch in wagrechten Ebenen liegen, können un-
bequem sein; man kann sie vermeiden. Man lege das tieftliegende Achteck (5 6 7 8 9 10 11 12) gegen den unteren vierseitigen Theil geometrisch fest, indem man die Punkte 1, 2, 3, 4 als feste Punkte betrachtet (was sie ja sind) und die 8 hinzukommenden Knotenpunkte durch $3 \cdot 8 = 24$ Stäbe anschließt. Dabei sind verschiedene Stabanordnungen möglich; eine solche ist in Fig. 355 angegeben. Man verbinde zunächst Punkt 5 durch Stab 5 1 und 5 2 mit bezw. 1 und 2; alsdann fehlt zunächst für die Bestimmung von 5 noch ein Stab, was vorläufig bemerkt werde.

Nunmehr betrachte man, vorbehaltlich späteren Nachtrages, Punkt 5 als fest, verbinde Punkt 7 mit 5, 2, 3, Punkt 9 mit 7, 3, 4 und Punkt 11 mit 9, 4, 1. Punkt 6 kann man nun mit 5, 7, 2, Punkt 8 mit 7, 3, 9, Punkt 10 mit 11, 9, 4 und Punkt 12 mit 5, 11, 1 verbinden. Die Verbindungsstäbe der 4 letztgenannten Punkte können für die vorläufige Betrachtung fortgelassen werden, da das ganze Fachwerk stabil ist, wenn es ohne diese 12 Stäbe stabil ist. Nunmehr fehlt noch ein Stab, da Punkt 5 nur mit 2 festen Punkten durch Stäbe verbunden war; es möge nun Stab 5 11 hinzugefügt werden; das Fachwerk hat dann die vorgeschriebene Zahl von Stäben. Wird nur das Fachwerk ohne die Knotenpunkte 6, 8, 10, 12 betrachtet, so sind 4 Knotenpunkte und 12 Stäbe hinzugekommen. Ergiebt sich bei beliebiger

Belastung für die Stabspannung des Stabes 11 5 ein reeller Werth, so ist das Fachwerk statisch und geometrisch bestimmt. Um diese Untersuchung zu führen, werde der Stab 11 5 herausgenommen und durch die darin herrschende, unbekannte Spannung X ersetzt; da aber dann ein Stab fehlt, wird ein Ersatzstab S_g' angebracht, der in der wagrechten Ebene liegend nach einem festen Punkte geführt werde. In Fig. 355 ist der feste Punkt durch Schraffurung angedeutet. Nun wirke in Knotenpunkt 11 eine beliebige äußere Kraft P in beliebiger Richtung, außerdem X in der Richtung 11 5; erstere zerlegt sich in 11 nach den Richtungen der jetzt hier noch vorhandenen Stäbe (11 1, 11 4, 11 9); diese Spannungen sind leicht zu ermitteln und können als bekannt angenommen werden. Die in 11 1 und 11 4 wirkenden Kräfte gehen nach den festen Punkten

1 und 4; die Spannung in 11 9 zerlegt sich in Punkt 9 gleichfalls nach den Richtungen der dort zusammentreffenden 3 Stäbe, von welchen zwei nach den festen Punkten 4 und 3 gehen und diejenige in 9 7 nach Punkt 7 geht. So geht die Zerlegung weiter; die Spannung in 7 5 zerlegt sich in Punkt 5 nach den drei Stabrichtungen 5 1, 5 2 und S_g' . Alle diese Spannungen sind bestimmt und leicht zu finden. Wir bezeichnen sie mit σ ; diejenige im Ersatzstab sei σ_0 . Aufser der Kraft P wirken noch die beiden unbekannten Stabspannungen X in 11, bzw. 5. Die in Punkt 11 wirkende Kraft X erzeugt Spannungen, welche X -mal so groß sind, als diejenigen, welche durch die Kraft $X=1$ erzeugt werden würden. Wir nennen die letzteren σ und ermitteln dieselben. Die in Punkt 11 wagrecht wirkende Kraft $X=1$ zerlegt sich in zwei wagrechte Kräfte: in die Resultirende von den

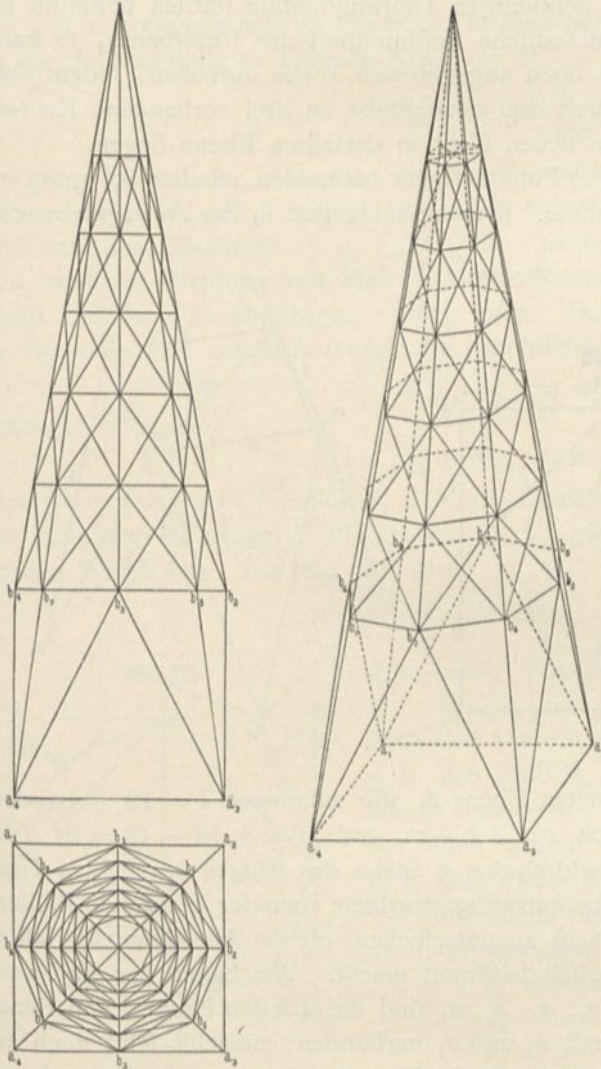
Fig. 355.



Spannungen der Stäbe e und f , welche mit e und f in derselben Ebene liegt, also parallel zur Linie 14 sein muß, und in die Spannung a des Stabes a . Man sieht leicht, dafs

$$\frac{a}{1} = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \operatorname{tg} \alpha$$

Fig. 356.



ist; a ist Druck, also

$$a = - \operatorname{tg} \alpha.$$

Ueberlegt man in gleicher Weise, dafs a am Punkte 9 sich ganz ähnlich zerlegt, so erhält man (vergl. die graphische Zerlegung in Fig. 355):

$$\frac{b}{a} = \operatorname{tg} \alpha \quad \text{und} \quad b = \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

b ist Zug. Weiter erhält man $c = - \operatorname{tg}^3 \alpha$ und $d = + \operatorname{tg}^4 \alpha$, und da auch in Punkt 5 die Gegenkraft $X = 1$ wirkt, als Spannung im Ersatzstabe durch $X = 1$

$$\sigma = 1 + \operatorname{tg}^4 \alpha;$$

mithin ist die ganze Spannung im Ersatzstabe durch beide X und durch P

$$S = \mathfrak{S}_0 + (1 + \operatorname{tg}^4 \alpha) X.$$

Da aber die Spannung im Ersatzstabe gleich Null sein muß — derselbe ist ja nicht vorhanden —, so lautet die Bedingungsgleichung für X :

$$0 = \mathfrak{S}_0 + (1 + \operatorname{tg}^4 \alpha) X \quad \text{oder}$$

$$X = - \frac{\mathfrak{S}_0}{1 + \operatorname{tg}^4 \alpha}.$$

Dieser Werth ist ein ganz bestimmter reeller Werth; mithin ist das System statisch und geometrisch bestimmt. Damit ist nachgewiesen, dafs vorstehendes System brauchbar ist. Auf dem

Achteck $5\ 6\ 7\ 8\ 9\ 10\ 11\ 12$ kann nun das weitere Achteck aufgebaut werden (Fig. 354 *b*).

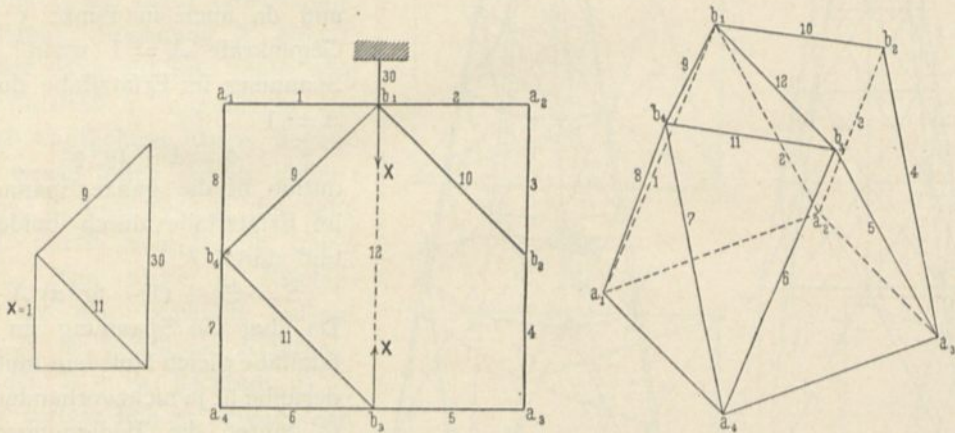
Eine andere Lösung, die achteckige Pyramide auf nur vier Auflager zu setzen, wird unter Benutzung von vier Giebedreiecken im untersten Stockwerk des Thurmes erhalten; diese Thurm-Construction ist vielfach von *Otzen* ausgeführt. Nach den Ecken des Grundquadrates $a_1\ a_2\ a_3\ a_4$ (Fig. 356) gehen vier Gratsparren hinab, während die zwischen diesen liegenden Gratsparren sich auf die Spitzen b_1, b_2, b_3, b_4 von vier Giebedreiecken setzen, also ein Stockwerk weniger weit hinabreichen, als

122.
Achteckige
Thurm-
pyramide
mit vier
Gratsparren
auf
Giebelspitzen.

die erstgenannten Gratsparren. Von den Spitzen der Giebel dreiecke werden die Spannungen der Grat sparren in die vier Auflagerpunkte der anderen Sparren geföhrt. Die Hauptauflager sind a_1, a_2, a_3, a_4 ; die Punkte b_1, b_2, b_3, b_4 kann man als Giebelauflager ansehen. Damit die Giebelspitzen nicht durch die wagrechten Seitenkräfte der Sparrendrücke aus den lothrechten Ebenen herausgeföhoben werden, sind in der Höhe derselben vier radiale Balken ($b_1 b_3, b_2 b_4, b_5 b_7, b_6 b_8$) angeordnet, welche im Verein mit dem umlaufenden Ringe $b_1 b_5 b_2 b_6 b_3 b_7 b_4 b_8$ eine Scheibe bilden. Es fragt sich, ob dieser Unterbau der achtseitigen Thurmpyramide statisch bestimmt ist. Ergiebt sich die geometrische und statische Bestimmtheit des Unterbaues, so kann man auf demselben weiter in der oben angegebenen Weise aufbauen, indem man stets einen neuen Knotenpunkt durch drei neue Stäbe an drei vorhandene Knotenpunkte anschließt, welche mit dem neuen nicht in derselben Ebene liegen.

Im untersten Stockwerk sind vier Punktauflager vorhanden, nämlich a_1, a_2, a_3, a_4 , also $n = 3 \cdot 4 = 12$ Auflagerunbekannte. Knotenpunkte sind in der Auflagerebene 4,

Fig. 357.



in der durch die Giebelspitzen gelegten Ebene 8, also zusammen $k = 12$ vorhanden. Die Zahl der Stäbe muß demnach $s = 3k - n$ und $s = 3 \cdot 12 - 12 = 24$ sein. Vorhanden sind: 8 Stäbe der Giebel dreiecke, 8 Stäbe des Ringes $b_1 \dots b_8$, 4 Grat sparren und 4 in der Ebene der Giebelspitzen angeordnete einander kreuzende Balken; die Zahl der Stäbe stimmt also. Es ist zu untersuchen, ob die Anordnung derselben das Fachwerk geometrisch und statisch bestimmt macht. Wir bauen das Fachwerk wieder von unten auf (Fig. 357). a_1, a_2, a_3, a_4 sind die 4 festen Punkte, von denen ausgegangen wird: Punkt b_1 wird mit a_1 und a_2 verbunden; zunächst fehlt noch ein Stab, was im Gedächtnis behalten wird; Punkt b_4 wird mit a_1, a_4, b_1 , Punkt b_3 mit a_4, a_3, b_4 und Punkt b_2 mit a_2, a_3, b_1 verbunden. Nun fehlt noch ein Stab, da b_1 nur mit zwei festen Punkten verbunden war. Fügt man den Stab $b_1 b_3$ ein, so ist die Gesamtzahl der Stäbe für das bisher construirte Fachwerk richtig; ob die Anordnung richtig ist, wird gefunden, indem man Stab $b_1 b_3$ durch einen Ersatzstab (Stab 30) ersetzt, welcher b_1 mit einem beliebigen festen Punkte verbinde und die im Stabe $b_1 b_3$ vorhandene, unbekannte Spannung X auf die beiden Knotenpunkte b_1 und b_3 wirken läßt. Soll das Fachwerk brauchbar sein, so muß für beliebige Belastung X einen reellen Werth und die Spannung im Ersatzstab 30 die Größe Null

haben, da ja dieser Ersatzstab wirklich nicht vorhanden ist und ohne ihn Gleichgewicht stattfinden muß. Für irgend welche beliebige Belastung, etwa durch eine wagrechte Kraft K in b_3 , erhält man im Ersatzstabe 30 die Spannung

$$S_{30} = \mathfrak{S}_{030} + \mathfrak{S}_{30}' X,$$

in welchem Ausdruck \mathfrak{S}_{030} die Spannung ist, welche allein durch K , und \mathfrak{S}_{30}' die Spannung, welche allein durch $X=1$ im Stabe 30 erzeugt wird. K und X wirken gleichzeitig; also erhält man obigen Ausdruck für S_{30} .

$X=1$ zerlegt sich im Punkte b_3 in eine Seitenkraft parallel zu $a_4 a_3$ und eine in die Stabrichtung 11 fallende Kraft; es ist

$$\mathfrak{S}_{11}' = - \frac{1}{\cos \alpha}.$$

α ist der Winkel des Stabes 11 mit der Normalen zu $b_1 b_3$ in der Ebene $a_4 b_3 a_3$, hier = 45 Grad. \mathfrak{S}_{11}' zerlegt sich in b_4 weiter nach der Richtung des Stabes 9 und nach der Parallelen zu $a_1 a_4$; \mathfrak{S}_9' im Punkte b_1 nach der Richtung parallel zu $a_1 a_2$ und der Richtung von Stab 30. Die Spannung \mathfrak{S}_{10}' ist Null, weil in b_2 keine Kraft von Stab 10 übertragen werden kann. Durch $X=1$ in Punkt b_3 und $X=1$ in Punkt b_1 wird demnach (vergl. die graphische Zerlegung in Fig. 357)

$$\mathfrak{S}_{30}' = 1 + 1 = 2$$

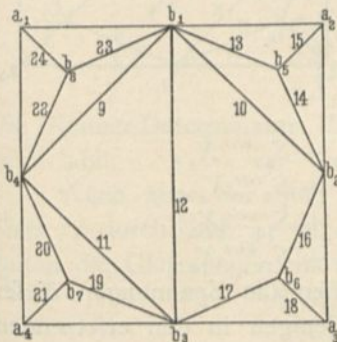
erzeugt; es ist also

$$S_{30} = \mathfrak{S}_{030} + 2 X.$$

Der Ersatzstab 30 ist überflüssig, d. h. die Construction ohne ihn ausreichend, wenn für beliebige Belastung K die Spannung S_{30} gleich Null ist, dabei aber X einen reellen Werth hat. Für $S_{30} = 0$ wird

$$X = - \frac{\mathfrak{S}_{030}}{2},$$

Fig. 358.



d. h. reell. Das Fachwerk ist also brauchbar.

Wollte man statt des Stabes $b_1 b_3$ den vierten Stab des Viereckes in der oberen wagrechten Ebene, d. h. den Stab $b_2 b_3$ einreihen, so erhielte man ein labiles Fachwerk. Man findet auf die gleiche Weise, wie eben gezeigt wurde, das dann $X = \infty$ wird, d. h. das dieses Fachwerk unbrauchbar wäre.

Nachdem nunmehr das Fachwerk in Fig. 357 als stabil erwiesen ist, kann man den Punkt

- b_5 mittels der Stäbe 13, 14, 15,
- b_6 » » » 16, 17, 18,
- b_7 » » » 19, 20, 21,
- b_8 » » » 22, 23, 24

fest legen (Fig. 358). Man sieht, das dieses Fachwerk statisch und geometrisch bestimmt ist. Fügt man Stab $b_2 b_3$ ein, so wird das Fachwerk statisch unbestimmt, wird aber nicht labil. Bei eisernen Thürmen kann man diesen Stab an einer Seite mit länglichen Schraubenlöchern befestigen, so das er für die Berechnung als nicht vorhanden angesehen werden kann. Nun kann man weiter in bekannter Weise aufbauen. In Fig. 356 (S. 153) ist dieser Aufbau gezeichnet, dabei aber jedes Seitenfeld mit zwei gekreuzten Diagonalen versehen, welche als Gegendiagonalen wirken. Die Construction ist, abgesehen von der Spitze, statisch bestimmt. In der isometri-

schen Ansicht von Fig. 356 sind der grösseren Deutlichkeit wegen die Stäbe 9, 10, 11, 12 weggelassen.

Nachdem die Stabilität von Fig. 358 nachgewiesen ist, bleibt zu untersuchen, ob das Fachwerk stabil bleibt, wenn Stab 11 durch $b_5 b_7$, d. h. durch 31, Stab 9 durch $b_6 b_8$, d. h. durch 32, Stab 10 durch $b_2 b_4$, d. h. durch 33, und Stab 30 durch $b_1 b_3$, d. h. durch 12 ersetzt werden.

Der Gang der Untersuchung ist folgender. Jeder neu einzuführende Stab überträgt in seinen Anschluß-Knotenpunkten noch unbekannte Kräfte X auf dieselben und erzeugt in den zu ersetzenden Stäben Spannungen, welche den Kräften X proportional sind. In den Stäben 31, 32, 33, 12 (Fig. 359) mögen die Spannungen X_1, X_2, X_3, X_4 wirken, welche in dem zu ersetzenden Stabe 11 die Spannungen

$$S_{11}'X_1, S_{11}''X_2, S_{11}'''X_3, S_{11}''''X_4$$

und im Stabe 9 die Spannungen

$$S_9'X_1, S_9''X_2, S_9'''X_3, S_9''''X_4 \text{ u. f. w.}$$

erzeugen mögen. Die sonst noch vorhandenen äußeren Lasten rufen in den Stäben die Spannungen \mathfrak{S} hervor, d. h.

in den Stäben 9, 10, 11, 30 die Spannungen $\mathfrak{S}_9, \mathfrak{S}_{10}, \mathfrak{S}_{11}, \mathfrak{S}_{30}$. Die Spannungen \mathfrak{S} würden allein vorhanden sein, wenn die Stäbe 31, 32, 33, 12 nicht und nur die zu ersetzenden Stäbe 9, 10, 11, 30 vorhanden wären. Offenbar sind die S' die durch $X_1 = 1$ erzeugten Spannungen, S'' , bezw. S''' , S'''' die durch $X_2 = 1$, bezw. $X_3 = 1, X_4 = 1$ erzeugten Spannungen. Die gefamten in den zu ersetzenden Stäben 9, 10, 11, 30 auftretenden Spannungen sind nunmehr

$$S_{30} = \mathfrak{S}_{30} + S_{30}'X_1 + S_{30}''X_2 + S_{30}'''X_3 + S_{30}''''X_4,$$

$$S_9 = \mathfrak{S}_9 + S_9'X_1 + S_9''X_2 + S_9'''X_3 + S_9''''X_4,$$

$$S_{10} = \mathfrak{S}_{10} + S_{10}'X_1 + S_{10}''X_2 + S_{10}'''X_3 + S_{10}''''X_4,$$

$$S_{11} = \mathfrak{S}_{11} + S_{11}'X_1 + S_{11}''X_2 + S_{11}'''X_3 + S_{11}''''X_4.$$

Sollen die Stäbe 9, 10, 11, 30 ersetzbar sein, so müssen die Spannungen dieser Stäbe den Werth Null haben, ohne dafs dadurch diejenigen in den ersetzenden Stäben X_1, X_2, X_3, X_4 unendlich groß werden. Die Bedingungsgleichungen für die Werthe von X_1, X_2, X_3, X_4 sind demnach:

$$S_{30} = S_9 = S_{10} = S_{11} = \text{Null},$$

d. h.

$$X_1 S_{30}' + X_2 S_{30}'' + X_3 S_{30}''' + X_4 S_{30}'''' = -\mathfrak{S}_{30},$$

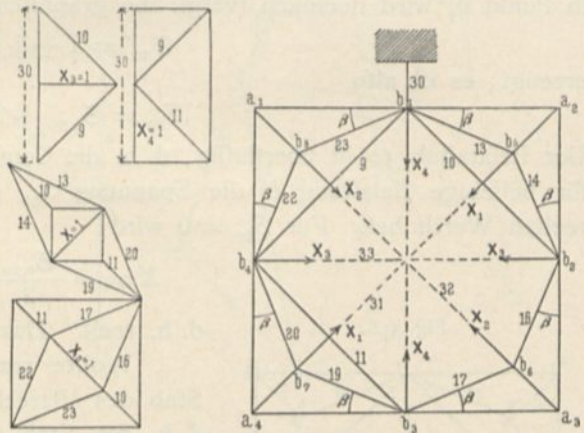
$$X_1 S_9' + X_2 S_9'' + X_3 S_9''' + X_4 S_9'''' = -\mathfrak{S}_9,$$

$$X_1 S_{10}' + X_2 S_{10}'' + X_3 S_{10}''' + X_4 S_{10}'''' = -\mathfrak{S}_{10},$$

$$X_1 S_{11}' + X_2 S_{11}'' + X_3 S_{11}''' + X_4 S_{11}'''' = -\mathfrak{S}_{11}.$$

Sollen X_1, X_2, X_3, X_4 reell sein, so darf die Nenner-Determinante vorstehender Gleichungen nicht gleich Null sein; wenn dies stattfindet, so ist das Fachwerk stabil.

Fig. 359.



Wendet man diese Ueberlegung auf das zu betrachtende Thurm-Fachwerk an, und bringt in den betreffenden Knotenpunkten die Kräfte X_1, X_2, X_3, X_4 als äußere Kräfte an, so erhält man durch Zerlegung die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werthe der Stabspannungen S', S'', S''', S'''' , welche bezw. durch die Kräfte $X_1 = 1, X_2 = 1, X_3 = 1, X_4 = 1$ erzeugt werden.

Tabelle der Spannungen, welche in den Fachwerkstäben erzeugt werden durch:

	Stab 13	14	16	17	19	20
$X_1 = 1$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	0	0	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$
$X_2 = 1$	0	0	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	0	0
$X_3 = 1$	0	0	0	0	0	0
$X_4 = 1$	0	0	0	0	0	0

	Stab 22	23	9	10	11	30
$X_1 = 1$	0	0	$-\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta}$	$+\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta}$	$+\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta}$	0
$X_2 = 1$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	$\frac{1}{\sqrt{2}(\cos\beta - \sin\beta)}$	0	$+\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta}$	$+\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta}$	0
$X_3 = 1$	0	0	$-\sqrt{2}$	$-\sqrt{2}$	0	-2
$X_4 = 1$	0	0	$+\sqrt{2}$	0	$-\sqrt{2}$	+2

Die Bedingungsgleichungen lauten also, wenn man abkürzungsweise

$$\frac{\sin\beta}{\cos\beta - \sin\beta} = a \quad \text{und} \quad \sqrt{2} = b$$

setzt:

$$\begin{aligned} 0X_1 + 0X_2 - b^2X_3 + b^2X_4 &= -\mathfrak{E}_{30}, \\ -aX_1 + 0X_2 - bX_3 + bX_4 &= -\mathfrak{E}_9, \\ aX_1 + aX_2 - bX_3 + 0X_4 &= -\mathfrak{E}_{10}, \\ aX_1 + aX_2 + 0X_3 - bX_4 &= -\mathfrak{E}_{11}. \end{aligned}$$

Die Nenner-Determinante ist, wie man leicht sieht, gleich Null, also das Fachwerk labil.

Wenn aber der Stab 11 im Fachwerk belassen und davon abgesehen wird, Stab 11 durch Stab 33 zu ersetzen, so erhält man ein stabiles Fachwerk. Alsdann lauten die Gleichungen, da nunmehr X_3 gleich Null ist:

$$\begin{aligned} X_1S'_{30} + X_2S''_{30} + X_4S''''_{30} &= -\mathfrak{E}_{30}, \\ X_1S'_9 + X_2S''_9 + X_4S''''_9 &= -\mathfrak{E}_9, \\ X_1S'_{10} + X_2S''_{10} + X_4S''''_{10} &= -\mathfrak{E}_{10}. \end{aligned}$$

Mit den Werthen obiger Tabelle heißen diese Gleichungen:

$$\begin{aligned} 0X_1 + 0X_2 + b^2X_4 &= -\mathfrak{E}_{30}, \\ -aX_1 + 0X_2 + bX_4 &= -\mathfrak{E}_9, \\ aX_1 + aX_2 + 0X_4 &= -\mathfrak{E}_{10}. \end{aligned}$$

Die Nenner-Determinante dieser Gleichungen hat den Werth:

$$\begin{vmatrix} 0 & 0 & b^2 \\ -a & 0 & b \\ a & a & 0 \end{vmatrix} = -b^2a^2 = -2 \frac{\sin^2\beta}{(\cos\beta - \sin\beta)^2}.$$

Fig. 360.

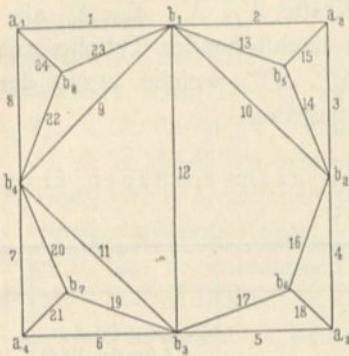
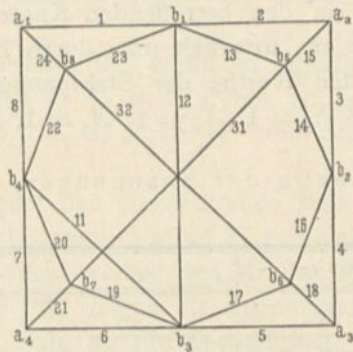


Fig. 361.



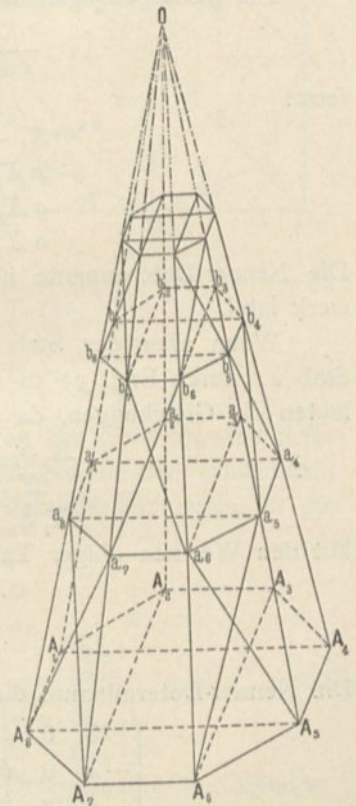
Das in Fig. 361 dargestellte Fachwerk ist also stabil, falls nicht β gleich Null ist. Dieser Werth ist ausgeschlossen, eben so der Werth $\beta = 45$ Grad, für den $a = \infty$ würde; aber auch Winkelwerthe von β , welche sich dem Nullwerthe nähern, sollten vermieden werden.

Die meist übliche Anordnung mit vier in der Ebene $b_1 b_2 b_3 b_4$ einander kreuzenden Stäben ist also nicht stabil; wenn dieselbe trotzdem in der Praxis zu Aussetzungen bislang unseres Wissens keine Veranlassung gegeben hat, so liegt dies darin, daß die Verbindungen nicht gelenkig sind und an den Knotenpunkten Momente übertragen werden können. So wenig man aber die Hängewerke mit für die statische Bestimmtheit fehlenden Stäben als eine in jeder Beziehung befriedigende Stabanordnung erklären kann, eben so wenig ist dies mit der hier angegebenen Construction der Fall. Vielleicht empfiehlt sich am meisten das in Fig. 361 dargestellte Fachwerk. Eventuell ziehe man den Stab $b_2 b_3$ ein, der das Fachwerk statisch unbestimmt, aber nicht labil macht.

Auf das Achteck $b_1 b_5 b_2 b_6 b_3 b_7 b_4 b_8$ kann man nun die weitere Thurm-Construction aufbauen, wie in Art. 121 (Fig. 354b) angegeben ist, indem man nach und nach stets einen Knotenpunkt und drei Stäbe hinzufügt. Besonders werde bemerkt, daß in den wagrechten Trennungsebenen der oberen Geschosse nunmehr nur noch die achteckigen Ringe angeordnet zu werden brauchen. Das Raum-Fachwerk ist mit diesen stabil.

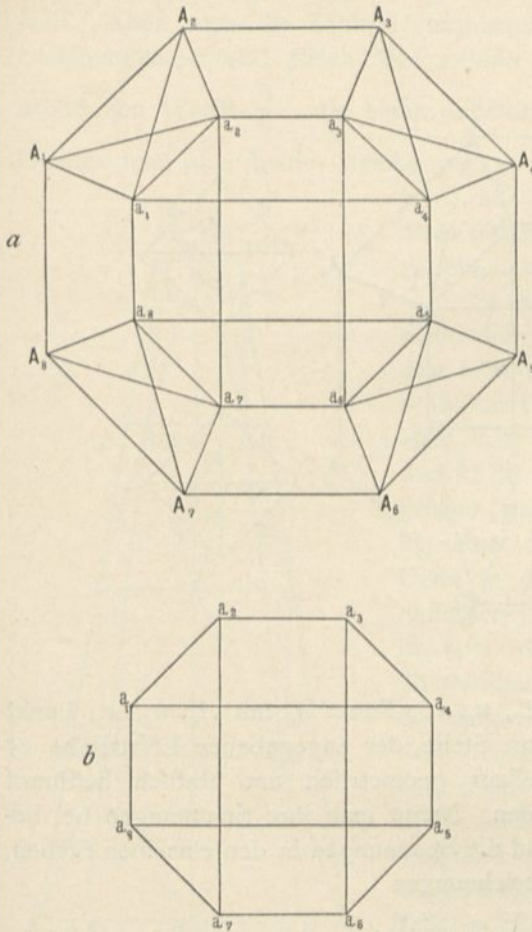
b) Achteitige Thurmpyramide mit acht Lagerpunkten. Hier ist zunächst die Moller'sche Thurmpyramide (Fig. 362) zu betrachten. Alle acht Gratparren sind bis zur gemeinsamen Auflagerebene hinabgeführt; zwischen je zwei Stockwerken sind herumlaufende Ringe angeordnet und in jedem Stockwerk vier Seitenfelder mit gekreuzten Stäben derart versehen, daß stets nur ein Feld um das andere ein

Fig. 362.



123.
Moller'sche
Thurm-
pyramide.

Fig. 363.



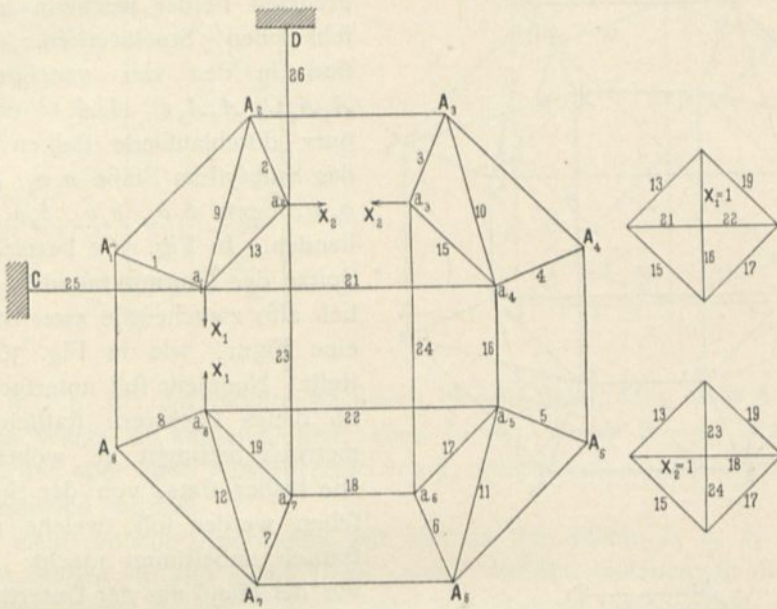
solches Andreaskreuz hat; diese verkreuzten Felder wechseln in den verschiedenen Stockwerken. Außerdem sind in den vier geneigten Ebenen A_1A_4O , A_8A_5O , A_2A_7O und A_3A_6O quer durchlaufende Balken, d. h. für das Stabsystem Stäbe a_1a_4 , a_8a_5 , a_2a_7 , a_3a_6 , bzw. b_1b_4 , b_8b_5 , b_2b_7 , b_3b_6 vorhanden. In Fig. 362 bezeichnet O die Spitze der Thurmpyramide. Es ergibt sich also zwischen je zwei Stockwerken eine Figur, wie in Fig. 363 *b* dargestellt. Nunmehr soll untersucht werden, ob dieses Fachwerk statisch und geometrisch bestimmt ist, wobei zunächst, wie bisher stets, von der Spitze abgesehen werden soll, welche das Ganze statisch unbestimmt macht; ferner soll vor der Hand nur der Untertheil geprüft werden (Fig. 363 *a*).

Die Scheibe $a_1a_2 \dots a_7a_8$ ist ein ebenes, aber nicht steifes Fachwerk; rechnet man die Schnittpunkte der Balken nicht als Knotenpunkte, so hat sie 8 Knotenpunkte und nur 12 Stäbe, während die statische Bestimmtheit 13 Stäbe verlangt. Rechnet man aber die Schnittpunkte der Balken als Knoten, so ist die Zahl der

Knotenpunkte gleich 12 und die Zahl der Stäbe gleich 20; fonach fehlt für statische und geometrische Bestimmtheit wiederum ein Stab. Von den Auflagern werden vier als feste (als Punktaufleger) und vier als Ebenenaufleger angenommen; immer wechselt ein Punkt- und ein Ebenenaufleger ab. Die vier Querbalken in der Auflagerebene sind dann, wenn ein Ring in derselben angeordnet wird, für die geometrische Bestimmtheit überflüssig und sollen als nicht vorhanden angesehen werden. Die Anzahl der Knotenpunkte des untersten Stockwerkes ist $k = 16$, die Zahl der Auflagerunbekannten $n = 4 \cdot 3 + 4 = 16$ und diejenige der Stäbe $s = 36$; für geometrische und statische Bestimmtheit müßte $s^1 = 3k - n = 32$ sein; das betrachtete Raum-Fachwerk ist also vierfach statisch unbestimmt. Ordnet man nun statt der gekreuzten Stäbe in den vier Seitenfeldern einfache Stäbe an, so ist die erste Bedingung der statischen Bestimmtheit erfüllt.

Dieses Fachwerk soll untersucht werden; es genügt, ein Stockwerk, etwa das unterste, zu betrachten. Baut man dasselbe (Fig. 364) auf den acht Auflagern $A_1 \dots A_8$ so auf, daß man jeden hinzukommenden Punkt mit drei bereits festen Punkten verbindet, so muß man wieder einige Ersatzstäbe — hier sind die Stäbe 25 und 26 gewählt — zu Hilfe nehmen. Verbunden ist: Punkt a_1 mit A_1 , A_2 , C , Punkt a_4 mit A_3 , A_4 , a_1 , Punkt a_5 mit A_5 , A_6 , a_4 , Punkt a_8 mit A_7 , A_8 , a_5 ; ferner

Fig. 364.



Punkt a_2 mit A_2, a_1, D , Punkt a_7 mit A_7, a_8, a_2 , Punkt a_6 mit A_6, a_5, a_7 , Punkt a_3 mit A_3, a_4, a_6 . In Wirklichkeit sind an Stelle der angegebenen Ersatzstäbe 25 und 26, welche das Fachwerk unzweifelhaft geometrisch und statisch bestimmen, die Stäbe $a_1 a_8$ und $a_2 a_3$ vorhanden. Nennt man ihre Spannungen bei beliebiger Belastung bezw. X_1 und X_2 , so sind die Spannungen in den einzelnen Stäben, nach Früherem und mit den früheren Bezeichnungen

$$S = \mathfrak{C} + S' X_1 + S'' X_2.$$

S' ist die in einem Stabe durch $X_1 = 1$, S'' die in einem Stabe durch $X_2 = 1$ erzeugte Spannung. In den Ersatzstäben müssen für beliebige Belastung die Spannungen $S = 0$ werden, wenn dieselben überflüssig sein sollen; die X_1 und X_2 dürfen dabei aber nicht unendlich groß werden. Mithin ist die Bedingung für die Standfähigkeit des Fachwerkes: die Nenner-Determinante der Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} S'_{25} X_1 + S''_{25} X_2 &= -\mathfrak{C}_{25}, \\ S'_{26} X_1 + S''_{26} X_2 &= -\mathfrak{C}_{26} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 10.$$

muss von Null verschieden sein, d. h.

$$\left\{ \begin{array}{l} S'_{25} \cdot S''_{25} \\ S'_{26} \cdot S''_{26} \end{array} \right\} \geq 0.$$

Die Werthe S' und S'' ergeben sich leicht aus den Kräfteplänen in Fig. 364. Man erhält:

$$\begin{aligned} S'_{22} &= -1, & S'_{16} &= +1, & S'_{21} &= -1, \\ S'_{25} &= 0, & S'_{26} &= 0, \\ S''_{24} &= -1, & S''_{18} &= +1, & S''_{22} &= 0, \\ S''_{23} &= -1, & S''_{26} &= 0, & S''_{16} &= 0 = S''_{21}, \\ S''_{25} &= 0. \end{aligned}$$

Da $S_{25}' = S_{26}' = S_{25}'' = S_{26}'' = 0$ sind, so ist die Nenner-Determinante gleich Null. Aber auch die Zähler-Determinante in den Ausdrücken für X_1 und X_2 der Gleichungen 10 wird gleich Null; mithin erhält man sowohl für X_1 , wie für X_2 zunächst den Werth $\frac{0}{0}$, also einen unbestimmten Werth, der auch endlich sein kann.

Dividirt man aber beide Gleichungen 10 durch $S_{25}' = S_{25}'' = S_{26}' = S_{26}''$, so sieht man, daß sich $X_1 = X_2 = \infty$ ergibt. Sonach dürfen die Ersatzstäbe nicht fehlen; das Fachwerk ist ohne dieselben labil.

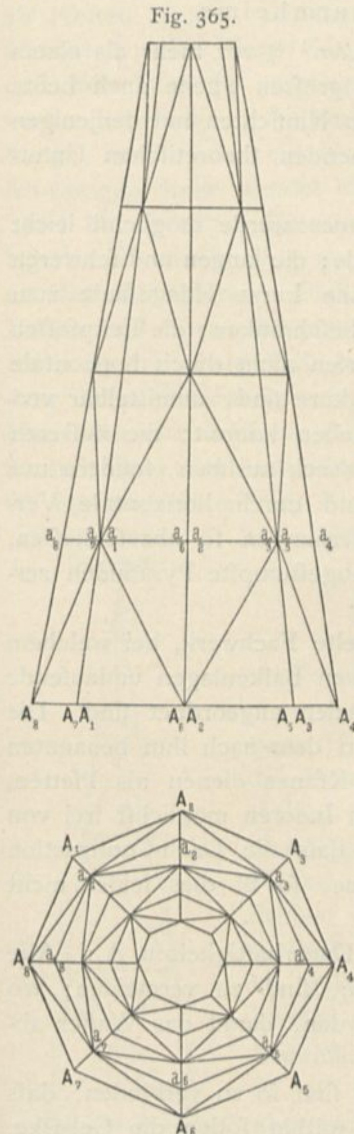
Es könnte die Frage aufgeworfen werden, ob nicht durch Einziehen einer Gegendiagonale in eines der bereits mit Diagonalen versehenen Felder die Stabilität hergestellt würde. Versieht man etwa Feld $A_1 A_2 a_2 a_1$ mit einer zweiten Diagonale, so wird zunächst die Gesamtzahl der Stäbe um einen Stab größer, als mit der statischen Bestimmtheit vereinbar ist; aber stabil wird das Fachwerk dadurch nicht. Denn in der Ebene dieses Feldes liegen die Punkte desselben schon, falls nur eine Diagonale vorhanden ist, fest, werden also durch die zweite Diagonale nur überbestimmt; das Verhältniß dieser Scheibe gegen das übrige Fachwerk aber, also für etwaige Drehungen derselben um die Axe $A_1 A_2$, bleibt vollständig unverändert. War also das frühere Fachwerk labil, so ist es auch das Fachwerk nach Einziehen der Gegendiagonale. Das Gleiche gilt von den anderen drei Gegendiagonalen, welche möglich und üblich sind. Das Fachwerk ist also auch mit den Gegendiagonalen eine labile Construction.

Ob man unter diesen Verhältnissen weiterhin empfehlen kann, Thurmdächer nach *Moller'scher* Construction auszuführen, ist fraglich. Dieselben haben sich allerdings bisher gut gehalten; aber eine als nicht stabil erkannte Construction, die überdies nicht berechnet werden kann, ist beim heutigen Stande der Constructionskunst nicht berechtigt.

Für Ausführung in Eisen-Construction ist die *Moller'sche* Thurmpyramide nicht geeignet.

c) Thurmfllechtwerk mit bis zur Auflagerebene geführten Graten. Eine ganz klare Construction, bei welcher ebenfalls die Grate bis zu den

124.
Thurm-
fllechtwerk
mit bis zur
Auflagerebene
geführten
Graten.



Auflagern hinabgeführt sind, wird erhalten, wenn man abwechselnd ein Auflager als Punktlager und eines als Ebenenlager construirt und nunmehr stets einen neuen Knotenpunkt mit drei neuen Stäben an vorhandene Knotenpunkte anfügt. Eine solche Anordnung ist in Fig. 365 angegeben. Punktlager sind A_1, A_3, A_5, A_7 ; Ebenenlager sind A_2, A_4, A_6, A_8 . Die letzteren sind durch die Stäbe des Fufsringes mit den ersteren zu verbinden. Man verbinde Punkt a_1 mit A_1, A_2, A_8 , Punkt a_3 mit A_2, A_3, A_4 ,

Punkt a_5 mit A_4, A_5, A_6 , Punkt a_7 mit A_6, A_7, A_8 ; alsdann sind a_1, a_3, a_5, a_7 als feste Punkte anzufehen. Nun verbinde man Punkt a_2 mit A_2, a_1, a_3 , Punkt a_4 mit A_4, a_3, a_5 , Punkt a_6 mit A_6, a_5, a_7 , Punkt a_8 mit A_8, a_7, a_1 . In folcher Weise kann man weiter bauen und erhält, abgesehen von der Spitze, ein statisch bestimmtes Raum-Fachwerk. Dasselbe kann in Holz (zweckmäfsig mit eisernen Diagonalen in den Seitenflächen) ohne Schwierigkeit hergestellt werden.

2) Construction der hölzernen Thurmhelme.

125.
Grundfätze.

Für die Construction der hölzernen Thürme hat *Moller*¹⁷⁸⁾ vor mehr als einem halben Jahrhundert Grundfätze aufgestellt, welche zum grofsen Theile auch heute noch als gültig aufgeführt werden können, auch in vielen Hinsichten mit denjenigen übereinstimmen, welche sich als Folgerung der vorstehenden theoretischen Untersuchungen ergeben haben.

Moller schreibt u. A. vor: »Das Innere des Thurmes werde möglichst leicht construirt; man verstärke dagegen die äufseren Dachwände; die langen und schweren sogenannten Helmstangen sind fortzulassen und auf eine kurze Hängefäule zum Tragen des Knopfes und zum Ansetzen der Sparren zu beschränken; die Eckpfosten oder Ecksparren (von uns als Grat Sparren bezeichnet) dürfen nicht durch horizontale Hölzer unterbrochen, sondern sie müssen, wenn sie zu kurz sind, unmittelbar verlängert werden, so dafs Hirnholz auf Hirnholz zu stehen kommt; die äufseren Dachwände sind so zu verbinden, dafs sie keinen Seitendruck ausüben, sondern nur senkrecht auf die Mauer wirken können; dieselben sind durch horizontale Verbindungen (Kränze) in gewissen, nicht zu grofsen Entfernungen so abzuschliessen, dafs dadurch die Thurmpyramide in mehrere kleine, abgestumpfte Pyramiden zerlegt wird.«

Man sieht, *Moller* verlangt das vorstehend entwickelte Fachwerk, bei welchem die Grat Sparren durchgehen, in den Höhen der einzelnen Balkenlagen umlaufende Ringe und in den trapezförmigen Seitenflächen Diagonalen angeordnet sind. Die letzteren führt er nicht besonders auf, hat sie aber in dem nach ihm benannten Thurmdach nahe den Seitenflächen angewendet. Die Kränze dienen als Pfetten, als Auflager für die Zwischen Sparren; der Thurm ist im Inneren möglichst frei von Constructionstheilen zu halten. Wenn *Moller* fordert, dafs die Dach-Construction nur lothrechten Druck auf die Mauer übertragen könne, so ist dies leider nicht durchführbar.

Weiter fordert *Moller* von der Construction für die Dauerhaftigkeit u. A.: »Alle Zapfenlöcher, in welchen sich Wasser sammeln könnte, sind zu vermeiden; wo dieses nicht möglich ist, müssen sie unten geschlitzt werden, damit das Wasser ablaufen kann. Der Luftzug ist zu befördern.«

Für die Ausbesserungen fordert er: »Alle Hölzer sind so zu verbinden, dafs die schadhafte leicht weggenommen werden können; mithin sollen die Gebälke, Sparrenbalken u. f. w. nicht unter die Hauptpfosten oder Eck Sparren gelegt werden, sondern neben dieselben. Bei gröfseren Thürmen ist jedesmal aufser den Eck Sparren noch eine von denselben unabhängige Unterstützung anzubringen, so dafs durch dieselbe, sowohl beim Aufschlagen, als bei Reparaturen, die Festigkeit des Ganzen gesichert wird und sie zugleich als Gerüst dienen kann. Die Kränze sind so ein-

¹⁷⁸⁾ A. a. O., Heft 4.

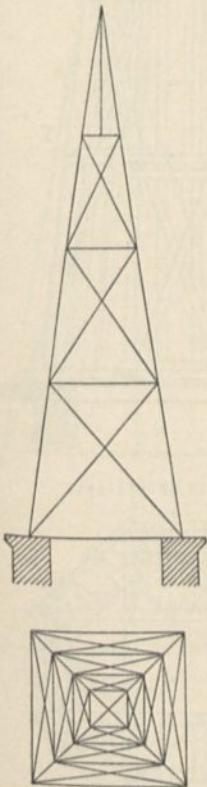
zurichten, daß dieselben als Gänge für die Bauarbeiter dienen können. In jedem Stockwerk ist wenigstens ein eisernes Fenster anzubringen, um jeden Schaden des Dachwerks leicht erkennen zu können.«

Die hauptsächlich tragenden Constructionstheile sind die Gratsparren; diese dürfen nicht durch wagrechte Hölzer unterbrochen, müssen vielmehr Hirnholz auf Hirnholz gestossen werden, wobei auch Eisen zu Hilfe genommen werden kann (Fig. 378). Bei der Verbindung der Kränze oder Ringe, welche gleichzeitig als Pfetten dienen, mit den Gratsparren sind die letzteren möglichst wenig zu schwächen; die Ringe sind etwa 2,5 cm bis 3,0 cm in die Gratsparren einzulassen und mit ihnen zu verbolzen; auch hier können eiserne Laschen zur Verbindung verwendet werden. An der Spitze treffen die Gratsparren einander auf der Helmstange, welche nur ein bis zwei Geschosshöhen hinabzureichen braucht; an dieser schwierigen Stelle wendet man heute mit Vortheil Eisen an (siehe Fig. 378 und die Tafel bei S. 173). Die zwischen den einzelnen Geschossen erforderlichen Balken lagert man zweckmäÙig auf den Pfetten; wo möglich befestigt man sie auch seitlich an den Gratsparren. Dadurch ist das Aufschlagen und Auswechseln schadhafter Balken und Pfetten leicht möglich. Die Dachbalkenlage kann mit Stichbalken für jeden Sparren hergestellt werden; gewöhnlich ruht sie auf zwei umlaufenden, auf dem Thurmmauerwerk verlegten Mauerlatten. Eine solche Balkenlage zeigt Fig. 367. Man kann aber auch die Zwischensparren auf eine Art von Fußpfetten setzen, welche herumlaufend einen untersten Ring bilden; als Verbindung der Auflager wird besser ein umlaufender eiserner Ring angeordnet.

Nachstehend sind zu behandeln:

- α) das vierseitige Thurmdach;
- β) das achtseitige Thurmdach;
- γ) das Rhombenhaubendach;
- δ) das runde Thurmdach oder das Kegeldach.

Fig. 366.



α) Vierseitiges Thurmdach. Vier durchgehende, bzw. Hirn- auf Hirnholz gestossene Eckfäulen unter den Kanten der Pyramide (die Gratsparren) bilden die Hauptconstructionstheile; dazwischen gefetzte Holme theilen die ganze Höhe in eine Anzahl Stockwerke von etwa 3,0 bis 5,0 m Höhe. Die Holme nehmen die Sparren auf. Die in den geneigten Seitenflächen liegenden trapezförmigen Felder werden mit Diagonalen verstrebt, welche als gekreuzte Holzstäbe (Andreas- oder Gegendiagonalen) konstruiert werden können. Alle tragenden Constructionstheile liegen hier in den Seitenflächen der Pyramide. Nach Früherem (siehe Art. 119, S. 148) ist die Construction wegen der Spitze statisch unbestimmt, aber nicht labil. Eine schematische Darstellung giebt Fig. 366. Wegen der Einzelheiten, insbesondere der Verbindungen der Hölzer in den Knotenpunkten und an der Spitze, wird auf die weiterhin (Fig. 377 bis 380) folgenden Abbildungen und Erläuterungen verwiesen. Die Helmstange braucht nur ein bis zwei Stockwerke hinabzureichen.

β) Achtseitiges Thurmdach. Bei diesem kommen hier folgende Constructionen in Frage: das *Moller'sche* Thurmdach.

126.
Vierseitiges
Thurmdach.

127.
Moller'sche
Thurmdächer.

dach, das Thurmdach mit durchgehendem Kaiserstiel, dasjenige des Mittelalters, endlich das neuere *Olsen'sche* Thurmdach.

2) *Moller'sche* Thurmdächer. Diese sind, als Raum-Fachwerk betrachtet, in Art. 123 (S. 158) bereits behandelt. Es wurde gezeigt, daß das Fachwerk streng genommen nicht allen Ansprüchen an die Stabilität genügt; dennoch haben sich diese Dächer gut gehalten; sie bedeuten gegenüber den jenerzeit üblichen Constructionen einen ganz bedeutenden Fortschritt und sind ein Beweis vom hervorragenden Constructionstalent *Moller's*. Sie sind nach den oben angeführten Grundrissen folgendermaßen hergestellt.

Die Gratsparren bilden die Haupttheile; sie laufen von unten bis oben durch und setzen sich an der Spitze gegen einen lothrechten Stab, den sog. Kaiserstiel, welcher die Aufgabe hat, den Zusammenschluß der Gratsparren zu erleichtern und das Anbringen des Thurmkreuzes zu ermöglichen. Der ganze Thurm ist in einzelne Stockwerke von 3,5 bis 4,5 m Höhe zerlegt; in jedem Stockwerk sind vier Wände angebracht, deren jede aus Schwelle, Holm und zwei Streben (Andreas Kreuz) besteht. Diese Wände wechseln in den verschiedenen Stockwerken; wenn die Wände des einen Stockwerkes an den Seiten 1, 3, 5, 7 des Achteckes angeordnet sind, so sind sie in dem darüber folgenden Stockwerk in den Seiten 2, 4, 6, 8. So

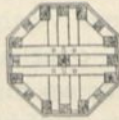
Fig. 367.
Von der Kirche zu
Friedrichsdorf.

$\frac{1}{133}$ n. Gr.

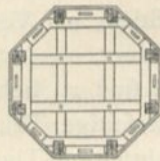
Schnitt I-I



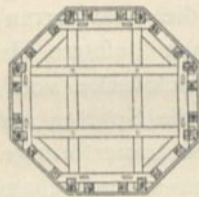
Schnitt II-II



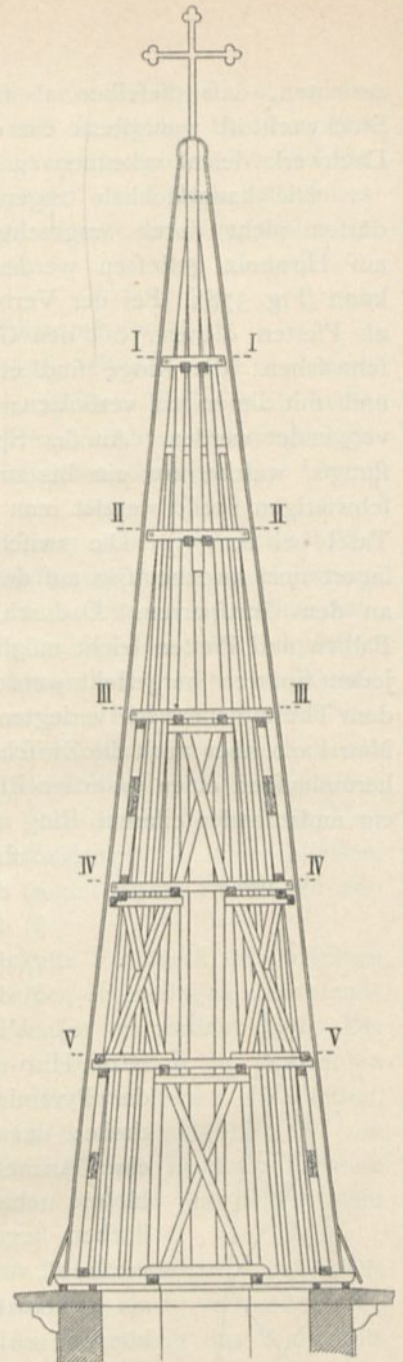
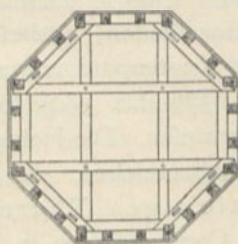
Schnitt III-III



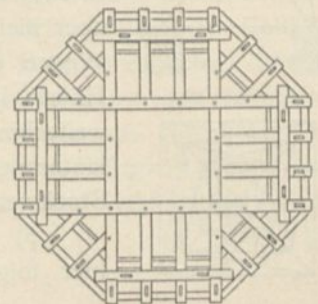
Schnitt IV-IV



Schnitt V-V



Unterste Balkenlage



bilden denn zwischen je zwei Stockwerken die Holme des unteren und die Schwellen des oberen Stockwerkes einen achteckigen Ring, gegen welchen sich auch die Zwischensparren, wie gegen Pfetten, lehnen.

Die Holme der verstreuten Wände tragen die in Art. 123 (S. 159) erwähnten Balken, welche in den vier großen, schräg liegenden Ebenen $A_1 A_4 O$, $A_8 A_5 O$, $A_2 A_7 O$, $A_3 A_6 O$ (Fig. 362, S. 158) angeordnet sind. Die Balken der einen Richtung sind über diejenigen der anderen, im Grundriss lothrecht dazu stehenden Richtung gelegt; beide sind etwa 2,5 cm tief mit einander verkämmt und verschraubt. Auf diese vier Balken werden nun die Schwellen der vier verstreuten Wände des nächsten Stockwerkes gelegt. Die Helmstange (der Kaiserstiel) reicht nur um eine oder zwei Gefchofshöhen hinab. Wo die Gratsparren gestossen werden müssen, werden die Theile unmittelbar auf einander gesetzt. Die Stockwerkshöhe wähle man etwa 3,0 bis 4,5 m.

Fig. 368.

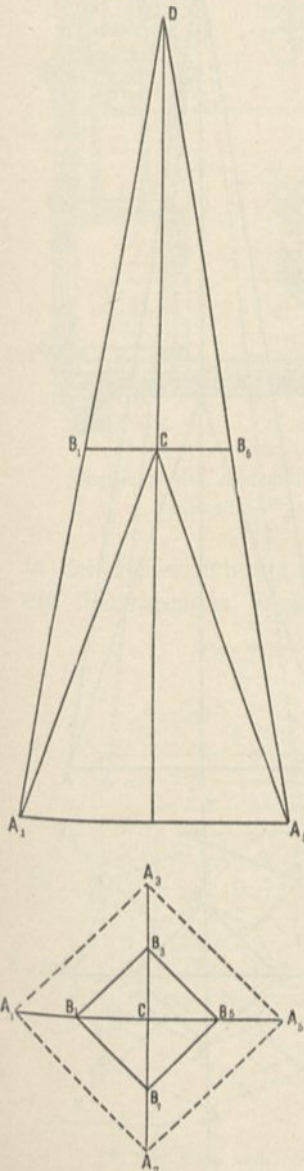


Fig. 367 zeigt einen solchen Thurm. Derselbe setzt sich auf das Gebälke, welches aus den in allen Böden sich wiederholenden vier Balken und den zwischen denselben, so wie übereck liegenden Stichbalken besteht. Diese Balken nehmen die Grat- und Zwischensparren auf. Die Balkenlage ruht auf zwei ringsum laufenden Mauerlatten; auf ihr liegen die Schwellen für die verstreuten Wände.

Vortheile der *Moller'schen* Constructionsweise sind:

a) Die vielfach bei anderen Thürmen bis zum untersten Boden hinabgeführte Helmstange, welche den Thurm unnöthig beschwert, ist bis auf das kurze Stück an der Spitze fortgelassen.

b) Das Aufschlagen des Thurmdaches ist sehr leicht. Zuerst wird die Grundbalkenlage gelegt und darauf werden die vier verstreuten Wände (die Andreaskreuze) gestellt, auf welche die vier Balken des zweiten Bodens kommen. Nunmehr stellt man die Gratsparren auf, welche jedesmal durch zwei Stockwerke reichen, jedoch so, daß bei dem einen Boden vier (etwa 1, 3, 5, 7), beim nächsten Boden die anderen vier Grat sparren (etwa 2, 4, 6, 8) gestossen werden. So geht der Aufbau weiter. Ein besonderes Gerüste kann erspart werden, da die verstreuten Wände als Gerüste dienen können.

c) Das Beseitigen schadhafter und das Neueinbringen guter Hölzer ist bei dieser Construction ohne besondere Schwierigkeit möglich.

d) Der innere Thurm ist von Hölzern frei und überall leicht zugänglich.

Ein gutes Beispiel zeigt auch Fig. 395.

§) Thurmhelme mit durchgehendem Kaiserstiel. Die hölzernen Thurm-Constructions sind bis zur neuesten Zeit vielfach mit einem bis zur Grundfläche des Thurmhelmes hinabreichenden fog. Kaiserstiel ausgeführt worden. Der Zusammenchnitt der Grat sparren an der Spitze hat wohl schon

früh zur Anwendung einer lothrechten Helmftange geführt, welche einerseits die Schwierigkeit der Herstellung dieses Knotenpunktes verminderte, andererseits eine gute Befestigung des Thurmkreuzes ermöglichte; zu diesem letzteren Zwecke mußte man aber die Helmftange wenigstens einige Meter weit hinabreichen lassen und das untere Ende derselben gegen seitliche Bewegungen sichern. So kam man leicht dazu, diesen Constructionstheil ganz hinab zu führen und als Haupttheil des Thurmhelmes auszubilden.

Bei niedrigen und mittelhohen Thürmen wird diese Anordnung auch heute noch vielfach ausgeführt. A_1, A_3, A_5, A_7 (Fig. 368) seien vier feste Punkte in der Auflagerebene; alsdann wird Punkt C zu einem festen Punkte durch Verbindung mit dreien dieser Punkte; verwendet man zwei einander unter rechtem Winkel kreuzende Hängewerke mit gemeinsamer Hängefäule, so ist die vierte Strebe eigentlich ein überzähliger Stab, der aber das Fachwerk nicht labil macht. Eben so ist Punkt D an der Thurmspitze durch die beiden Hängewerke A_1DA_5 und A_3DA_7 ein fester Punkt, wobei gleichfalls ein überzähliger Stab verwendet ist. In der Höhe des Punktes C oder etwas höher, bezw. tiefer als C ordnet man Zangen B_1B_5 und B_3B_7 an, um die freie Knicklänge der langen Streben AD zu verringern; auch an Zwischenstellen kann man nach Bedarf Zangen zu gleichem Zwecke anordnen. Um die achtseitige Pyramide zu bilden, werden außer den Hauptgratsparren A_1D, A_3D u. f. w. und zwischen diese noch die Nebengratsparren A_2D, A_4D u. f. w. (Fig. 369) angebracht; dieselben lehnen sich oben an den Kaiserstiel und werden gleichfalls durch Doppelzangen an den Kaiserstiel angegeschlossen, welche Zangen in etwas andere Höhe gelegt werden, als die Zangen der Hauptgratsparren. Kräfte, welche in den lothrechten Ebenen XDX oder YDY der Hauptgratsparren wirken, werden durch die Hängewerke nach den Hauptauflagern A_1A_5 , bezw. A_3A_7 geführt; Kräfte in den lothrechten Ebenen UDU , bezw. VDV der Nebengratsparren werden durch die Zangen, theilweise unter Beanspruchung der Hölzer auf Biegung, zunächst auf den Kaiserstiel gebracht, dann von diesem durch die Hängewerke der Ebenen XX und YY in die Hauptauflager. Die Stäbe $B_1B_3, B_3B_5, B_5B_7, B_7B_1$ werden dabei nicht beansprucht. Kräfte, welche in Ebenen wirken, welche die Mittellinie CD nicht enthalten, verdrehen das Fachwerk; für diese kommt zur Geltung, dafs, wie in Art. 120 (S. 150) entwickelt ist, das Fachwerk labil ist. Die Construction ist demnach nicht einwandfrei; auch ist sie durch die Nebenaufleger unklar.

Fig. 369.

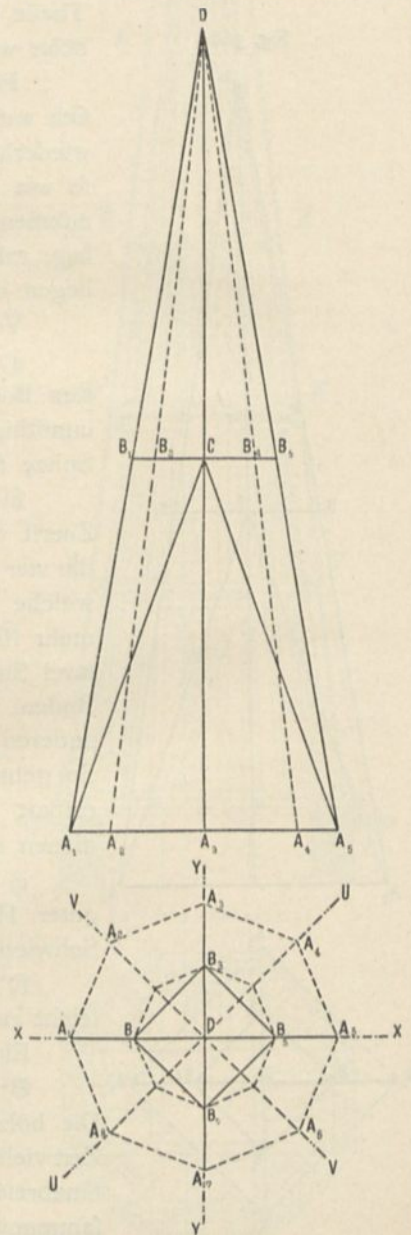
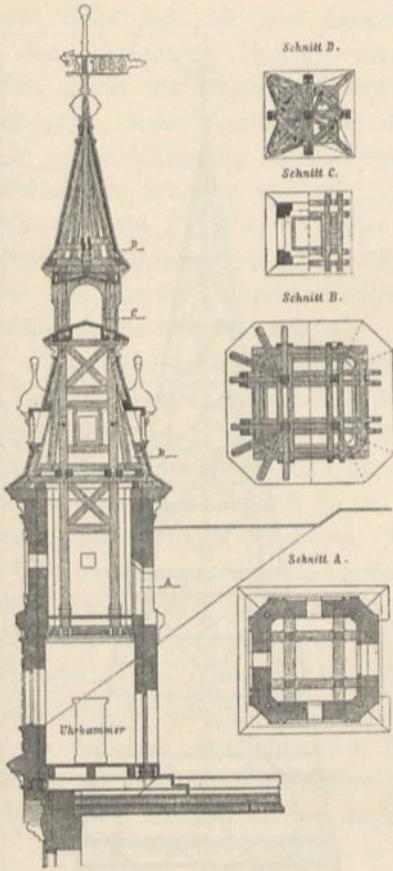


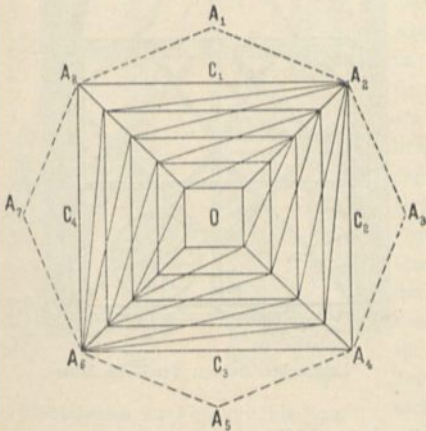
Fig. 370.



Uhrthurm des Amtsgebüdes zu Joslowitz 179).

in der Höhenrichtung des Thurmes schwinden und im Verein mit den vielen Fugen ein bedeutendes Sacken zur Folge haben. Kaiserstiel und Gratsparren müssen

Fig. 371.



Man könnte der Ansicht sein, durch Verbindung von C mit drei (oder vier) Auflagerpunkten A und nachherige Verbindung der vier Punkte B mit C und den Auflagern A_1, A_3, A_5, A_7 werde ein stabiles Fachwerk geschaffen, an welches sich dann die anderen Stäbe zur Bildung der achtseitigen Pyramide anschließen könnten. Die in Art. 120 (S. 150) geführte Unterfuchung lehrt, dafs das so gebildete Fachwerk nicht stabil ist. Man hat vielfach in die Randbalken $B_1 B_3, B_3 B_5 \dots$, bzw. in Balken, welche diesen entsprechen, aber näher an C liegen, Stichbalken gesetzt und diese zur Unterstützung der vier Zwischengratsparren benutzt. Da das Viereck $B_1 B_3 B_5 B_7$ nicht als eine Scheibe gelten kann, deren Eckpunkte im Raume fest gelegt sind, so können auch die Anschlußpunkte der Stichbalken nicht im Raume als fest liegend angesehen werden. Die vorderen Enden der Stichbalken hat man durch Wände unterstützt, welche mit herumlaufenden Schwellen und Ringen gebildet und durch Andreas-kreuze verstrebt sind. Dafs diese Wände ein stabiles Fachwerk geben, ist oben nachgewiesen; aber bei diesem Fachwerk ist der bis zur Grundfläche reichende Kaiserstiel überflüssig. Die ganze auf diese Weise gebildete Construction ist nicht zweckmäfsig. Die tragenden Wände in den schräg liegenden Seitenflächen der Thurmpyramide enthalten in den Rahmen und Schwellen viele Hölzer, welche

aus einem Holze gearbeitet oder Hirnholz auf Hirnholz gestofsen werden. Diese Theile setzen sich nur äufserst wenig, so dafs also ein ungleichmäfsiges Sacken eintritt und die einzelnen Theile aus dem Zusammenhange kommen. Diese Constructionsweise ist defshalb mit Recht verlassen worden.

Fig. 370 179) zeigt ein ohne Weiteres verständliches Beispiel eines kleinen Thurmes mit weit hinabreichendem Kaiserstiel.

©) Thurmhelme des Mittelalters. Die bemerkenswertheste Eigenthümlichkeit der mittelalterlichen Thurmhelme ist nicht der durchgehende Kaiserstiel, sondern die sichere Stützung

129-
Thurmhelme
des
Mittelalters.

des achtseitigen Thurmdaches auf eine vierseitige Pyramide; dadurch wird die ganze Belaftung klar und sicher auf vier Punkte, die Auflagerpunkte, geführt. In der achtseitigen Thurmpyramide, welche in den Kanten die Gratsparren aufweist, steckt als tragende Construction eine nur vierseitige Pyramide $A_2 A_4 A_6 A_8 O$ (Fig. 371), deren Kanten unter den Gratsparren liegen. Diese vierseitige Pyramide ist in einer vollständig befriedigenden Weise in ihren vier geneigten Seitenwänden mit Holmen, Streben und Stielen versehen, so daß sich ein stabiles, steifes Raumfachwerk, ein Flechtwerk, bildet. Die Holme entsprechen den heute fog. Ringen; die Streben gehen vielfach durch mehrere Stockwerke durch; man kann aber dieselbe Construction, unserer heutigen Bauweise entsprechend, so anordnen, daß jedes Stockwerk für sich verstrebt ist.

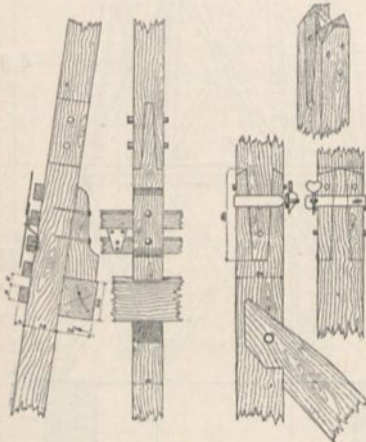
Die beschriebene Construction ist steif; dennoch ist noch eine weitere Versteifung dadurch vorgenommen, daß in zwei senkrecht zu einander stehenden lothrechten Ebenen ($C_1 O C_3$, $C_2 O C_4$ in Fig. 371) verstrebt Fachwerke angebracht sind; diese Fachwerke haben an der Schnittstelle ihrer Ebenen den fog. Kaiserstiel. Derselbe soll hauptsächlich die zu große Länge der in den beiden Ebenen liegenden Streben und Zangen verkürzen. Um nun die achtseitige Form der Thurmpyramide zu erhalten (die punktirte Grundform in Fig. 371), lagert man auf die Holme in den Seiten der vierseitigen Pyramide die Balken der Zwischenböden und verzieht dieselben mit verschieden langen Auskragungen, so daß ihre Enden im Grundriß das verlangte Achteck bilden. Die Balken gehen in einer Richtung durch, in der dazu senkrechten Richtung werden Stichbalken angeordnet. Auf die Balkenenden werden die im Achteck herumlaufenden Pfetten gelegt, gegen welche sich sowohl die Grat sparren, wie die Zwischen sparren legen. Die Balken der Zwischenböden gehen bald in der einen, bald in der zu dieser senkrechten Richtung durch.

Ein gutes Beispiel ist der in Fig. 372 bis 376 dargestellte Thurm der Johanniskirche in Lüneburg¹⁸⁰⁾.

Der lothrechte Schnitt in Fig. 374 zeigt die verstrebt Fachwand in der lothrechten Mittelebene des Thurmes; Fig. 372 veranschaulicht die Seitenwand der tragenden vierseitigen Pyramide. Die Grat sparren spielen hier kaum eine wichtigere Rolle als die anderen Sparren; beide sind gleich stark (15×15 cm). Fig. 375 zeigt den Sparrenstofs mittels des einfachen Scherzapfens und die Verbindung der Sparren mit den Pfetten vermittelst der Knaggen. Fig. 376 giebt den sehr sorgfältig gearbeiteten Stofs des Kaiserstieles; dieselbe Abbildung zeigt das Hakenblatt, mit welchem sich die Streben an die Stiele setzen; um den Stiel dabei so wenig wie möglich zu schwächen, ist die Strebenbreite in der gezeichneten Weise am Anschlußpunkt vermindert. Der Thurm ist aus Eichenholz hergestellt und hat sich gut gehalten. Prieß sagt in der unten angegebenen Abhandlung¹⁸⁰⁾ über die Construction u. A.: »Der Helm ist in möglichst wenig Gefchoffen mit langen durchgehenden Stielen als ein starres, nach allen Seiten gut versteiftes Ganzes aufgebaut. Diese Anordnung übertrifft ohne Zweifel die der neueren Entwürfe, bei denen es üblich geworden ist, den Aufbau aus vielen niedrigen Gefchoffen mit kurzen Stielen bestehen zu lassen und dabei mehrfach über einander gelegte Hölzer in den Haupttragewänden zu verwenden, eine Ausführungsweise, die nicht nur von vornherein einen mangelhaften Verband der ganzen Spitze abgiebt, sondern die sich vor Allem auch wegen

Fig. 375.

Fig. 376.



Einzelheiten zu Fig. 372 bis 374.

1/40 n. Gr.

180) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1893, S. 566 u. Bl. 55, 56.

des nothwendigen stärkeren Schwindens des Holzes in der Querfaser bei Bauten, die für längere Zeit berechnet sind, sicherlich nicht bewähren wird.«

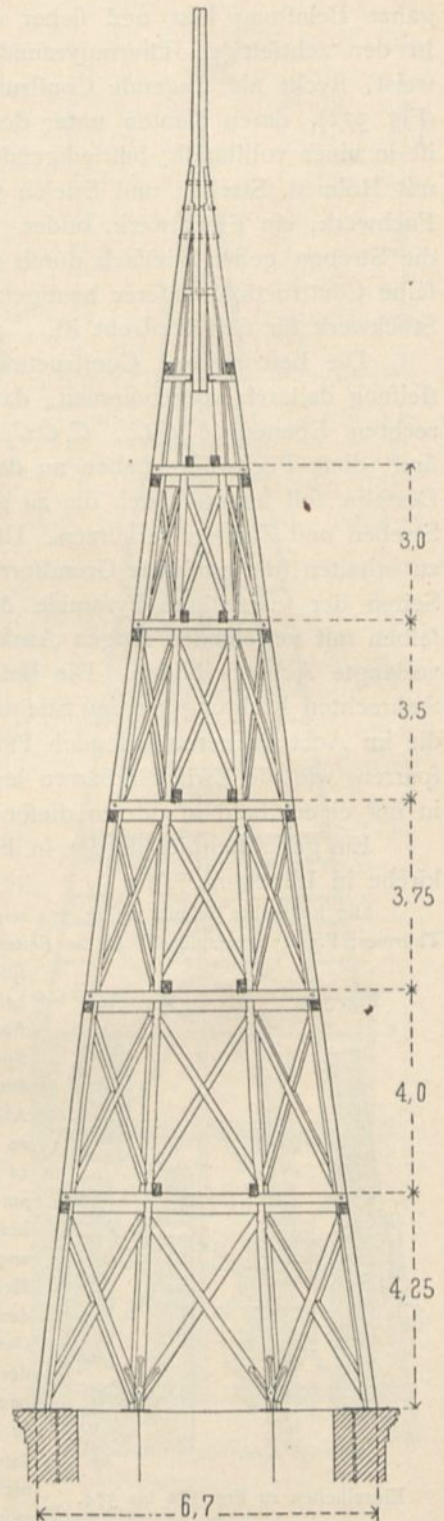
Es empfiehlt sich, die vorstehend angeführte Bauweise wieder mehr in die Construction einzuführen: die ganze Last auf vier Gratsparren zu stellen, welche Hirnholz auf Hirnholz gefloßen werden, herumlaufende Ringe anzuordnen, die Seitenfelder durch gekreuzte (Holz- oder Eisen-) Diagonalen zu verstreben. Der Kaiserfteil braucht nur in den oberen Stockwerken vorhanden zu sein, um den Zusammenschluß der Gratsparren zu erleichtern und das Thurmkreuz aufzunehmen.

Eine ähnliche, aber wesentlich weniger gute Construction zeigen die Thurmhelme der St. Marienkirche in Lübeck¹⁸¹⁾. Auch hier ist eine innere, vierseitige Pyramide angeordnet; aber das Thurmgerüst besteht aus einzelnen, von einander unabhängigen stehenden Stühlen, welche nach oben, der Verjüngung der Innenpyramide entsprechend, geneigt sind. Die Verbindung der einzelnen Stockwerke mit einander durch die Sparren und die innere Querverstrebung ist mangelhaft. Thatächlich sind bei diesen Thürmen bedeutende Formveränderungen im Laufe der Jahrhunderte eingetreten.

130.
Olsen'sche
Thurmdächer.

D) *Olsen'sche* Thurmdächer. Die von *Olsen* in neuerer Zeit construirten Thurmdächer sind sowohl in ihrer Gesamtanordnung, wie in der Ausbildung der Einzelheiten in hohem Maße bemerkenswerth. Der Gesamtanordnung zunächst ist eigenthümlich, daß alle trapezförmigen Felder der achtseitigen Thurmpyramide — so weit möglich — mit gekreuzten Schrägstäben verstrebt sind; zwischen je zwei Stockwerken ist ferner ein herumlaufender Pfettenring angeordnet, dessen einzelne Hölzer sich in die Gratsparren setzen. Werden die Gratsparren bis zur gemeinsamen Auflagerebene hinabgeführt, so ergibt sich ein stabiles, räumliches Fachwerk, wie in Art. 124 (S. 161) nachgewiesen ist. Abgesehen von der Spitze und den sich kreuzenden Gegen-diagonalen ist dieses Fachwerk sogar statisch

Fig. 377.

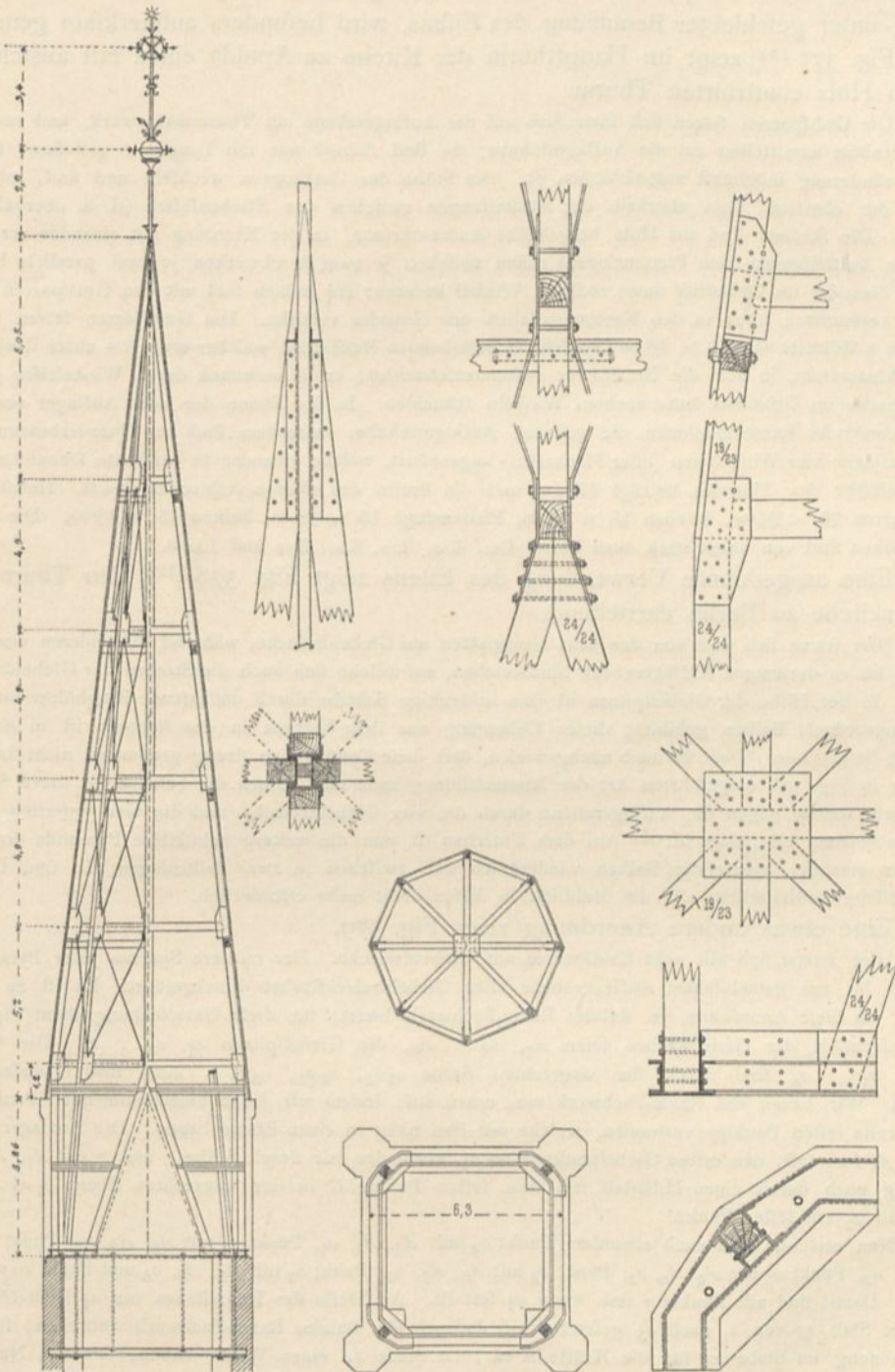


Hauptthurm der Kirche zu Apolda¹⁸²⁾.
1/100 n. Gr.

¹⁸¹⁾ Beschrieben von *Schwiening* in: Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 505 u. Bl. 62, 63.

¹⁸²⁾ Nach den von Herrn Geheimen Regierungsrath Professor *Olsen* zu Berlin freundlichst zur Verfügung gestellten Zeichnungen.

Fig. 378.



Von der Luther-Kirche zu Berlin 1822,

$\frac{1}{250}$, bezw. $\frac{1}{50}$ n. Gr.

bestimmt. Sodann ist diesen Dächern die Verankerung mit dem Thurmmauerwerk eigentümlich. Bei den neueren Thurmhelmen ist endlich die ausgedehnte Verwendung des Eisens hervorzuheben, nicht nur zu den Schrägstäben in den Seitenflächen, sondern auch

zur Bildung der Knotenpunkte. Auf die Ausbildung der Knotenpunkte, auch der Thurmspitze, unter geschickter Benutzung des Eisens, wird besonders aufmerksam gemacht.

Fig. 377¹⁸²⁾ zeigt im Hauptthurm der Kirche zu Apolda einen fast ausschließlich in Holz construirten Thurm.

Die Gratparren setzen sich sämmtlich auf die Auflagerebene am Thurmmauerwerk, und zwar mit dem Hirnholz unmittelbar auf die Auflagerfchuhe; sie sind stumpf nur mit Langblatt gestoßen, so daß Höheveränderung möglichst ausgeschlossen ist. Die Stöße der Gratparren wechseln und sind, mit Ausnahme der obersten, stets oberhalb der Aussteifungen zwischen den Strebenfüßen (d. h. oberhalb der Ringe). Die Streben sind aus Holz hergestellte Andreaskreuze, in der Kreuzung mit einander vernagelt. Auf den Aussteifungen (den Pfettenringen) ruhen zwischen je zwei Stockwerken je zwei parallele Balken, welche einander im Grundriß unter rechtem Winkel kreuzen; die Balken sind mit den Gratparren durch Bolzen verbunden, auch an den Kreuzungsstellen mit einander verbolzt. Die Gratparren setzen sich in den aus 4 Hölzern von 18×18 cm Querschnitt bestehenden Kaiserfteil, welcher etwa 6 m unter denjenigen Punkt hinabreicht, in dem die Gratparren zusammenschneiden; er ist mehrfach durch Winkelleifen gefaßt, die einander im Grundriß unter rechten Winkeln schneiden. In der Ebene der acht Auflager verbindet ein umlaufendes Randwinkelleifen die eisernen Auflagerfchuhe; außerdem sind zur Querverbindung der acht Auflager vier Winkelleifen (oder Flacheifen) angeordnet, welche einander in der Mitte schneiden. Die Gesamthöhe des Thurmes beträgt 27,75 m und die Breite des unteren Achteckes 6,70 m. Holzstärken: Gratparren 20×24 cm, Streben 18×18 cm, Pfettenringe 15×18 cm, Balken 15×18 cm. Die Stockwerkshöhen sind von unten nach oben bezw. 4,25, 4,00, 3,75, 3,50, 3,00 und 1,85 m.

Eine ausgedehnte Verwendung des Eisens zeigt Fig. 378¹⁸²⁾, den Thurm der Lutherkirche zu Berlin darstellend.

Hier setzen sich vier von den acht Gratparren auf Giebeldreiecke, während die anderen vier Gratparren bis zu derjenigen Auflagerebene hinabreichen, auf welche sich auch die Streben der Giebeldreiecke setzen. In der Höhe der Giebelspitzen ist eine achteckige Scheibe durch umlaufende Ringhölzer und vier quer angeordnete Balken gebildet; dieser Uebergang aus dem Viereck in das Achteck ist in Art. 122 (S. 153) besprochen. Dort ist auch nachgewiesen, daß diese Construction streng genommen nicht stabil ist. Bei der in Fig. 378 vorgeführten Art der Knotenbildung kann man jedoch die Scheibe als starre Scheibe annehmen, welche gegen die Auflagerebene durch die vier Giebeldreiecke und die vier untersten Theile der Gratparren fest gelegt ist. — Auf dem Unterbau ist nun die weitere achtseitige Pyramide errichtet; die vier einander kreuzenden Balken wiederholen sich zwischen je zwei Balkenlagen; sie sind für die geometrische Bestimmtheit, also die Stabilität in diesen nicht mehr erforderlich.

Eine etwas andere Anordnung zeigt Fig. 379.

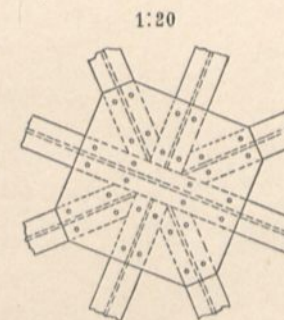
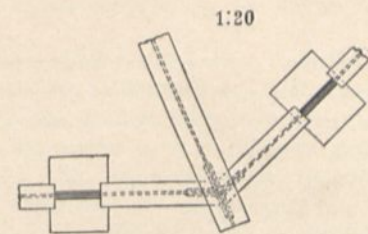
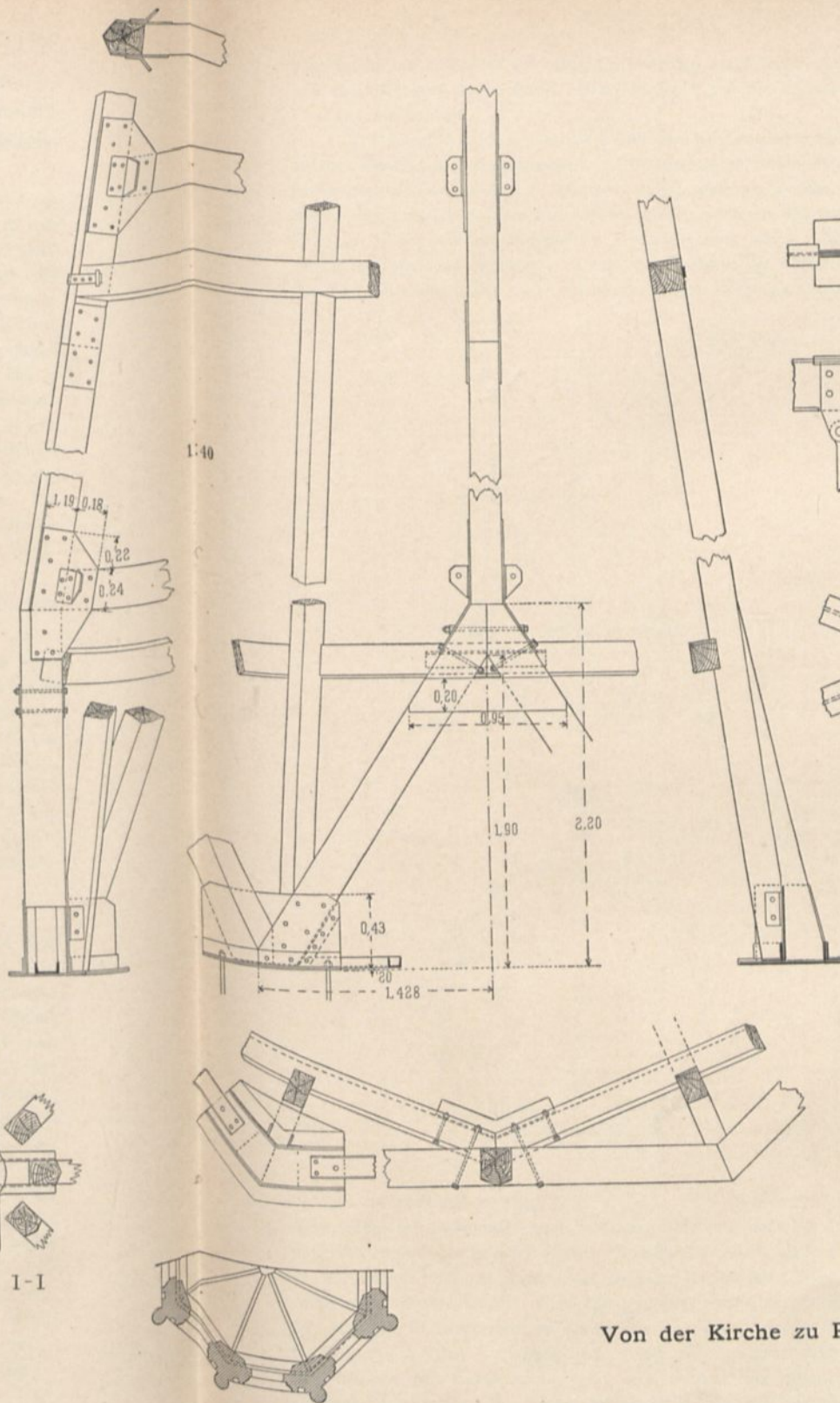
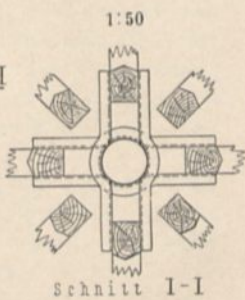
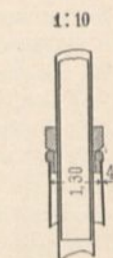
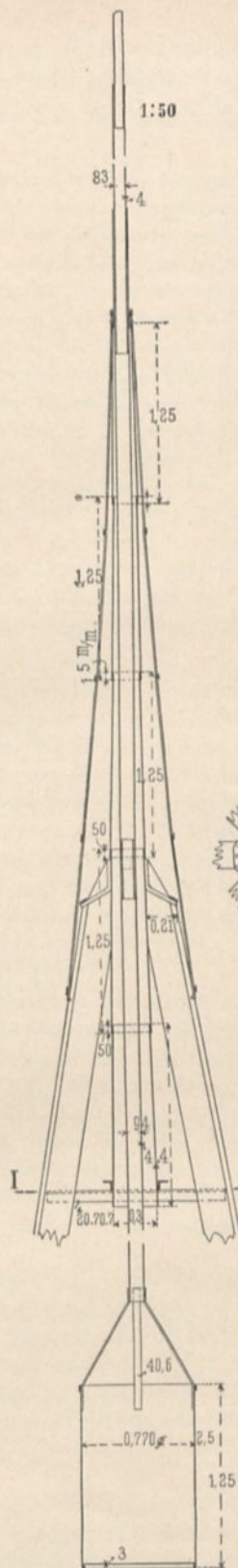
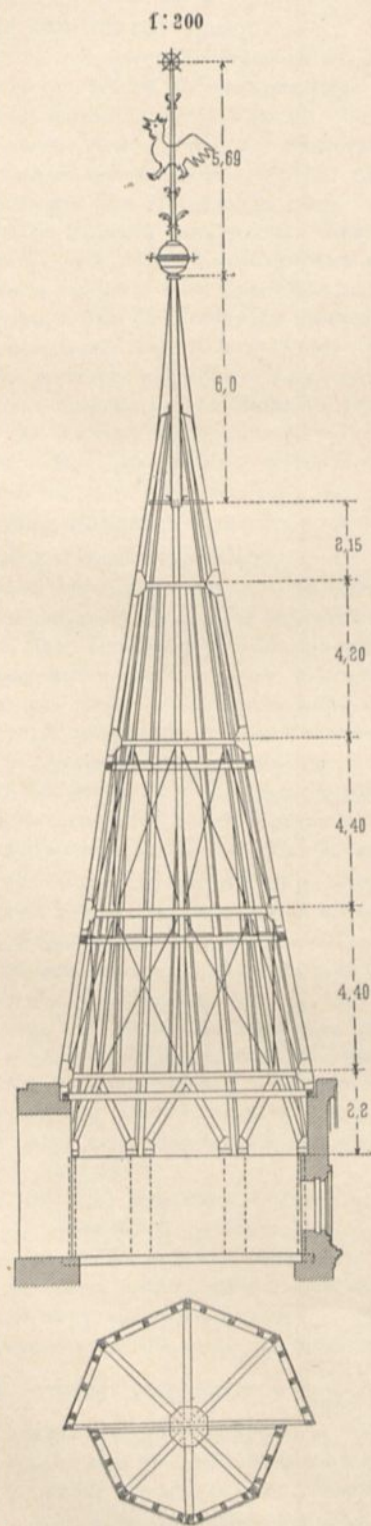
Hier setzen sich alle acht Gratparren auf Giebeldreiecke. Der mittlere Sparren jeder Pyramidenseite ist bis zur gemeinsamen Auflagerebene aller Giebeldreieckstreben hinabgeführt. Es ist zu untersuchen, ob diese Anordnung ein stabiles Raum-Fachwerk bietet; für diese Untersuchung dient Fig. 379. Die Fußpunkte der Giebelstreben seien $A_1, A_2 \dots A_8$, die Giebelspitzen $a_1, a_2 \dots a_8$. Die Giebelspitzen $a_1 \dots a_8$ sind durch die wagrechten Stäbe $a_1 a_2, a_2 a_3, a_3 a_4 \dots a_8 a_1$ mit einander verbunden. Wir bauen das Raum-Fachwerk von unten auf, indem wir jeden hinzukommenden Punkt mit drei bereits festen Punkten verbinden, welche mit ihm nicht in einer Ebene liegen. Die Auflagerpunkte A_1 bis A_8 sind fest; den ersten Giebelpunkt, etwa a_1 , verbinden wir durch Stäbe 1 und 2 mit A_1, A_2 und vorläufig noch durch einen Hilfsstab mit dem festen Punkte C in der wagrechten Ebene $a_1 a_2 \dots a_8$. Damit ist a_1 ein fester Punkt.

Nun verbinde man nach einander: Punkt a_2 mit A_2, A_3, a_1 , Punkt a_3 mit A_3, A_4, a_2 , Punkt a_4 mit A_4, A_5, a_3 , Punkt a_5 mit A_5, A_6, a_4 , Punkt a_6 mit A_6, A_7, a_5 , Punkt a_7 mit A_7, A_8, a_6 und Punkt a_8 mit A_8, A_1, a_7 . Damit sind alle Punkte a fest, wenn a_1 fest ist. An Stelle des Ersatzstabes von a_1 nach C werde jetzt der Stab 25 von a_1 nach a_5 gesetzt. Soll dadurch ein stabiles Raum-Fachwerk entstehen, so muß die Spannung im Stabe 24 für die Kräfte $X = 1$ im Stabe 24 einen Werth haben, der von Null verschieden ist. Man erhält leicht, wenn der Winkel des Stabes 20 mit der wagrechten Linie in der Ebene

$A_6 A_5 a_5$ mit β bezeichnet wird: $S_{20}' = -\frac{I}{\sin \beta}$, $S_{19}' = +\frac{I}{\sin \beta}$, $S_{18}' = -\frac{I}{\sin \beta}$, $S_{17}' = +\frac{I}{\sin \beta}$,

und weil das Gleichgewicht am Knotenpunkt a_1 bedingt: $0 = I + S_{17}' \sin \beta - S_{24}'$, $0 = I + I - S_{24}'$, $S_{24}' = 2$. Der Stab 25 kann also an die Stelle des Ersatzstabes 24 treten; er macht das Raum-Fachwerk stabil.

Außer den in Fig. 379 gezeichneten Stäben sind noch der Randstab $a_8 a_1$ und die Querbalken oder Querstäbe $a_2 a_6, a_3 a_7, a_4 a_8$ angeordnet. Dieselben sind überzählige Stäbe, welche das Fachwerk statisch

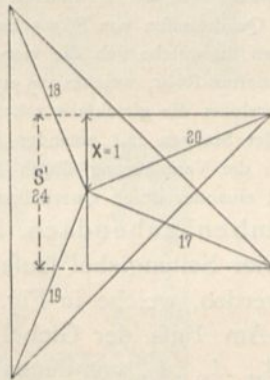
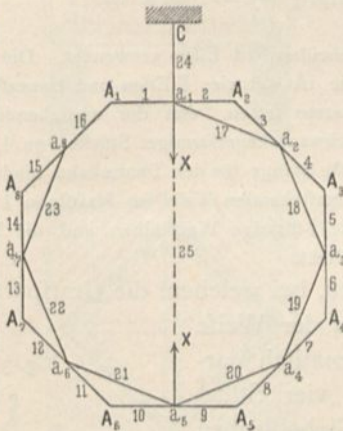
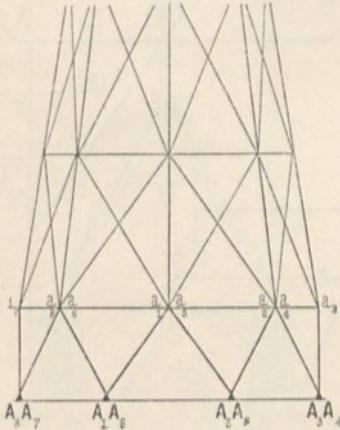


Von der Kirche zu Plagwitz-Leipzig.

unbestimmt machen, aber die Stabilität desselben nicht ändern. Der Unterbau der Pyramide ist also stabil, und das Fachwerk bleibt stabil, wenn nunmehr auf die Punkte $a_1, a_2 \dots a_3$ der weitere Aufbau eines Flechtwerkes erfolgt.

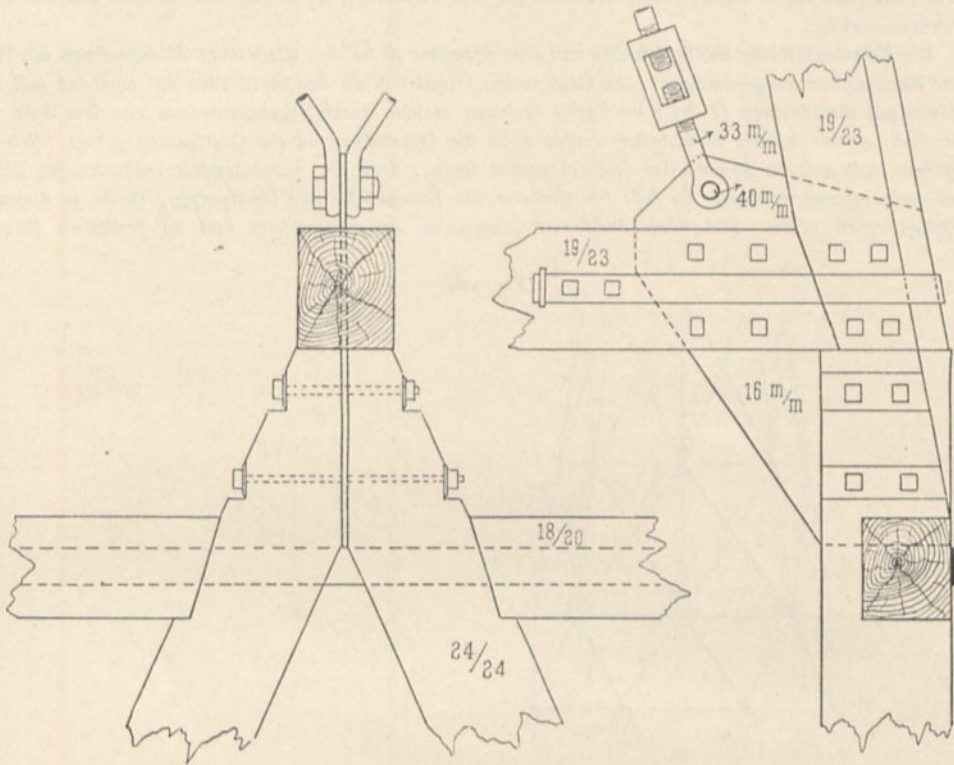
Die Einzelausbildung der Stofsstellen und Knotenpunkte ist bei den *Otzen'schen* Thurmhelmen mit Hilfe eiferner Blechlafchen vorgenommen. Die Gratparren setzen sich an den Stofsstellen auf einander und sind beiderseits mit Blechlafchen (7 bis 8 mm stark) versehen, welche durch Schraubenbolzen mit dem Holz verbunden sind; mittels solcher Stofsbleche werden auch die Querbalken an die Gratparren gefügt. Wo die Gratparren sich auf die Spitzen der Giebeldreiecke setzen, sind die verbindenden beiderseitigen Blechlafchen entsprechend gebogen, so dass sie theils in die Seitenfläche der Gratparren, theils in diejenige der Giebelstreben fallen. Die schmiedeeisernen Diagonalen der Seitenfelder sind an denselben Knoten-

Fig. 379.



blechen durch Bolzen befestigt (Fig. 378); in dem neueren Beispiel (siehe die neben stehende Tafel) sind auf die erwähnten Knotenbleche noch besondere Anschlussbleche für die Diagonalen genietet, welche zum Theile in die Seitenebenen der Pyramide fallen. Beachtenswerth ist auch die Ausbildung der Giebelspitze in Fig. 380, bei welcher ein mittleres Knotenblech zwischen die beiden Giebelstreben gelegt ist. Die Ueberschneidung der radial angeordneten Balken ist in Fig. 378 dargestellt; ein Balken geht durch, die anderen flossen stumpf vor diesen; die Kräfte werden durch zwei genügend große Blechlafchen, eine obere und eine untere, übertragen. An den Auflagern treffen sich bei der Anordnung in Fig. 378 je ein Hauptgratparren und zwei Streben der Giebeldreiecke; für diese Stellen sind eigenartig geformte Schuhe aus Eisenblech und Walzeisen confluirt. Ein solcher Schuh ist in Fig. 378 dargestellt; er besteht aus einem 20 mm starken Fußblech, zwei gebogenen L-Eisen (N.-Pr. Nr. 20) und zwei gleichfalls entsprechend gebogenen Stehblechen. Dieser Schuh ist durch Anker aus 39 mm starkem Rundeisen kräftig mit dem Thurmmauerwerk verankert.

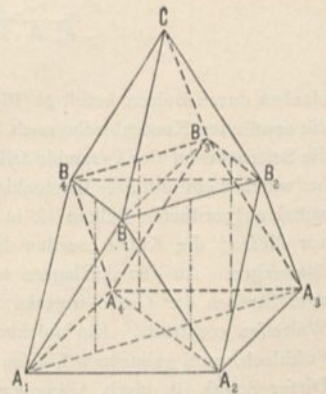
Fig. 380.

Von der Kirche zu Plagwitz-Leipzig¹⁸⁹⁾. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Auch an der Spitze, wo die Gratparren zusammen schneiden, ist Eisen verwendet. Die Helmfrange in Fig. 378 ist aus Quadrateisen von 80 mm Seitenlänge; sie ist mit vier L-Eisen und trapezförmigen Seitenblechen verbunden, in welche sich die vier Hauptgratparren setzen. Auf der umstehenden Tafel ist die Helmfrange ein eisernes Rohr, welches aus einer Anzahl schwach kegelförmiger Stücke von 1,25 m Länge besteht und durch welches die gleichfalls rohrförmige eiserne Stange für den Thurmhahn hindurchreicht. Die Verbindung beider Stangen mit einander ist auf der umstehenden Tafel im Maßstabe 1 : 10 dargestellt. Endlich ist auch die Verankerung durch herumlaufende I-förmige Walzbalken und die Verbindung der Ankerpunkte mit einander durch Querbalken veranschaulicht.

7) Rhombenhaubendach. Dieses Dach, bei welchem die Gratparren nach den Spitzen der vier Seitengiebel laufen, kann in der Weise angeordnet werden, welche in Fig. 381 schematisch dargestellt ist. Am Fuß der Giebel sind die vier Stützpunkte A_1, A_2, A_3, A_4 , von denen aus die Giebelstreben $A_1B_1, A_2B_1, A_2B_2, A_3B_2$ u. f. w. ausgehen. Die vier Giebelspitzen B_1, B_2, B_3, B_4 bilden ein Viereck, welches durch die Diagonalen B_1B_3, B_2B_4 versteift ist. Auf dieses Viereck setzen sich nun die Gratparren CB_1, CB_2, CB_3, CB_4 . Von den Diagonalen B_1B_3 und B_2B_4 ist eine wegen des Schubes in den Gratparren nöthig (vgl. die Unterfuchung auf S. 154); die zweite Diagonale ist ein überzähliger Stab. Man braucht die Punkte B_1, B_2, B_3, B_4 nicht als Auflagerpunkte auszubilden; dadurch wird die Kraftwirkung unklar. Diese Auflagerung wird aber

Fig. 381.

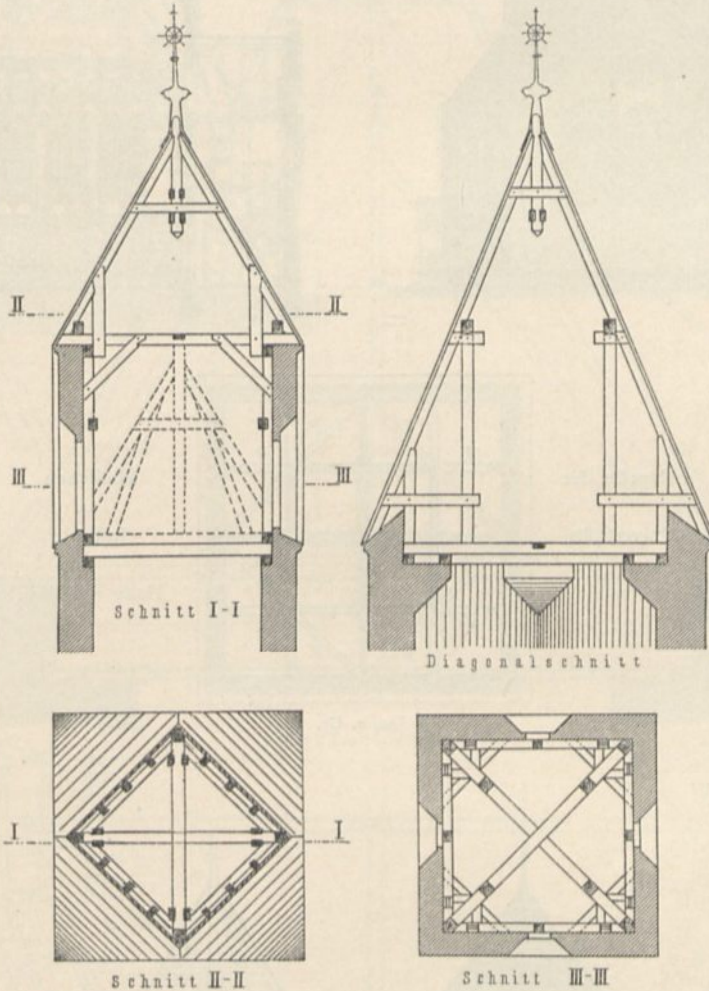


ausgeführt; z. B. findet sie sich auch in der Construction der Fig. 382. Die Linien B_1B_2 , B_2B_3 . . . entsprechen Pfetten, welche einerseits durch die Diagonalbalken, andererseits durch besondere Stiele gestützt werden, die auf den Balken A_1A_3 und A_2A_4 stehen. Die Sparren in den rhombischen Seitenflächen schiften sich an die Giebelstreben und Gratsparren.

Ein derartiges Dach zeigt Fig. 382¹⁸³⁾.

Die Gratsparren sind, wie oben angegeben, angeordnet; in den lothrechten Diagonalebene des Thurmes sind vier bis zur Auflagerebene $A_1A_2A_3A_4$ reichende Sparren, welche auf den Auflagern und

Fig. 382¹⁸³⁾.

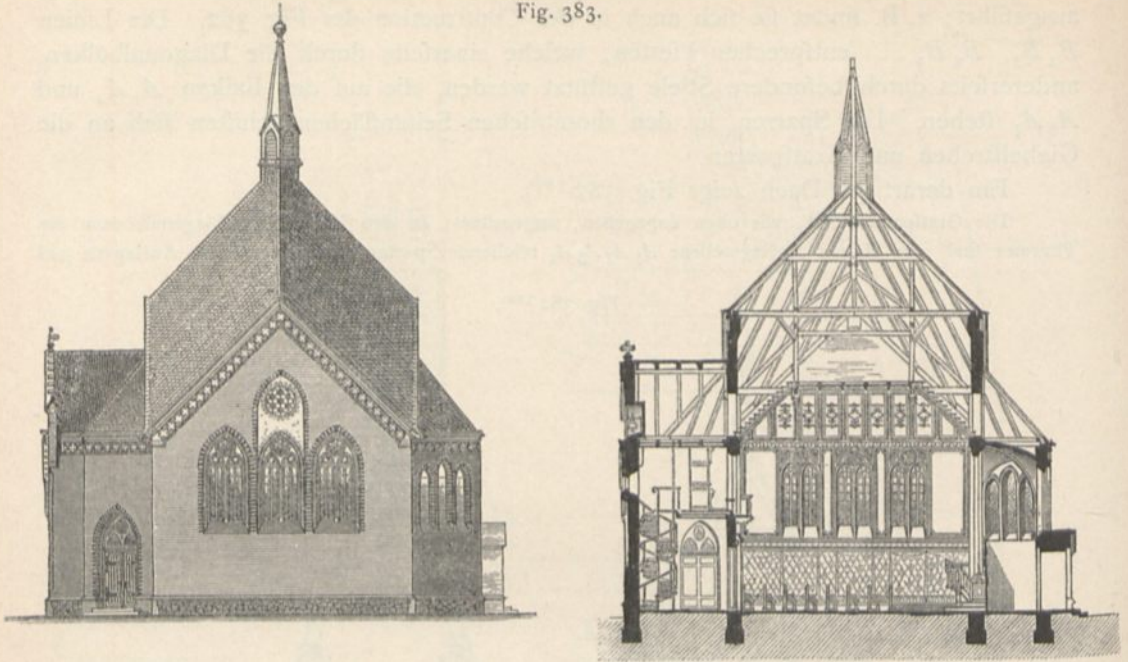


den in Höhe der Giebelspitzen umlaufenden Pfetten ruhen; diese sind in den Mitten ihrer freien Längen durch besondere in den Diagonalebene liegende Stiele gestützt. Hinter den gemauerten Giebeln laufen diesen parallel die Giebelstreben (im Querschnitt *II* punktirt), auf welchen die Schiffsparren ihr unteres Lager finden. Die Helmstange dient zum Zusammenführen der Grat- und Diagonalsparren und zum Tragen des Kreuzes; sie ist am unteren Ende durch Zangen gefasst. Damit die sich in der Auflagerebene kreuzenden Balken nicht zu weit frei liegen, sind die Ecken kragsteinartig vorgemauert.

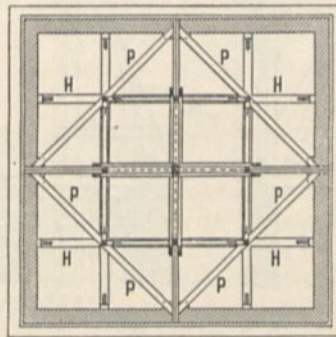
Es steht nichts im Wege, die Rhombenhaube mit einem Dache nach der *Otzen'schen* Bauweise zu versehen, demnach als Auflager nur die vier Punkte A_1 , A_2 ,

¹⁸³⁾ Nach: HARRIS, B. Die Schule des Zimmermanns. Theil I. 7. Aufl. Berlin 1889. S. 128.

Fig. 383.



Capelle der
Univerfitäts-
zu

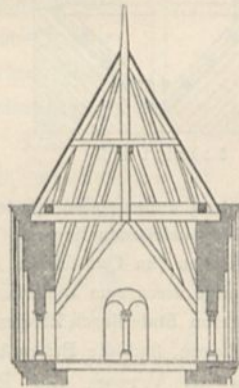
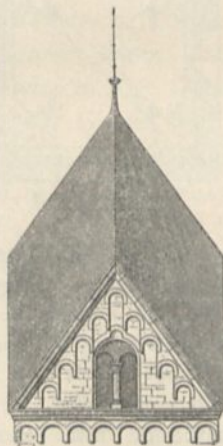


klinifchen
Institute
Halle a. S. 184).

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

Fig. 384.

Von der Kirche



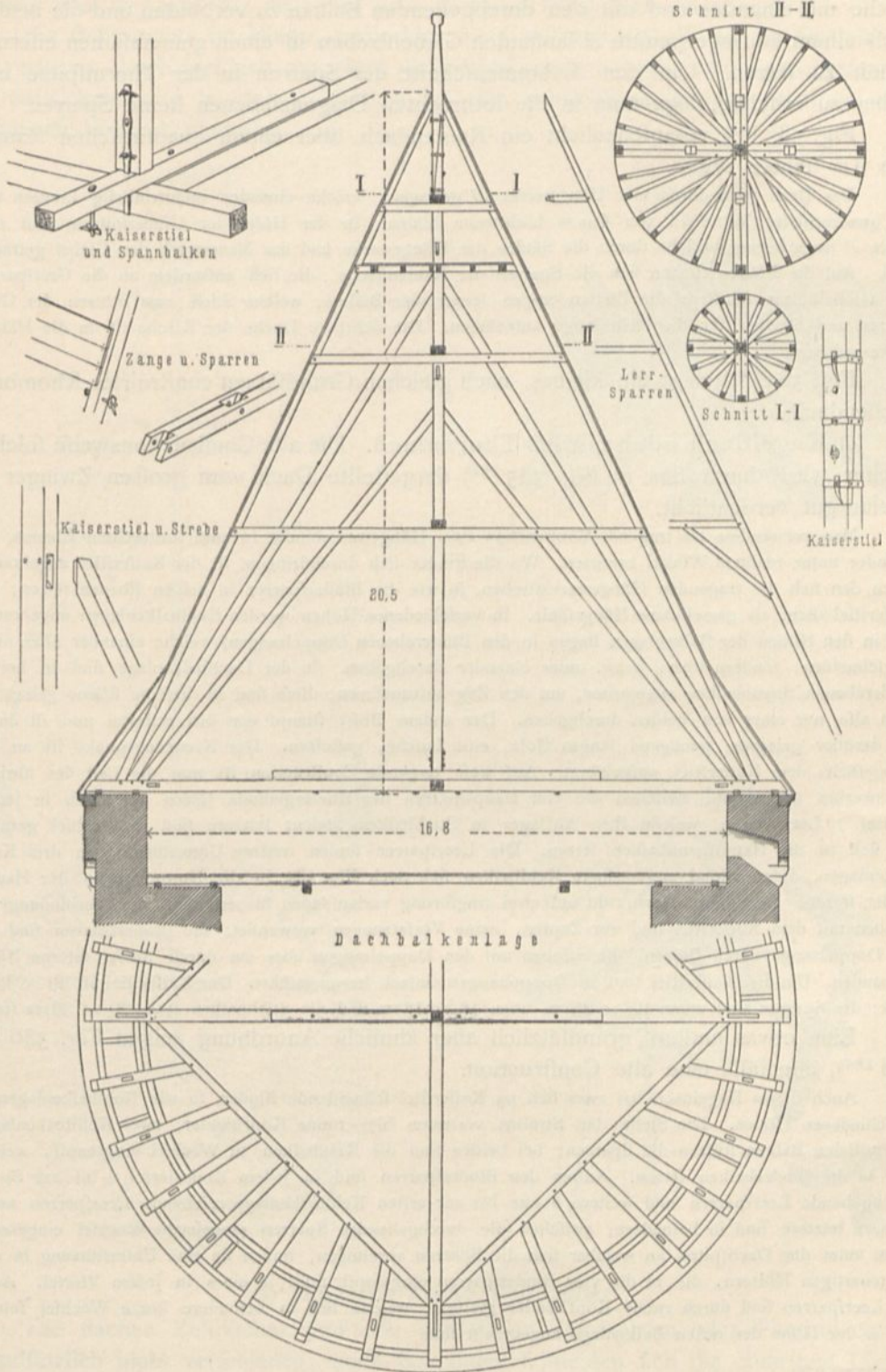
$\frac{1}{200}$ n. Gr.

zu Daufenau 185).

184) Ansicht und Schnitt Facf.-Repr. nach: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 475.

185) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1893, Bl. 57.

Fig. 385.



Vom großen Zwinger zu Goslar¹⁸⁶⁾.

1/200 n. Gr.

A_3, A_4 in der unteren Ebene zu verwenden, die Giebelstreben durch eiserne Knotenbleche mit einander und mit den durchgehenden Balken zu verbinden und die beiden nach einem Auflagerpunkte A laufenden Giebelstreben in einen gemeinsamen eisernen Schuh zu fetzen. Um den Zusammenschchnitt der Sparren in der Thurmspitze einfacher zu erhalten, lege man in die lothrechten Diagonalebenen keine Sparren.

Fig. 383¹⁸⁴⁾ veranschaulicht ein Rautendach über einem quadratischen Raume von 9 m lichter Weite.

Das Dach wird durch vier Hängewerke H getragen, welche einander rechtwinkelig kreuzen und ein quadratisches Mittelfeld von 4,50 m Lichtweite bilden. In der Höhe der Giebelspitzen läuft eine Pfette P rings herum, welche durch die Säulen der Hängewerke und das Mauerwerk der Giebel getragen wird. Auf die Pfetten stützen sich die Sparren der Rautenfläche, die sich außerdem an die Gratsparren und Giebelhölzer schiften; die Pfetten tragen ferner vier Balken, welche Stiele zum Stützen der Grat sparren und Streben für die Helmflange aufnehmen. Die sichtbare Decke der Kirche ist an die Hängewerke gehängt.

Fig. 384¹⁸⁵⁾ zeigt ein kleines, nach gleichen Grundfätzen construirtes Rhomben-haubendach.

132.
Kegeldach.

δ) Kegeldach oder rundes Thurmdach. Die alte Constructionsweise solcher Dächer wird durch das in Fig. 385¹⁸⁶⁾ dargestellte Dach vom großen Zwinger in Goslar gut verdeutlicht.

Man verwendete als tragende Construction zwei Hängewerksbinder in zwei lothrechten Ebenen, die einander unter rechtem Winkel kreuzten. Wo die Binder sich durchdringen, ist der Kaiserfteil angebracht, gegen den sich die tragenden Hängewerksstreben, so wie die Binder sparren in beiden Ebenen fetzen; der Kaiserfteil dient als gemeinfame Hängefäule. In verschiedenen Höhen werden Kehlbalckenlagen angebracht, und in den Höhen der Balkenlagen liegen in den Binderebenen Doppelzangen, welche einander aber nicht überschneiden, sondern über, bezw. unter einander durchgehen. In der Dachbalkenlage sind in beiden Binderebenen Spannbalken angeordnet, um den Zug aufzunehmen; diese sind in dieselbe Ebene gelegt; es kann also nur einer von beiden durchgehen. Der andere stößt stumpf vor den ersteren und ist durch ein darüber gelegtes, genügend langes Holz, eine Lafche, gestofsen. Der Kreuzungspunkt ist an der Hängefäule, dem Kaiserfteil, aufgehängt. Auf diese tragende Construction ist nun die Last des übrigen Dachwerkes übertragen; zwischen die vier Haupt sparren der Bindergebände fetzen sich noch in jedem Viertel 7 Leer sparren, welche ihre Auflager in Stichbalken finden; letztere sind in Wechsel geführt, die sich in die Haupt spannbalken fetzen. Die Leer sparren finden weitere Unterstüttzung in drei Kehlbalckenlagen, deren radial angeordnete Kehlbalcken sich nach Fig. 385 in die Doppelzangen der Haupt binder fetzen. Das ganze Dach ruht auf zwei ringförmig verlaufenden Mauerlatten. Zur Verbindung der Streben mit dem Kaiserfteil sind nur Zapfen, keine Versatzungen verwendet; die Binder sparren sind mit der Doppelzange durch Bolzen, die Streben mit den Doppelzangen aber nur durch starke eiserne Nägel verbunden. Um den Kaiserfteil sind die Doppelzangen einfach herumgeführt. Der Kaiserfteil ist 30×30 cm stark; die Sparren sind unten 25×25 cm, oben 16×16 cm und die Stichbalken etwa 30×30 cm stark.

Eine etwas andere, grundsätzlich aber ähnliche Anordnung zeigen Fig. 386 bis 388¹⁸⁷⁾, ebenfalls eine alte Construction.

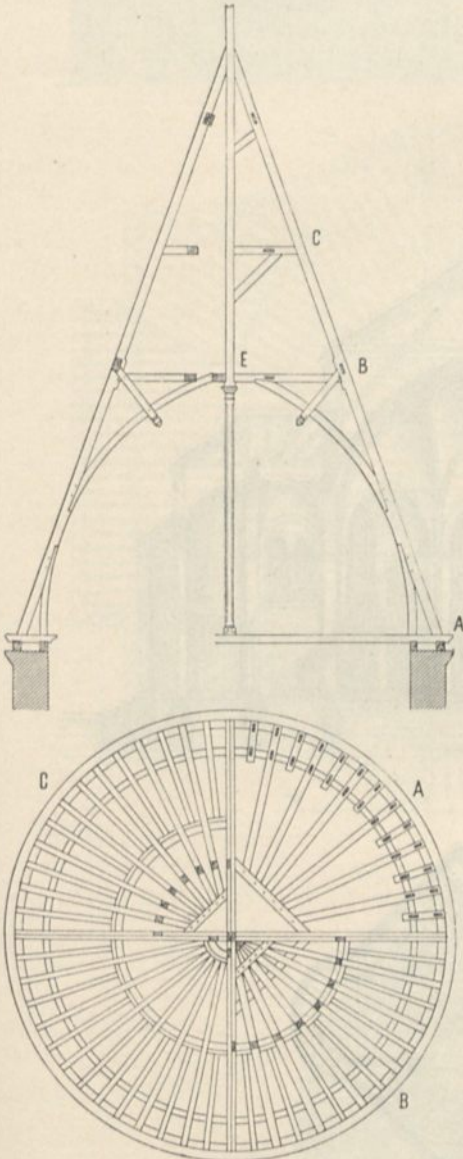
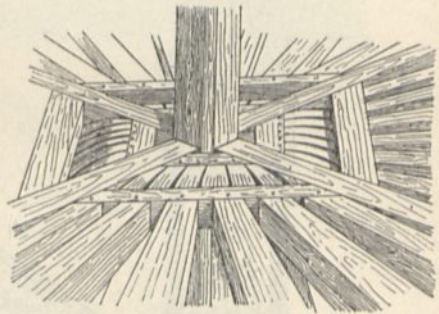
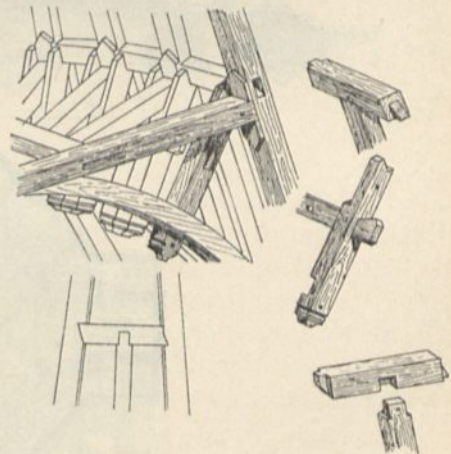
Auch dieses Kegeldach hat zwei sich im Kaiserfteil schneidende Binder, so wie Kehlbalckenlagen in verschiedenen Höhen. Die Stelle der Streben vertreten hier runde Kopfbänder; zwei Kehlbalckenlagen mit radialen Balken stützen die Sparren; bei beiden sind die Kehlbalcken in Wechsel eingezapft, welche sich in die Binderbalken fetzen. Aufser den Binder sparren sind in jedem Kreisviertel 6 bis zur Spitze durchgehende Leer sparren und weitere 6 nur bis zur ersten Kehlbalckenlage reichende Leer sparren angeordnet; letztere sind in besondere, zwischen die durchgehenden Sparren eingefetzte Wechsel eingezapft. Nahe unter der Dachspitze, an welcher sich die Sparren vereinigen, finden sie eine Unterstüttzung in vier pfettenartigen Hölzern, die in die vier Binder sparren eingezapft sind, je eines in jedem Viertel. Auch die Leer sparren sind durch runde Kopfbänder gestützt, welche sich in besondere kurze Wechsel fetzen, die in der Höhe der ersten Balkenlage angebracht sind.

186) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1893, Bl. 57.

187) Nach: VIOLETT-LE-DUC. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française* etc. Bd. 3. Paris 1859. S. 49 ff.

Fig. 386 zeigt im Grundrifs die in den Höhen *C*, *B*, *A* und nahe unter der Spitze genommenen Schnitte, je zu ein Viertel; Fig. 387 u. 388 geben die Punkte *E* und *B* schaubildlich.

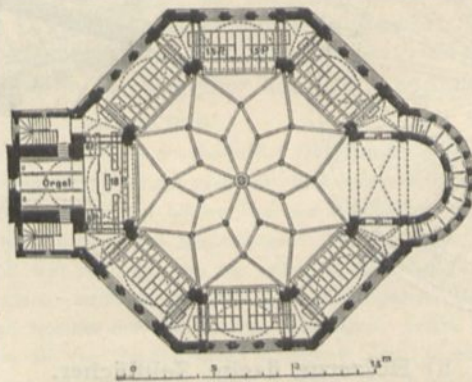
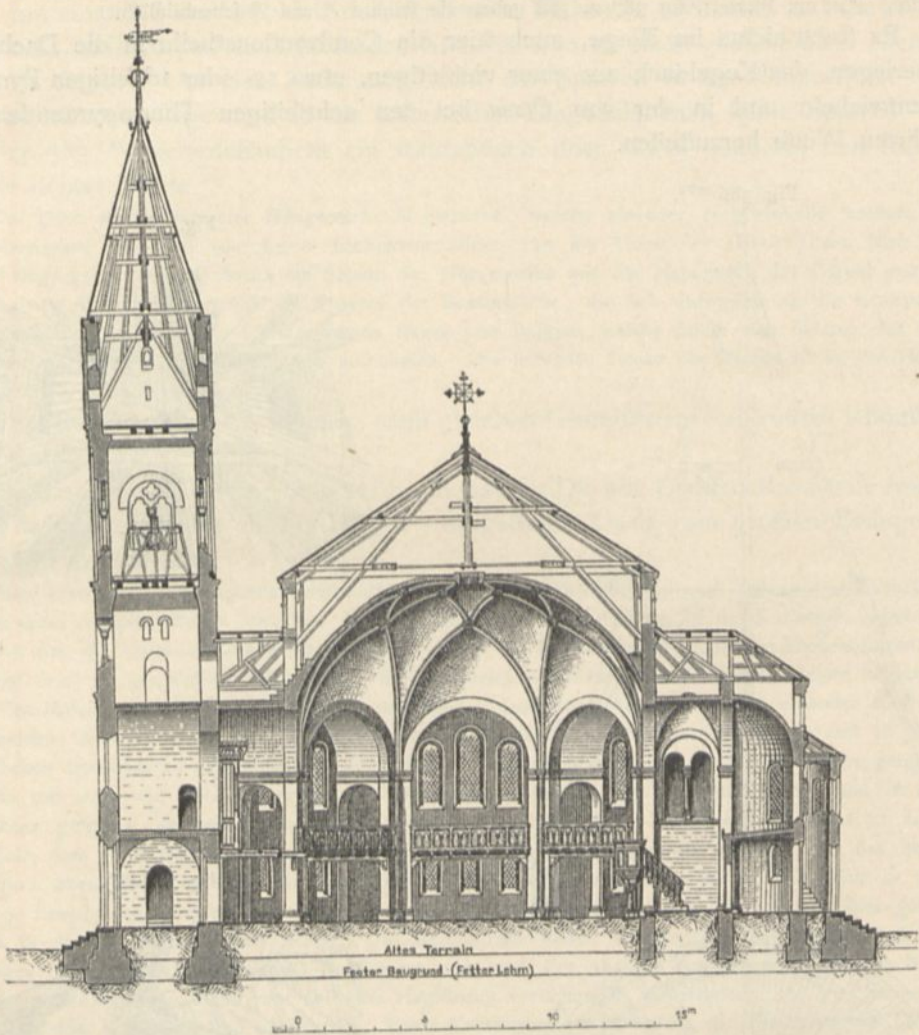
Es steht nichts im Wege, auch hier die Constructionstheile in die Dachfläche zu verlegen, das Kegeldach aus einer vielseitigen, etwa 12- oder 16-seitigen Pyramide zu entwickeln und in der von *Otzen* bei den achtseitigen Thurmpyramiden eingeführten Weise herzustellen.

Fig. 386¹⁸⁷⁾.Fig. 387¹⁸⁷⁾.Fig. 388¹⁸⁷⁾.

b) Hölzerne flache Zeldächer.

Die flachen Zeldächer sind von den steilen Zeldächern oder Thurmdächern grundfätzlich nicht verschieden; auch bei ihnen schneiden sich die einzelnen Dachflächen in den sog. Graten und alle Gratlinien in einem Punkte, der Spitze. Dennoch empfiehlt es sich, die flachen Zeldächer besonders zu behandeln; die Constructions-

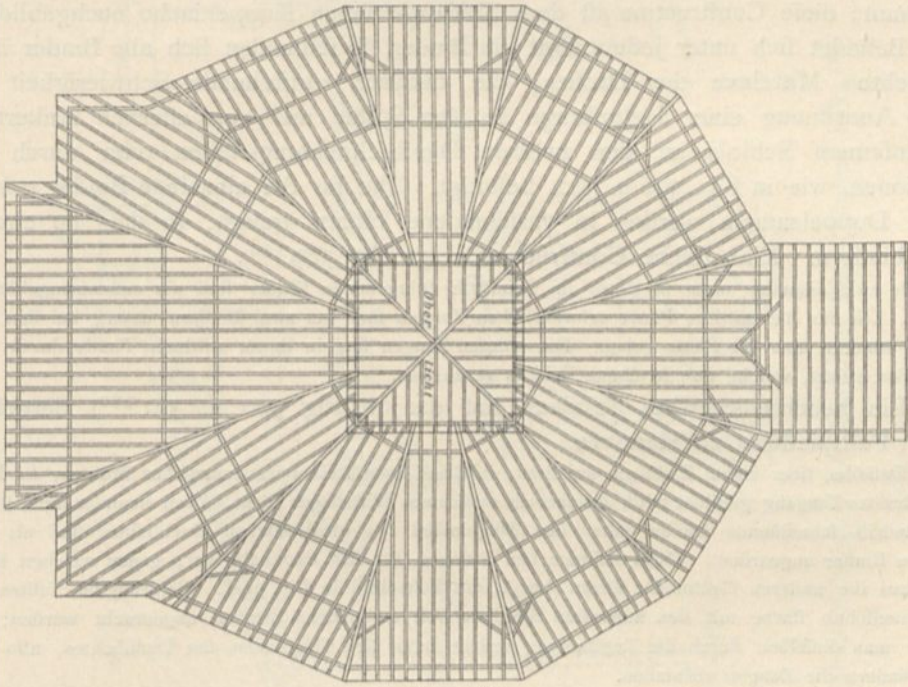
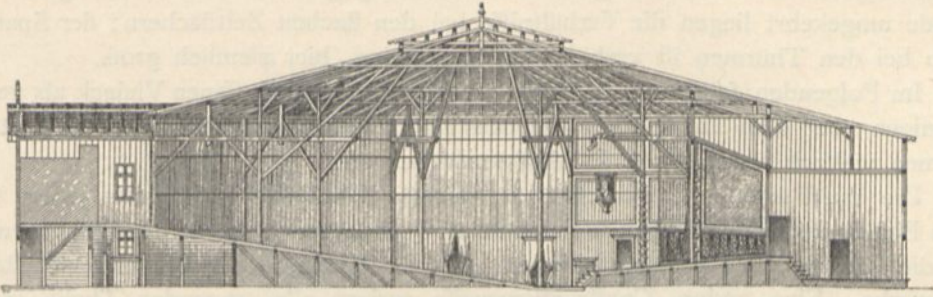
Fig. 389.

Von der Kirche zu Nietleben¹⁸⁸⁾.

weise ist derjenigen der Thürme nicht ganz gleich, und die in Betracht kommenden Kräfte sind andere, als bei den Thurmdächern. Bei diesen spielt das Eigengewicht

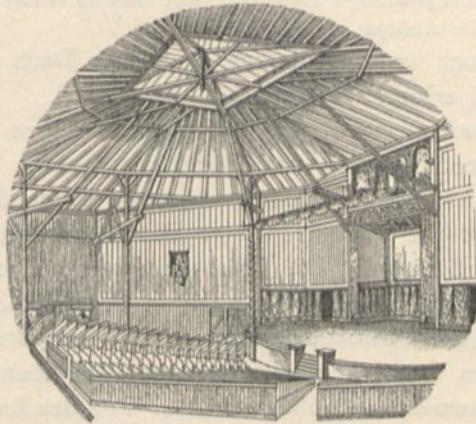
¹⁸⁸⁾ Facf.-Repr. nach: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 218.

Fig. 390.



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

Fig. 391.



Vom Luther-Festspielhaus zu Hannover¹⁸⁹⁾.

¹⁸⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, Bl. 26.

eine geringe und die Schneelast gar keine Rolle; dagegen ist der Wind sehr gefährlich. Gerade umgekehrt liegen die Verhältnisse bei den flachen Zeldächern; der Sparrenschub bei den Thürmen ist verhältnißmäßig gering, hier ziemlich groß.

Im Folgenden sollen die Zeldächer über einem geschlossenen Vieleck als ganze, diejenigen über dem Theile eines Vieleckes als halbe bezeichnet werden; die letzteren kommen vielfach bei Kirchen als Apsidendächer vor.

Die meist übliche Construction der flachen Zeldächer weist unter jedem Grat einen Binder auf; diese tragen herumlaufende Pfetten und sind der Hauptfäche nach, wie die gewöhnlichen Satteldachbinder, also für Kräfte in der Binderebene, stabile Fachwerke. Eine andere Constructionsweise verlegt alle tragenden Theile in die Dachhaut; diese Construction ist dem *Schwedler'schen* Kuppeldache nachgebildet.

134.
Construction
mit Bindern
unter den
Graten.

Befindet sich unter jedem Grat ein Binder, so schneiden sich alle Binder in der lothrechten Mittelaxe des Daches; die dadurch entstehende Schwierigkeit wird durch Anordnung einer Helmstange an der Spitze und von eisernen Ankern mit gemeinfamem Schloß an den unteren Durchschneidungsstellen oder durch Constructions, wie in Fig. 390 u. 392, beseitigt. Die für die einzelnen Binder erforderlichen Doppelzangen werden in verschiedene Höhen gelegt, so daß sie einander nicht hindern. Eine solche Construction zeigt Fig. 389¹⁸⁸⁾.

Je zwei einander unter 90 Grad im Grundriß schneidende Binder sind als zusammengehörig behandelt. Die für die mittlere Pfette erforderlichen Zangen sind bei zwei Bindern unter, bei den beiden anderen Bindern über die Pfette gelegt. Die unteren Zangen sind in ihrem mittleren Theile durch eiserne Zugbänder ersetzt, welche sich in einem Schloß vereinigen.

Ein beachtenswerthes Zeldach hat das in Fig. 390 u. 391¹⁸⁹⁾ dargestellte Luther-Festspielhaus zu Hannover.

Dasselbe, über einem Zwölfeck errichtet, ruht auf zwei Reihen concentrischer Stützen, so daß ein 6,80 m breiter Umgang gebildet wird, welcher als wirkames Widerlager dient. Zwei einander unter 90 Grad im Grundriß schneidende Binder unter den Diagonalen des quadratischen Dachlichtes sind als herumlaufende Binder angeordnet. Diese nehmen den Rahmen für das Dachlicht auf, gegen welchen Rahmen sich dann die anderen Gratbinder setzen (vergl. das Schaubild in Fig. 391). Ursprünglich sollten gegen den Seitenschub starke mit den äußersten Ständern fest verbundene Streben angebracht werden; später ersetzte man dieselben durch die Zugstangen, welche unter den Diagonalen des Dachlichtes, also in den Hauptbindern die Zangen verbinden.

Eine gute Construction ist das Dach über einem Locomotivschuppen, welches in Fig. 392¹⁹¹⁾ vorgeführt ist.

Die Grundfigur ist ein regelmäßiges Zwölfeck; jeder einzelne Binder ist ein Auslegerträger; eine Laterne belastet die Enden der Ausleger.

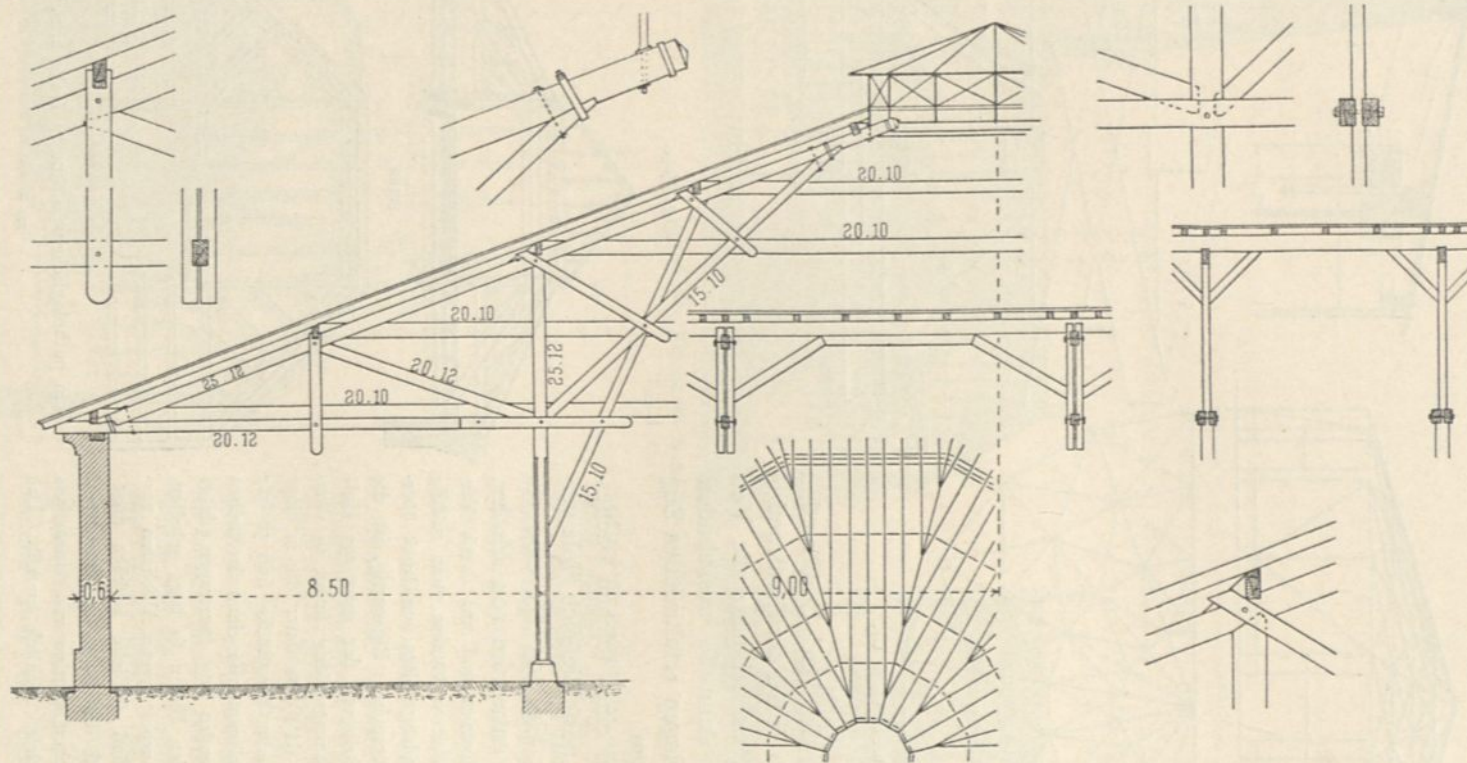
Es möge hier auch an das ähnlich construirte Dach des Theaters zu Mainz (siehe Fig. 285, S. 112) erinnert werden.

135.
Construction
nach
Schwedler'scher
Art.

Wird die Construction nach Art der *Schwedler'schen* Kuppeln durchgeführt, so liegen alle tragenden Theile in den Dachflächen; unter die Grate kommen die Gratsparren und werden durch herumlaufende Ringe verbunden, die gleichzeitig als Pfetten dienen. Gegen die ungleichmäßige Belastung ordnet man in den Dachflächen liegende Schrägstäbe an. Die Berechnung dieser Construction ist in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 456 bis 460, S. 427 u. ff.¹⁹⁰⁾ dieses »Handbuches« vorgeführt, worauf hier verwiesen wird. Die Sparren werden gedrückt; die Schrägstäbe in den Dachflächen werden stets als gekreuzte ausgeführt, können demnach sowohl als Zug-, wie als Druckdiagonalen ausgebildet werden. Von den Ringen erhält der Fußring stets Zugbeanspruchung; derselbe wird deshalb meist aus Eisen hergestellt. Wenn

¹⁹⁰⁾ 2. Aufl.: Art. 245 bis 249, S. 234 u. ff.

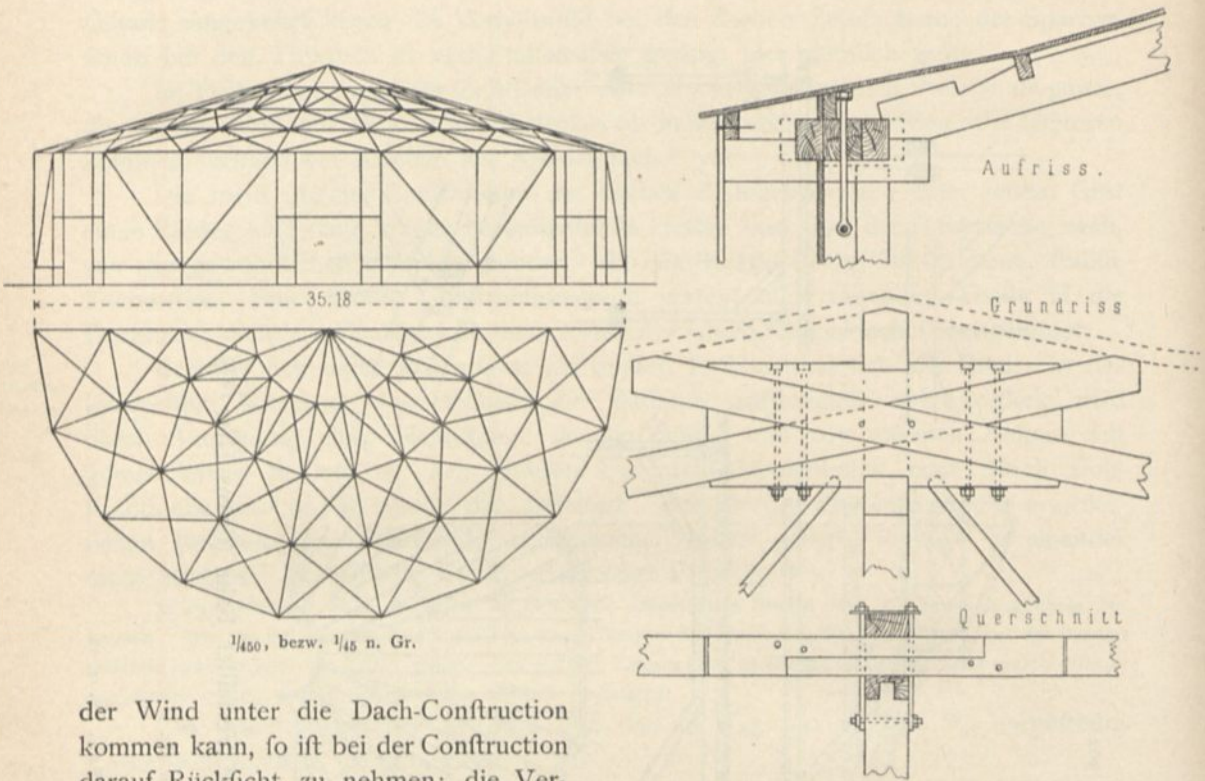
Fig. 392.



Von einem Locomotivschuppen der Verfailler Bahn (linkes Ufer ¹⁹¹⁾).

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

¹⁹¹⁾ Nach: LACROIX, E. *La construction des ponts. 10 partie: Ponts en bois.* Paris. Bl. 11, 12.

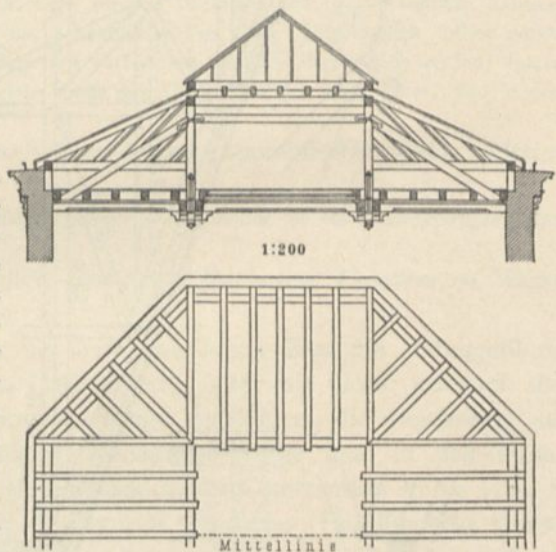
Fig. 393¹⁹²⁾.

der Wind unter die Dach-Construction kommen kann, so ist bei der Construction darauf Rückficht zu nehmen; die Verbindungen sind dann so auszubilden, daß sie den geringen resultirenden Zug übertragen können.

Ein Beispiel eines solchen Daches, bei welchem fast ausschließlich Holz verwendet ist, zeigt Fig. 393¹⁹²⁾, eine 18-eckige Scheune, entworfen von *Hacker*.

Ringe und Sparren sind nur durch Verzäpfungen mit einander verbunden, was zulässig ist, da an den Verbindungsstellen nur Druck übertragen zu werden braucht. Eigenartig ist die Ausbildung des Fußringes, der ganz aus Holz hergestellt ist. Rechnungsmäßig findet in demselben ein Zug von 64 400 kg statt; die in einer Ecke zusammentreffenden Ringstücke sind je zur Hälfte überblattet, können also einen der halben Holzstärke entsprechenden Zug übertragen (dabei sind die überstehenden Enden so lang gehalten, daß genügende Sicherheit gegen Abscheren verbleibt); außerdem sind seitliche Laschen angebracht, um den Rest des Zuges zu übertragen. Ringstücke und Laschen werden von einem aus zwei Hölzern gebildeten Schloß umfaßt. Das

Fig. 394.

Vom pathologischen Institut zu Halle a. S.¹⁹³⁾.

1/200 n. Gr.

¹⁹²⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 134.

¹⁹³⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 210, 219.

Fig. 395.

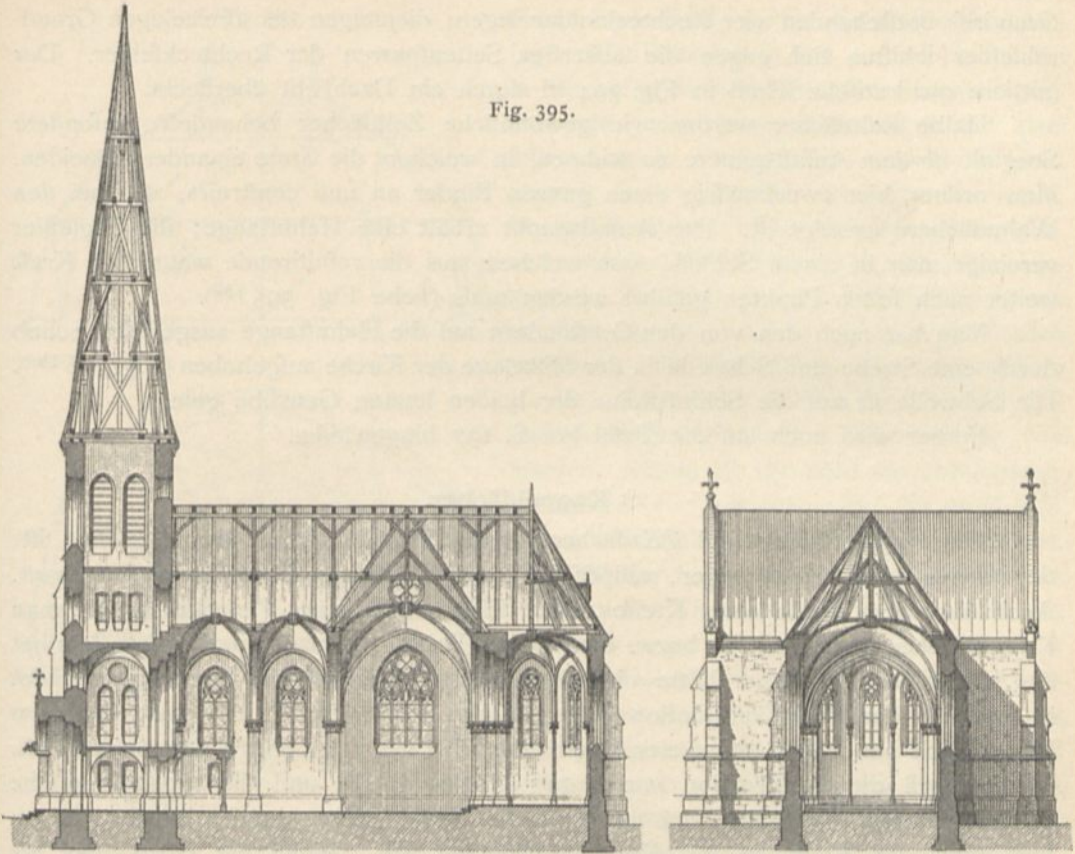
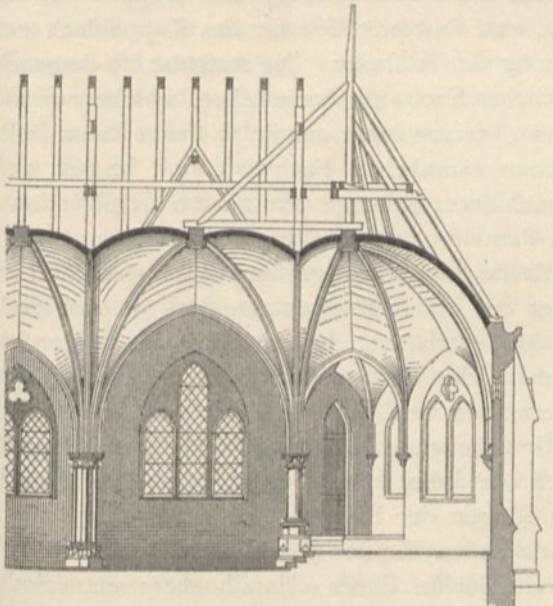
Von der Kirche zu Neuenkirchen¹⁹⁴⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 396.

Von der Kirche zu Aftfeld¹⁹⁵⁾. $\frac{1}{200}$ n. Gr.

untere Holz nimmt das obere Ende des doppelten Eckstiels und die Wandstreben, das obere den Sparren mit Hakenblatt auf. Die Sparren tragen herumlaufende Pfetten, deren Oberfläche höher liegt, als diejenige der Sparren. Die Sparrenstärke beträgt am Fuß 26×26 cm und am First 14×14 cm.

Man kann beim achteckigen Zeltdach die Schwierigkeit des Zusammenschneidens aller Binder in einer Linie dadurch vermeiden, daß man in der durch Fig. 394¹⁹³⁾ vorgeführten Weise zwei parallele Binder im angemessenen Abstände anordnet, welche die ganze Construction tragen. Im vorgeführten Beispiel tragen die beiden Hängewerke eine im Quadrat herumlaufende Pfette, auf welche sich die Sparren der im

¹⁹⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, Bl. 21.

¹⁹⁵⁾ Facf.-Repr. nach ebendaf., 1875, Bl. 625.

Grundrifs entstehenden vier Rechteckfelder legen; diejenigen der dreieckigen Grundrifsfelder schiften sich gegen die äußersten Seitenparren der Rechteckfelder. Der mittlere quadratische Theil in Fig. 394 ist durch ein Dachlicht überdeckt.

136.
Halbe
Zeltdächer.

Halbe Zeltdächer werden wie gewöhnliche Zeltdächer behandelt; besondere Sorgfalt ist dem Anfallspunkte zu widmen, in welchem die Grate einander schneiden. Man ordnet hier zweckmäfsig einen ganzen Binder an und construirt, wie bei den Walmdächern gezeigt ist. Der Anfallspunkt erhält eine Helmstange; die Zuganker vereinigt man in einem Schlofs, von welchem aus die resultirende wagrechte Kraft weiter nach festen Punkten geführt werden mufs (siehe Fig. 395¹⁹⁴).

Man hat auch den von den Gratbindern auf die Helmstange ausgeübten Schub durch eine Strebe und Schwelle in der Mittelaxe der Kirche aufgehoben (Fig. 396¹⁹⁵). Die Schwelle ist auf die Schlusssteine der beiden letzten Gewölbe gelegt.

Ferner wird auch auf die Tafel bei S. 197 hingewiesen.

c) Kuppeldächer.

137.
Allgemeines.

Die Kuppeldächer sind Zeltdächer, deren Dachlinie eine krumme Linie ist; sie werden über kreisförmiger, elliptischer oder vieleckiger Grundfläche aufgebaut. Auch über dem Theile eines Kreises, einer Ellipse oder eines Vieleckes erbaut man Kuppeldächer und erhält so bezw. eine halbe, Drittel-, Viertelkuppel. Fast stets hat das Kuppeldach in seiner Mitte eine sog. Laterne, die oft als Thurm ausgebildet ist und von der Dach-Construction getragen wird. Wichtig ist, dafs man den vom Kuppeldach umschlossenen inneren Raum möglichst frei von Constructionstheilen hält, sei es, weil die Construction von unten sichtbar bleibt und die architektonische Wirkung durch die kreuz- und querlaufenden Stäbe gestört werden würde, sei es, weil man den Raum in der Kuppel ausnutzen will. Wenn die Holzkuppel als Schutzkuppel für eine gemauerte innere Kuppel dient, so läfst man die innere Kuppel möglichst in den freien Kuppelraum hineinreichen und kann dann nicht gut durchgehende Hölzer anbringen. Es ist ferner nicht zweckmäfsig, das Kuppeldach auf die innere gemauerte Kuppel zu stützen, und so bietet sich für das Kuppeldach nur die ringsum laufende Mauer zur Anordnung der Auflager. Die Aufgabe ist demnach hier, eine Construction als stabiles, räumliches Fachwerk herzustellen, welche nur auf der Umfangsmauer Auflager findet und im Inneren einen möglichst freien Raum läfst.

138.
Construction.

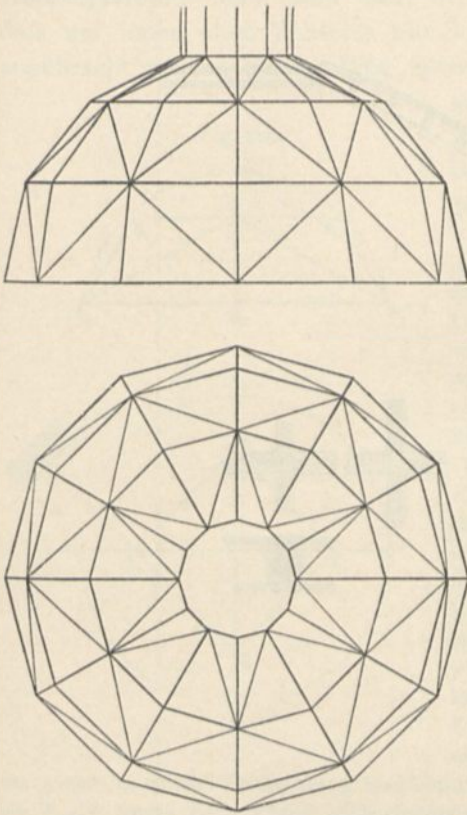
Die Bedingungen der Stabilität beim räumlichen Fachwerk sind in Art. 118 (S. 145) unterfucht; dieselben haben auch hier Geltung; die neuere Constructionsweise construirt die Kuppeldächer nach den dort entwickelten Bedingungen.

Bei der älteren Constructionsart stellte man eine gröfsere Zahl von Bindern radial auf; diese Anordnung, bei welcher der innere Kuppelraum stark verbaut wird, ist heute fast ganz zu Gunsten derjenigen verlassen, bei welcher alle tragenden Theile in die Dachfläche verlegt werden; die letztere Constructionsweise ist von *Schwedler* für die eisernen Kuppeln erfunden und für diese vielfach ausgeführt; sie eignet sich auch für Holzkuppeln. Gewöhnlich ersetzt man die stetig gekrümmte Kuppelfläche (die Rotationsfläche) durch ein dieser Fläche eingeschriebenes Vieleck mit Kanten unter den Graten und den Ringen der Kuppel.

Die äufseren auf die Kuppel wirkenden Kräfte (Belastungen) und die Berechnung sind in Theil I, Band I, zweite Hälfte dieses »Handbuches« entwickelt.

Nach den Untersuchungen in Art. 118 (S. 145) erhält man ein statisch bestimmtes, räumliches Fachwerk folgendermafsen. Man wähle als Zahl der Auflager

Fig. 397.



eine gerade Zahl, mache die Hälfte der Auflager fest (Punktlager), die andere Hälfte frei in der Auflagerebene beweglich (Ebenenlager), verbinde jedes bewegliche Lager mit zwei festen Lagern durch Stäbe, ordne die Gratsparren, so wie die der Grundfigur ähnlichen, in verschiedenen Höhen liegenden Ringe an, und versee jedes Seitenfeld mit einer Diagonale. Das entstehende räumliche Fachwerk ist, falls oben ein Laternenring liegt, statisch bestimmt. Bei der in Fig. 397 dargestellten Kuppel über einer zwölfseitigen Grundfigur sind 6 Punktlager und 6 Ebenenlager vorhanden; mithin ist die Zahl der Auflagerunbekannten $n = 3 \cdot 6 + 6 = 24$. Es muß also, falls k die Zahl der Knotenpunkte bedeutet, die Zahl der Stäbe $s = 3k - n = 3k - 24$ sein. Die Zahl der Knotenpunkte ist $k = 4 \cdot 12 = 48$; also muß $s = 3 \cdot 48 - 24 = 120$ sein. In der That ist $s = 10 \cdot 12 = 120$. Da nun außerdem jeder Knotenpunkt durch Aufbau von den Auflagern aus stets dadurch im Raume fest gelegt ist, daß er mit drei festen, nicht mit ihm in einer Ebene liegenden Punkten verbunden ist, so ist das Fachwerk statisch bestimmt.

Die in den Seitenfeldern liegenden Diagonalen haben Zug und Druck zu erleiden; will man, daß dieselben nur Zug oder nur Druck erhalten, so ordne man in jedem Felde gekreuzte Diagonalen an; dieselben können sowohl als Zugdiagonalen aus Eisen, wie als Druckdiagonalen aus Holz hergestellt werden. Der oberste Ring, der Laternenring, erhält stets Druck, und wird, wie die übrigen Ringe, aus Holz ausgeführt; den Fußring, welcher die Ebenen- und Punktlager mit einander verbindet und nicht unbedeutenden Zug zu erleiden hat, bildet man zweckmäßig aus Eisen.

Wegen der Einzelausbildung der Knotenpunkte kann auf diejenige hingewiesen werden, welche in Art. 130 (S. 170) bei den *Otzen'schen* Thurmdächern vorgeführt ist; die Knotenpunkte können hier ganz ähnlich angebildet werden, wobei sich Zuhilfenahme von Eisen empfiehlt.

Auf die unter den Graten angeordneten Kuppelsparren, welche die Stelle der Binder vertreten, kommen ringsherum laufende Pfetten für die Dachschalung. Wenn die freie Länge der Pfetten in den unteren Feldern zu groß wird, so kann man sie durch zwischengelegte Kuppelsparren unterstützen, wodurch die Seitenzahl der Grundfigur vergrößert wird. Diese zwischengelegten Sparren brauchen nicht bis zum Laternenring zu reichen.

Es liegt nahe, die Kuppelsparren als gekrümmte Bohlenparren herzustellen, wie in Art. 105 (S. 132) für Satteldächer vorgeführt wurde. Dadurch erhält man die Dachform in natürlichster Weise. Man kann die Gratsparren der Kuppel aus hochkantigen Bohlen ausbilden, durch Pfetten als Ringe verbinden und mit Diago-

Fig. 398.

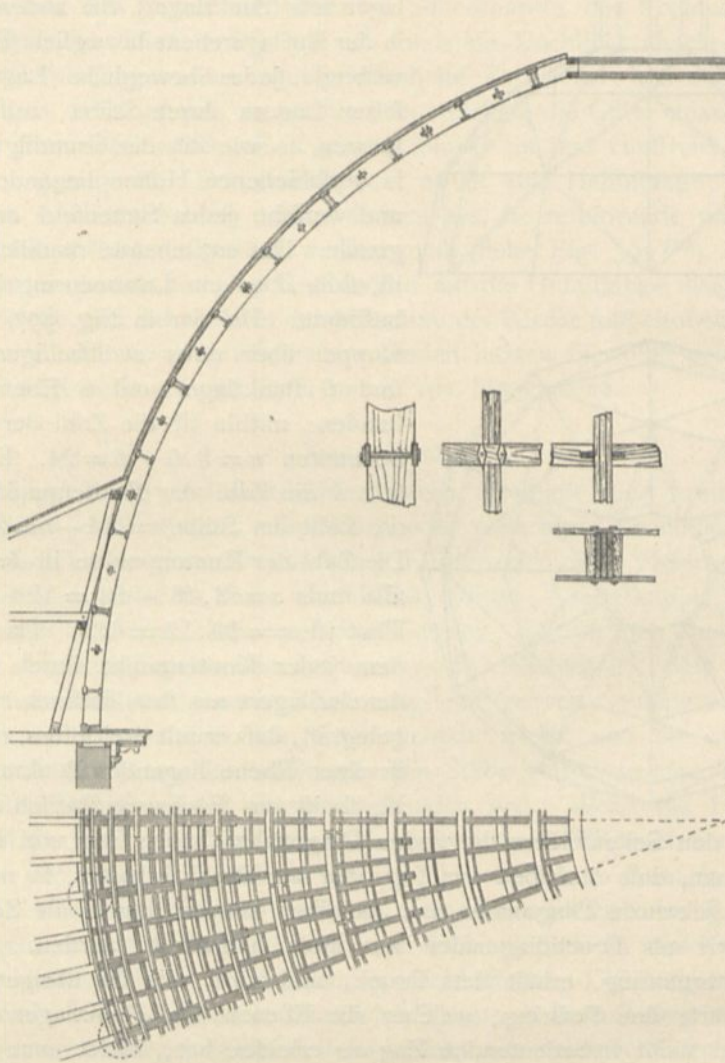
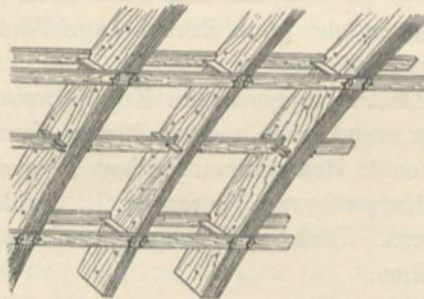
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 399.

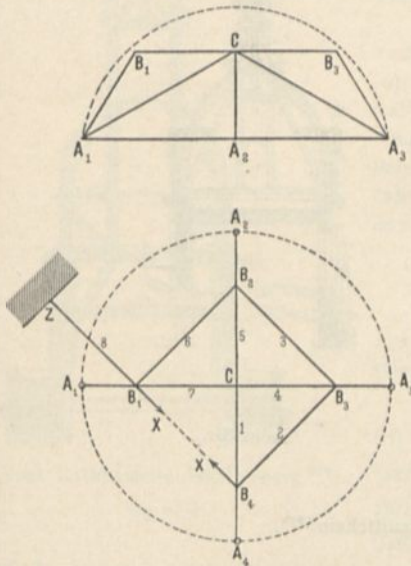
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Von der katholischen Kirche zu Darmstadt ¹⁹⁶⁾.

196) Nach: MOLLER, a. a. O., Heft 1.

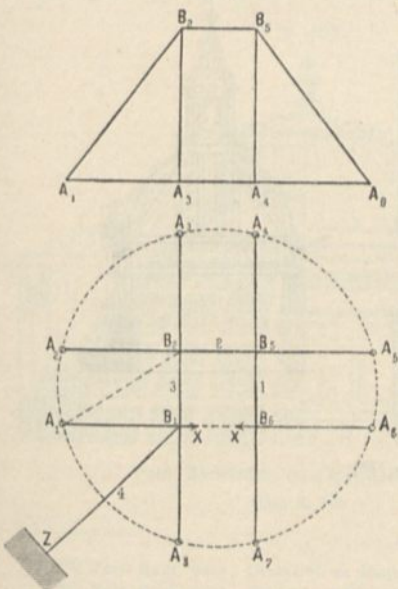
nalen in allen Seitenfeldern verfehen; dann erhält man das vorstehend beschriebene Kuppelgerippe. Man kann auch die Bohlengefärrre so nahe an einander stellen, dafs auf ihnen ohne Weiteres die Schalung, welche dann die Diagonalen erfetzt, angebracht werden kann. Eine folche Kuppel ist die von *Moller* entworfene und ausgeführte Kuppel der katholischen Kirche zu Darmstadt (Fig. 398¹⁹⁶), welche, zweckmäfsig und wohl überlegt erdacht, vielfach als Vorbild gedient hat und weit bekannt geworden ist.

Fig. 400.



aus 5 und im oberen Theile aus 3 hochkantigen Bohlenlagen, jede 5 cm stark und 38 cm breit; sie sind aus 1,60 m langen Bohlenstücken zusammengefügt; die Zwischensparren haben nur je drei Bohlenlagen. Die Gurtbänder sind aus jungem, geriffenem Eichenholz, 10 cm hoch, 25 cm stark und laufen aufsen und innen um die ganze Kuppel herum. Die Verbindung derselben mit den Bohlensparren ist in Fig. 399 dargestellt, eben so die der Querriegel, welche aus 12 cm hohen Bohlen gebildet sind und durch die Bohlenbogen hindurchgehen. Besonders gefürchtet wurde bei der Herstellung dieser Kuppel das ungleiche Setzen und Senken einzelner Bohlen sparren, da bei der grossen Länge der Sparren eine grosse Zahl von Stofsugen vorhanden ist. Deshalb wurden die Gurtbänder mit ihrer halben Stärke in die Bohlen sparren eingelassen, so dafs sie mit der hohen Seite tragen; dadurch sollte verhindert werden, dafs die ungleichmäfsigen Senkungen sich nach oben oder unten fortsetzten. Wegen weiterer Einzelheiten wird auf die unten erwähnte Quelle¹⁹⁶) verwiesen.

Fig. 401.



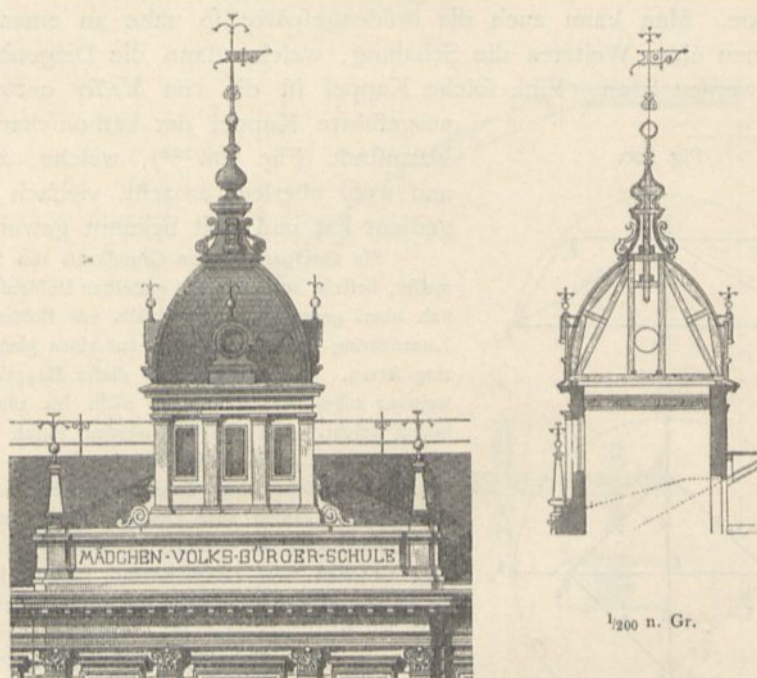
Sie überspannt einen Grundkreis von 33,50 m Durchmesser, besteht aus 56 radial gestellten Bohlen sparren, welche sich oben gegen einen gleichfalls aus Bohlen hergestellten Laternenring lehnen und unten auf einen gemeinsamen Fussring setzen. Zwischen je zwei dieser Haupt sparren ist ein weiterer angeordnet, der aber nicht bis zum Laternenring hinauf reicht. Die Sparren werden durch herumlaufende Ringe — von *Moller* Gurtbänder genannt — mit einander verbunden, welche Ringe 2,125 m von einander entfernt sind. Ausser diesen laufen auch Querriegel rings um die Kuppel, alle Bohlenbogen mit einander verbindend; je ein Querriegel liegt zwischen zwei Gurtbändern. Endlich ist noch, etwa in ein Drittel der Höhe über der Auflagerebene, ein herumlaufender Ring aus zwei über einander liegenden Hölzern angeordnet, welcher durch schief gestellte Pfosten gestützt wird und für das äussere Dach als Pfette dient; dieser Ring soll eine wagrechte Verschiebung der ganzen Kuppel verhüten. Diagonalen sind nicht angebracht; ihre Stelle vertritt wohl die Schalung. Die Bohlenbogen bestehen im unteren Theile

aus 5 und im oberen Theile aus 3 hochkantigen Bohlenlagen, jede 5 cm stark und 38 cm breit; sie sind aus 1,60 m langen Bohlenstücken zusammengefügt; die Zwischen sparren haben nur je drei Bohlenlagen. Die Gurtbänder sind aus jungem, geriffenem Eichenholz, 10 cm hoch, 25 cm stark und laufen aufsen und innen um die ganze Kuppel herum. Die Verbindung derselben mit den Bohlen sparren ist in Fig. 399 dargestellt, eben so die der Querriegel, welche aus 12 cm hohen Bohlen gebildet sind und durch die Bohlenbogen hindurchgehen. Besonders gefürchtet wurde bei der Herstellung dieser Kuppel das ungleiche Setzen und Senken einzelner Bohlen sparren, da bei der grossen Länge der Sparren eine grosse Zahl von Stofsugen vorhanden ist. Deshalb wurden die Gurtbänder mit ihrer halben Stärke in die Bohlen sparren eingelassen, so dafs sie mit der hohen Seite tragen; dadurch sollte verhindert werden, dafs die ungleichmäfsigen Senkungen sich nach oben oder unten fortsetzten. Wegen weiterer Einzelheiten wird auf die unten erwähnte Quelle¹⁹⁶) verwiesen.

Unter Umständen kann auch die Anordnung mit radialen Bindern empfehlenswerth sein; nur mufs man Sorge tragen, dafs das entstehende Fachwerk stabil ist. Die zwei nachstehend beschriebenen Constructions bieten keine stabilen Fachwerke, worauf hier besonders hingewiesen wird.

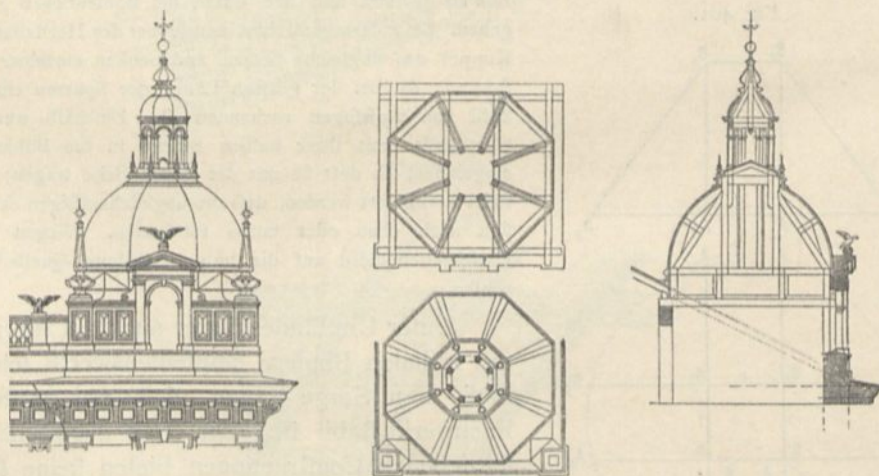
Zwei in lothrechten, einander unter 90 Grad schneidenden Ebenen liegende Fachwerke $A_1 C A_3$ und $A_2 C A_4$ (Fig. 400) stützen sich auf die vier festen Auflager A_1 ,

Fig. 402.

Von der Mädchen-Volkschule zu Neutitschein¹⁹⁷⁾.

A_2, A_3, A_4 . Punkt C ist durch Verbindung mit A_1, A_2, A_3 und A_4 gleichfalls im Raume fest gelegt, und zwar mit einem Stabe mehr, als nöthig wäre. Fügt man nun B_1, B_2, B_3, B_4 hinzu, indem man diese Punkte je mit C und dem betreffenden Auflagerpunkte A verbindet, und die Stäbe B_1, B_2, B_3, B_4 anbringt, so wäre zu untersuchen, ob dieses Fachwerk stabil ist. Wäre dies der Fall, so könnte man

Fig. 403.

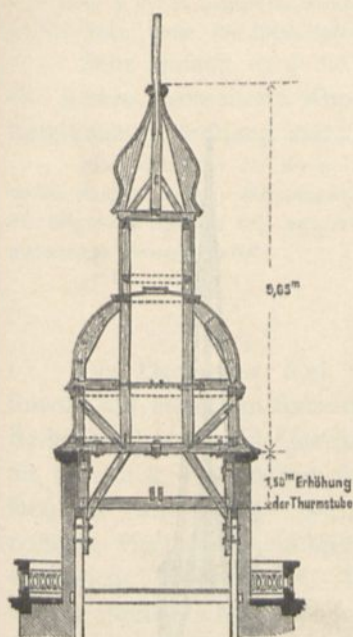
Von einem Wohnhaus zu Wien¹⁹⁸⁾.

1/200 n. Gr.

197) Facf.-Repr. nach: Allg. Bauz. 1889, Bl. 27.

198) Facf.-Repr. nach ebendaf., 1883, Bl. 65.

Fig. 404.

Vom Rathaus zu Münsterberg¹⁹⁹⁾.

1/200 n. Gr.

weiter darauf aufbauen, insbesondere zwischen die Hauptbinder Zwischenbinder setzen, welche sich gegen die Hölzer $B_1 B_2$, $B_2 B_3$, $B_3 B_4$, $B_4 B_1$ lehnen.

Die Zahl der Auflagerunbekannten ist $n = 3 \cdot 4 = 12$, die Zahl der Knotenpunkte $k = 9$; es muß also die Zahl der Stäbe $s = 3 \cdot 9 - 12 = 15$ sein. Vorhanden sind 16 Stäbe, und da C durch einen Stab zu viel mit den Auflagern verbunden ist, so wäre demnach Stabilität möglich.

Baut man von unten auf, indem man die Auflager A und Punkt C als fest ansieht, so verbinden wir B_1 mit A_1 , C und Z (der Verbindungsstab $B_1 Z$ ist ein nachher fortzulassender Ergänzungsstab); Punkt B_2 wird mit A_2 , C , B_1 , Punkt B_3 mit A_3 , C , B_2 , Punkt B_4 mit A_4 , C , B_3 verbunden. Es fragt sich, ob Stab $B_1 Z$ durch $B_1 B_4$ ersetzt werden kann. Wirkt in der Richtung $B_4 B_1$ in den Punkten B_1 und B_4 je X , so erhält man leicht als Spannungen in den Stäben 1, 2, 3...

$$S_1' = -2 X \sin 45^\circ, S_2' = +X = S_3' = S_5', \\ S_4' = -2 X \sin 45^\circ, S_8 = 0.$$

Stab $B_1 B_4$ kann also Stab $B_1 Z$ nicht ersetzen (siehe Art. 120, S. 150); die Construction ist nicht stabil. Man kann also auf dieser Grundlage nicht weiter aufbauen.

Man hat wohl im Grundriß vier einander unter 90 Grad kreuzende Hängewerke, deren je zwei parallel sind, angeordnet (Fig. 401); in den Schnittpunkten derselben sind die Hängefäulen, welche unter Umständen als Laternen-, bzw. Dachreiter-

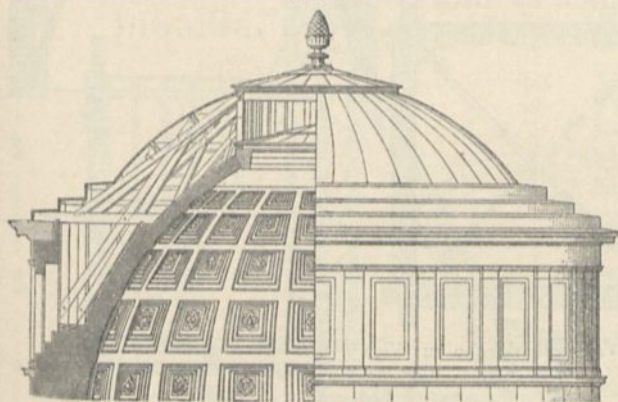
pfofen weiter geführt werden.

Verfährt man hier so, wie so eben gezeigt, und führt $B_1 Z$ als Ergänzungsstab ein, so erhält man, wenn in den Punkten B_1 , bzw. B_6 je X als Zug in der Richtung $B_1 B_6$ wirkt,

$$S_1 = -X, S_2 = +X, S_3 = -X, S_4 = 0.$$

Auch dieses Fachwerk ist also eigentlich unbrauchbar. Dennoch kann man es ausführen, wenn die Abmessungen kleine oder mittlere sind und die Kuppel verschalt wird. Man sieht nämlich leicht, daß das räumliche Fachwerk sofort stabil wird, wenn man die Diagonale $A_1 B_2$ einzieht; denn dann wird Punkt B_2 durch Verbindung mit A_1 , A_2 , A_3 räumlich bestimmt, eben so Punkt B_5 durch Verbindung mit B_2 , A_4 , A_5 , Punkt B_6 mit B_5 , A_6 , A_7 und Punkt B_1 mit B_6 , A_8 , A_1 . Die Diagonale wird aber durch die Schalung vollständig ersetzt.

Fig. 405.

Vom Badehaus zu Oeynhausen²⁰⁰⁾.

1/150 n. Gr.

Eine in dieser Weise construierte Kuppel zeigt Fig. 402¹⁹⁷⁾.

Den günstigen Einfluß der Schalung kann man auch bei der in Fig. 403¹⁹⁸⁾ dargestellten Construction mit in Rechnung ziehen.

Acht radiale Halbbinder setzen sich gegen die durch einen im Grundriß achteckigen Laternenring mit einander verbundenen Pfofen. Wenn in den Seitenflächen der Kuppel Diago-

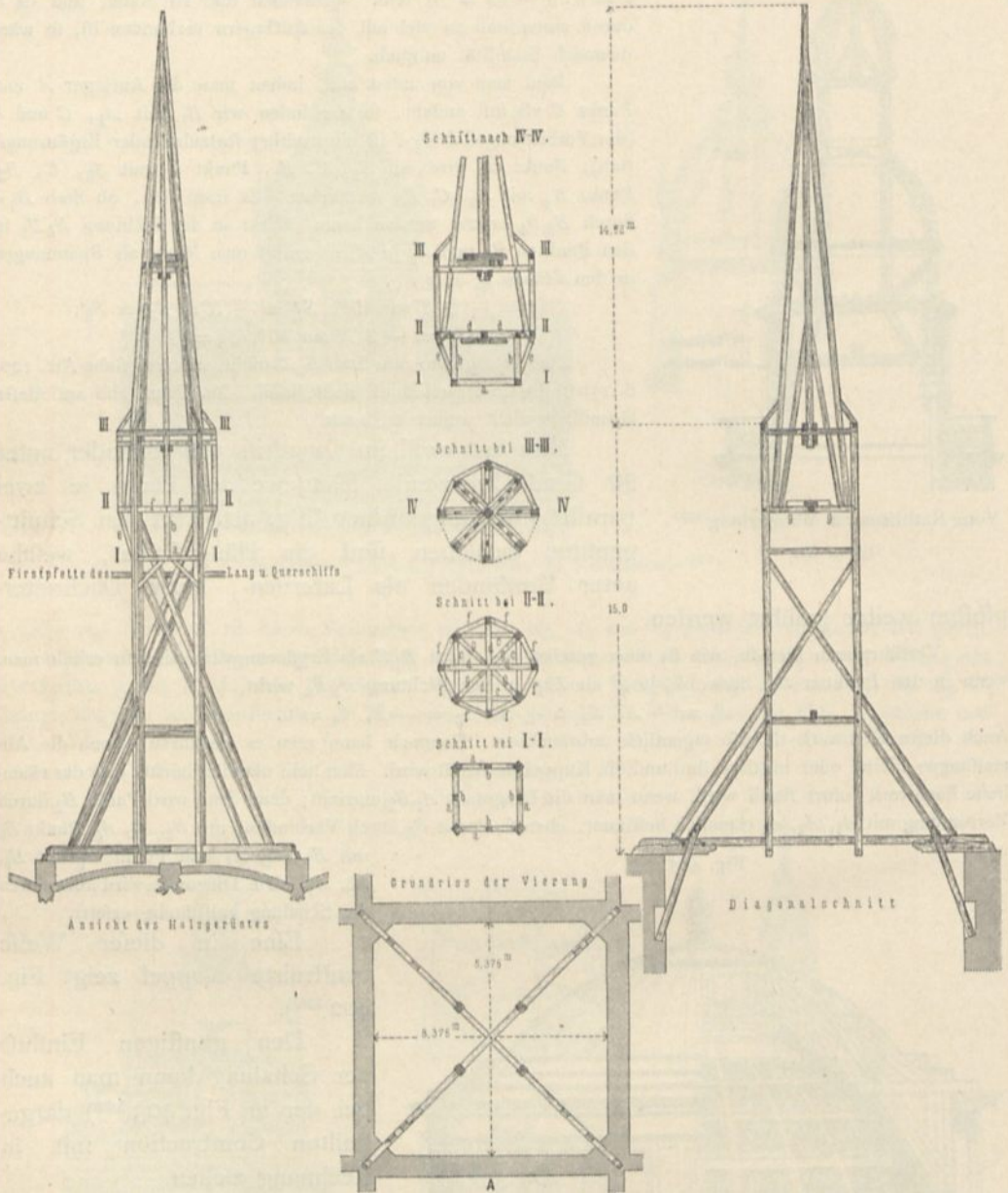
199) Facf.-Repr. nach: Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 131.

200) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1858, Bl. 23.

nalen wären, so würde das Fachwerk (als Flechtwerk) stabil sein; die Schalung vertritt die Stelle der Diagonalen.

Aehnlich ist die Anordnung in Fig. 404¹⁹⁹⁾.

Fig. 406.



Von der Weißgerberkirche zu Wien²⁰¹⁾.
1/270 n. Gr.

Dieselbe zeigt ein kuppelartiges Thurmdach für kleine Weiten über achteckigem Grundriss. Es scheint, daß die ganze Construction auf zwei einander unter 90 Grad schneidenden Balken ruht, in welche sich Wechsel unter 45 Grad setzen, die dann die über Ecke gelegten Stichbalken aufnehmen.

²⁰¹⁾ Nach: WIST, J. Studien über ausgeführte Wiener Bau-Constructionen. Wien 1872. Bd. I, Bl. 20, 21.

Auf diese 8 radial liegenden Balken sind die 8 Stiele aufgesetzt, welche oben einen Laternenring tragen; gegen diesen, bezw. die Stiele setzen sich die Kuppelsparren.

Sehr einfach wird die Construction, wenn es zulässig ist, die Holzkuppel auf die innere, gemauerte Kuppel zu stützen. Eine solche ohne Weiteres leicht verständliche Anordnung zeigt Fig. 405²⁰⁰⁾.

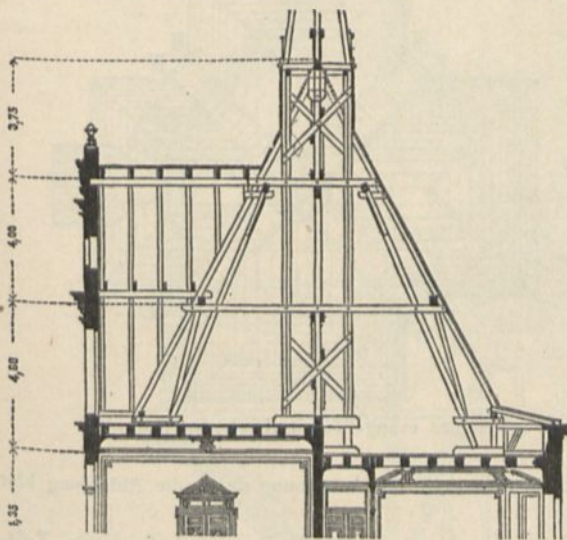
Am Widerlager der Kuppel stehen auf einer Holzschwelle Stiele, die an ihrem oberen Ende wagrechte Zangen tragen; die Zangen finden ein zweites Auflager auf dem Kuppelmauerwerk; sie nehmen die tragenden Sparren auf, welche sich oben in einen Laternenring setzen, der gleichfalls vom Kuppelmauerwerk getragen wird.

d) Dachreiter.

Die Dachreiter sind Thürme von gewöhnlich kleinen Abmessungen, welche sowohl auf einfachen Satteldächern, wie besonders bei Kirchen, gern an der Schnittstelle des Lang- und Querschiffes, also über der Vierung angeordnet werden; auch als Schmuck von flachen Zeltdächern und Kuppeldächern kommen Dachreiter vielfach zur Anwendung. Sie haben meistens zunächst über der Dachfläche einen lothrechten, vier- oder achtseitigen Theil, über welchem dann der pyramidale Theil, der eigentliche Thurm folgt. Damit die auf den Dachreiter wirkenden Kräfte sicher in das stützende Mauerwerk geführt werden, setze man die Dachreiter auf genügend starke Constructions, z. B. auf die Dachbalkenlage oder Hängewerke u. dergl. Wenn der im Inneren des Daches befindliche Theil der Construction vier Stiele hat, aus denen oberhalb des Dachfirstes der Uebergang in das Achteck erfolgt, so kann man diese Stiele entweder in die Firstlinie, bezw. in die beiden sich kreuzenden Firstlinien legen oder zwischen dieselben anordnen; für beide Lagen sind weiterhin Beispiele vorgeführt. Zur Erläuterung der Construction der Dachreiter dienen Fig. 406 bis 411.

141.
Zweck
und
Construction.

Fig. 407.



Vom Bankgebäude des Sparcassenvereins zu Danzig²⁰²⁾.

$\frac{1}{250}$ n. Gr.

Fig. 406²⁰¹⁾ zeigt den Dachreiter von der Weifsgerberkirche zu Wien.

Derfelbe ist über der Vierung errichtet, ruht vermittels vier Doppelpfosten auf Balken, welche in den lothrechten Diagonalebene der Vierung verlegt sind. Die Doppelpfosten sind in den beiden Diagonalebene vermittels mehrfacher Hängewerke kräftig verstrebt, deren Streben zwischen den Doppelpfosten durchgehen. Die Lage der Firstpfetten der anschließenden Dächer ist in Fig. 406 angegeben. Beachtenswerth ist auch die Ueberführung aus dem Viereck der Pfosten in das Achteck. Bei I—I ist das Gerüst noch vierseitig; dort sind zwischen die Doppelpfosten Balken *a* eingezapft, welche die in den vier Seitenebenen befindlichen Pfosten *b* tragen. Bei II—II sind in denselben Seitenebenen die Balken *c* angebracht, welche die Querbalken *d* tragen; diese reichen über die Seitenebenen so weit hinaus, wie es die Achteckform bedingt, und sind durch Kopfbänder *e* gegen die Balken in der Höhe I—I abgestützt. Randhölzer *f* verbinden die

202) Facf.-Repr. nach: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 500.

Balken *d* mit den Doppelstielen. Auf das so gebildete Achteck baut sich nunmehr der Thurm mit einem lothrechten und einem pyramidenförmigen Theile weiter auf. In der Höhe *II—II* sind zwischen den Doppelstielen diagonal laufende Balken *g* angebracht, welche die Streben für den Kaiserstuhl aufnehmen.

In Fig. 407²⁰²⁾ ragt der Dachreiter aus dem Langdach an einer Stelle hervor, an welcher etwas weiter unten ein Querdach einschneidet. Die vier Pfoften des Dachreiters stehen hier in den lothrechten Ebenen der betreffenden Firmpfetten.

Auch hier ist die Construction des Dachreiters bis zur Dachbalkenlage hinabgeführt; die vier Pfoften sind auf kräftige Schwellen in dieser Balkenlage gestellt. Je zwei sich gegenüber stehende Stiele sind mit einander gut verkreuzt. An das Gerüst des Dachreiters schließt sich das Satteldach an. Die in die lothrechte Mittelebene des Dachreiters fallenden Sparren des Satteldaches setzen sich gegen die Pfoften; der eine dieser Sparren nimmt dann noch die Kehlsparren auf. Die Firmpfette des Querdaches setzt sich beim Dachreiter als Doppelzange fort, welche die Pfoften und Sparren umfaßt. Die Unterstützung der Pfetten und Sparren des Hauptdaches ist aus Fig. 407 vollständig ersichtlich.

Eine eigenartige und gute Anordnung ist durch Fig. 408²⁰³⁾ veranschaulicht. Die Last des Daches, einschließlic des Dachreiters, sollte auf die Seitenmauern gebracht und von den Mittelstützen fern gehalten werden. Der über der Kirchenmitte sich erhebende Dachreiter ist achtförmig; an die unter 45 Grad liegenden Seiten des Achteckes setzen sich im Grundriß entsprechende Dachflächen.

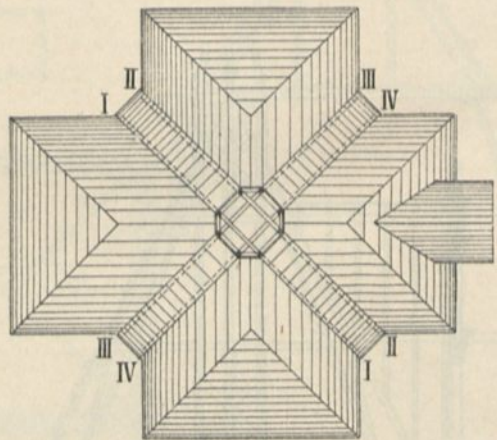
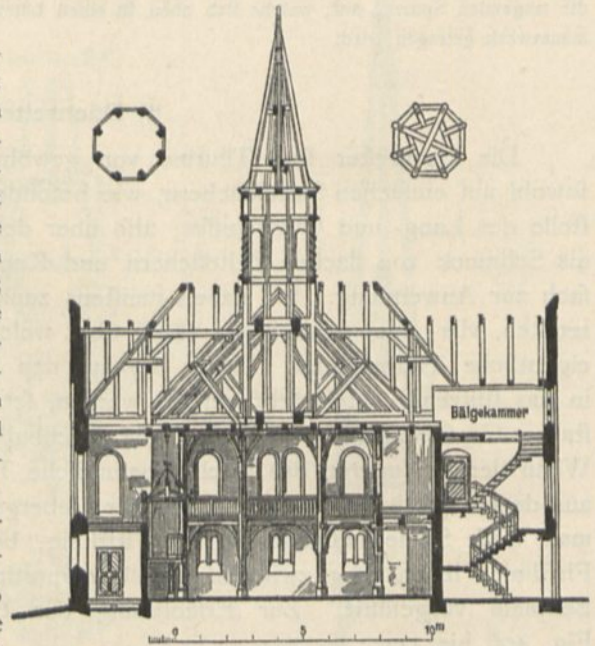
Der Dachreiter weist 8 Eckstiele auf; Dach und Dachreiter werden durch vier Hängewerke (*I—I*, *II—II*, *III—III*, *IV—IV*) getragen; die Hängewerke liegen in den Richtungen der Diagonalen des grundlegenden Viereckes; die 8 Stiele des Dachreiters dienen als Hängefäulen der Hängewerke; die Spannriegel und Zugbalken der Hängewerke sind in etwas verschiedene Höhen gelegt, so daß sie einander nicht im Wege stehen. Für die Pfetten sind noch besondere Gegenstreben angebracht; die Pfetten nehmen auch die Kehlsparren auf.

Fig. 409²⁰⁴⁾ stellt einen achtförmigen Dachreiter auf flachem achtförmigem Zelt-dach dar.

²⁰³⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 366, 367.

²⁰⁴⁾ Facf.-Repr. nach: BREYMANN, G. A. Allgemeine Bau-Constructions-Lehre etc. Theil 2. 4. Aufl. Stuttgart 1870. Bl. 57.

Fig. 408.



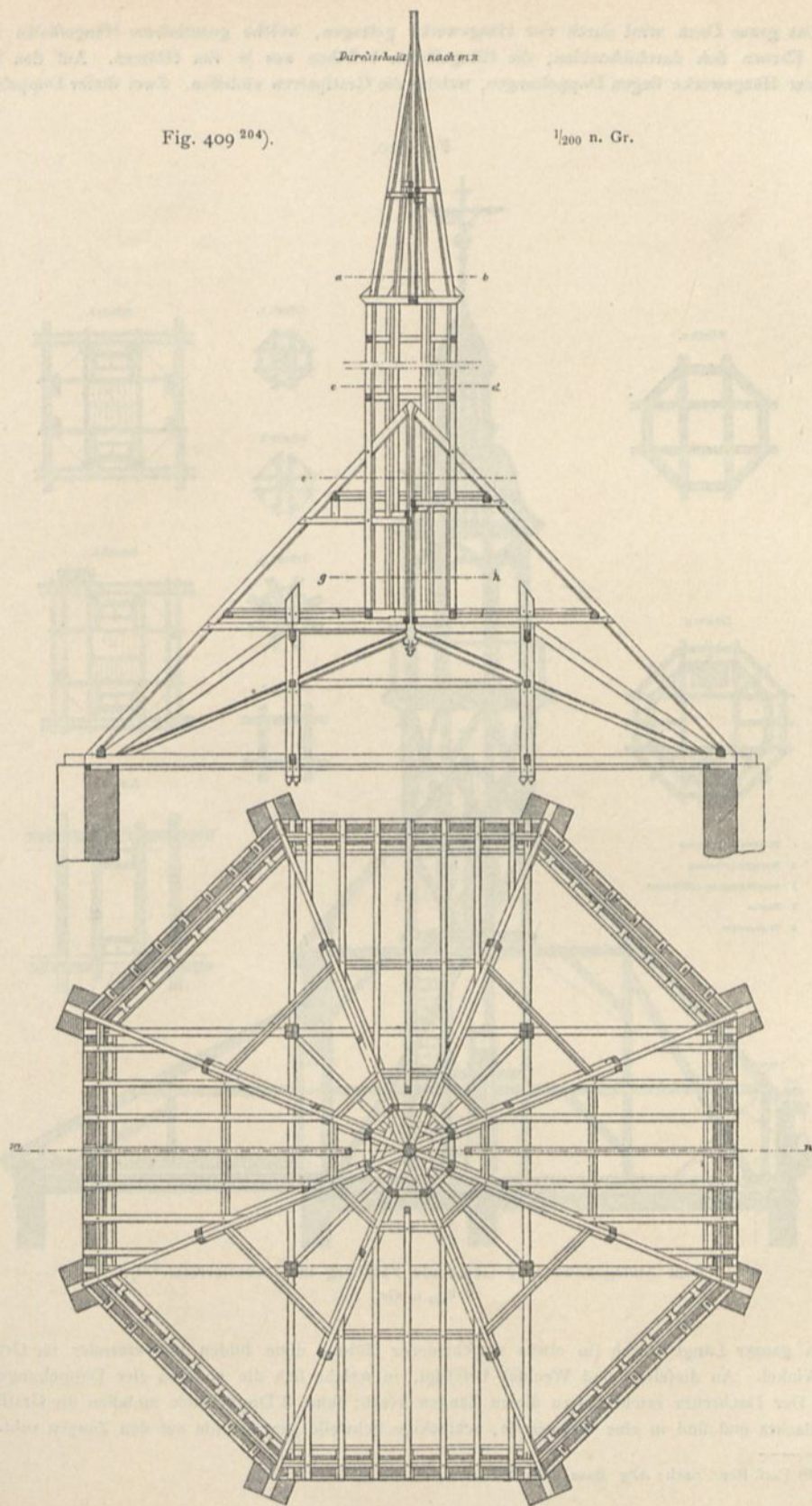
Von der evangelischen Kirche zu Kupp²⁰³⁾.

Auch hier ist die Anordnung durch die Abbildung klar

Дарбизандаи наоҳ ма

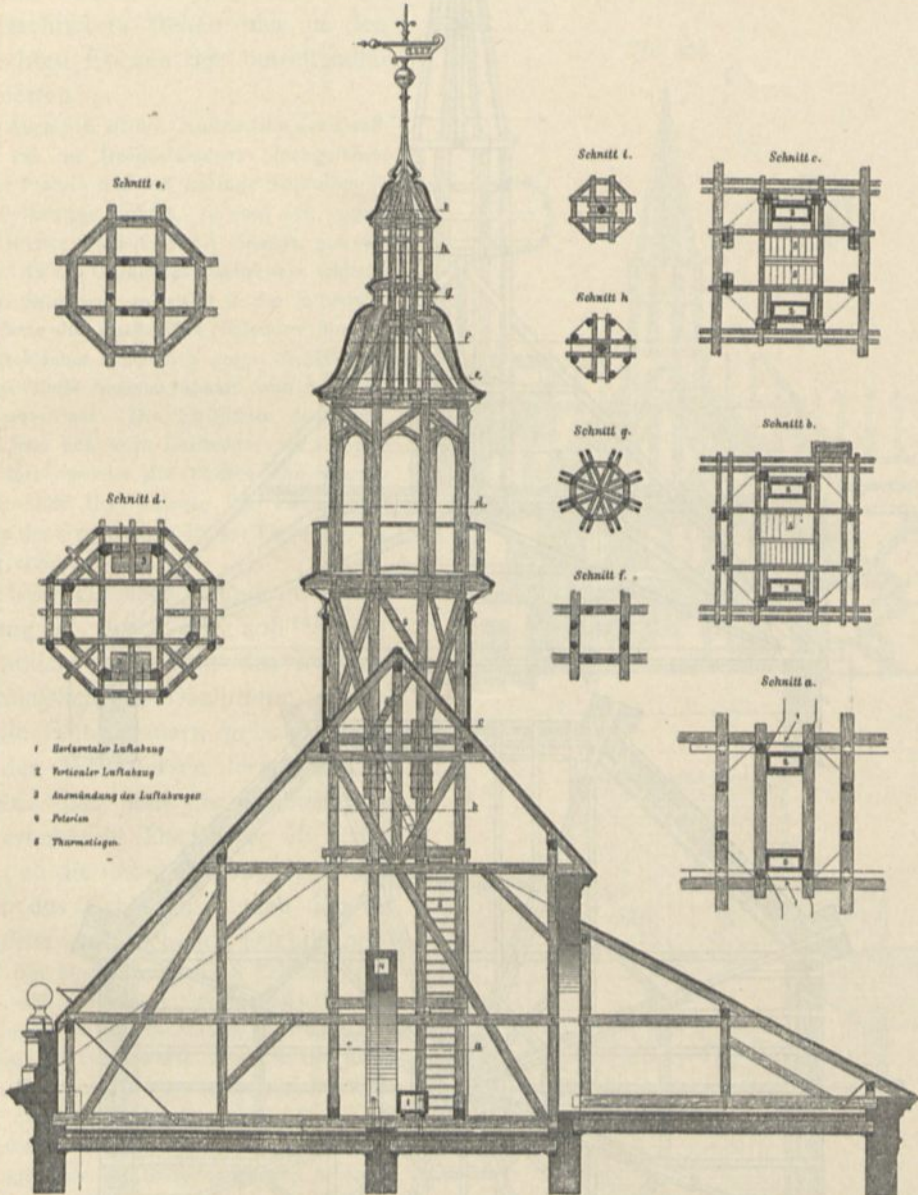
Fig. 409 204).

1/200 н. Gr.



Das ganze Dach wird durch vier Hängewerke getragen, welche gemeinsame Hängefäulen haben, wo ihre Ebenen sich durchschneiden; die Hängefäulen bestehen aus je vier Hölzern. Auf den Spannriegeln der Hängewerke liegen Doppelzangen, welche die Gratparren umfassen. Zwei dieser Doppelzangen

Fig. 410.

Vom Amtsgebäude der Gemeinde Feldberg in Oberösterreich ²⁰⁵⁾.

1/200 n. Gr.

gehen in ganzer Länge durch (in etwas verschiedener Höhe); diese bilden mit einander im Grundriß rechte Winkel. An dieselben sind Wechsel befestigt, in welche sich die anderen vier Doppelzangen einzapfen. Der Dachreiter reicht bis zu diesen Zangen herab; seine 8 Doppelfiele umfassen die Gratparren des Zelt-daches und sind in eine umlaufende, achteckige Schwelle gezapft, die auf den Zangen ruht. Die

²⁰⁵⁾ Facf.-Repr. nach: Allg. Bauz. 1890, Bl. 19, 20.

Doppeltiele sind im Dachraum noch weiter dadurch gesichert, daß sie zwischen Schwelle und Firt 8 Kehlbalken umschließen, die an die 8 Gratsparren des Zeltdaches angeblattet sind. Die weitere Construction ist einfach.

Eine gute, ohne Weiteres verständliche Anordnung ist in Fig. 410 u. 411²⁰⁵⁾ vorgeführt.

e) Anhang zu Kap. 26 und 27.

Beispiele für Dächer über verwickeltem Grundrifs.

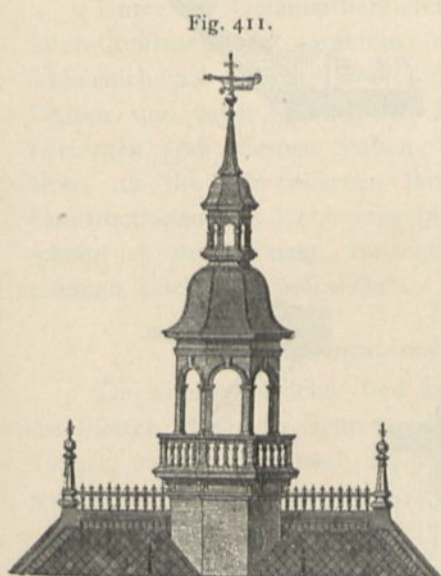
Das Entwerfen eines Daches auch über verwickeltem Grundrifs wird nicht schwierig sein, wenn man die in den vorigen Kapiteln gegebenen Anleitungen über die Construction der Sattel-, Pult- und Zeltdächer beachtet. Nachstehend sind einige Beispiele solcher Dächer vorgeführt.

Fig. 412 bis 415²⁰⁶⁾ zeigen die Dach-Construction der Kirche zu Ellerstadt (Arch.: *Manchot*). Fig. 415 zeigt den Grundrifs der Vierung, Fig. 413 den Diagonalschnitt, Fig. 414 den Längsschnitt durch die Vierung und Fig. 412 einen Satteldach-

binder. Die Dach-Construction ist bis auf einen kleinen Theil in der Kirche sichtbar und dem entsprechend ausgebildet.

An den vier Seiten der Vierung sind Satteldachbinder (Fig. 412); für die Vierung selbst sind Diagonal-(Kehl-)binder angeordnet; die oberen Gurtungen derselben dienen zugleich als Kehlsparrn und setzen sich gegen eine gemeinsame Hängesäule, welche an ihrem unteren Ende durch zwei Doppelzangen gefaßt ist; vier eiserne Zugbänder verbinden diesen Punkt mit den vier Auf lagern. In solcher Weise ist eine Art deutschen Dachstuhles gebildet; die beiden dem Firt zunächst liegenden Pfetten sind noch durch liegende Druckstäbe gegen die Hängesäule abgestützt.

Ein sehr lehrreiches Beispiel bietet die neben stehende Tafel, den Dachstuhl der Kirche zu Badenweiler darstellend (Arch.: *Durm*); daselbst ist die Dach-Construction über der Vierung und den an diese anschließenden Schiffen im Grundrifs und den Schnitten dargestellt.



Theilansicht zu Fig. 410²⁰⁵⁾.

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

Das Dach ist ein Pfettendach mit Firtspfette, zwei Fuß- und zwei Zwischenpfetten. Die Dachbinder haben Drempel; die durchgehende Zugstange liegt höher, als der Schlussstein des Gewölbes. Ueber der Vierung laufen die Zwischenpfetten sowohl des Langschiffes, wie des Querschiffes durch; sie liegen in gleicher Höhe und sind überschnitten; daselbst sind zwei Diagonalbinder angeordnet, welche den Bindern des Lang- und Querschiffes entsprechen. Die im Grundrifs sich ergebenden Eckpunkte der Zwischenpfetten sind durch besondere Streben gegen die Eckpfeiler der Vierung abgestützt; diese Streben sind über der Fußpfette durch Doppelzangen gefaßt, welche ein Zugband aus Rundeisen zwischen sich nehmen. Die Firtspfetten werden durch eine gemeinsame Hängesäule getragen, gegen welche sich vier weitere in den beiden Diagonalbändern liegende Streben setzen; diese gehen von Doppelzangen aus, welche in halber Dachhöhe liegen. Ganz oben, unter dem Firtspunkt, sind in den Diagonalbändern noch zwei Paar Doppelzangen angebracht; gegen das obere dieser Paare setzen sich die vier Firtspfetten vom Lang- und Querschiff; die Verbindung derselben mit der Helmfange unter Zuhilfenahme von Eisen ist im Einzelnen veranschaulicht.

Die vier Zwischenpfetten über der Vierung bilden im Grundrifs ein durch vier wagrecht gelegte Bügen versteiftes Quadrat; die Pfetten sind noch durch Kopfbänder gegen die Diagonalbinder verstrebt; sie tragen in den Mitten ihrer Längen kleine Pfoften zum Abstützen der Firtspfetten.

²⁰⁶⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Professor *Manchot* in Frankfurt a. M.

Satteldachbinder.

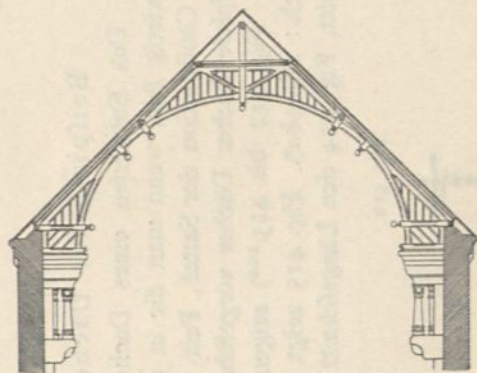


Fig. 412.

Diagonalschnitt.

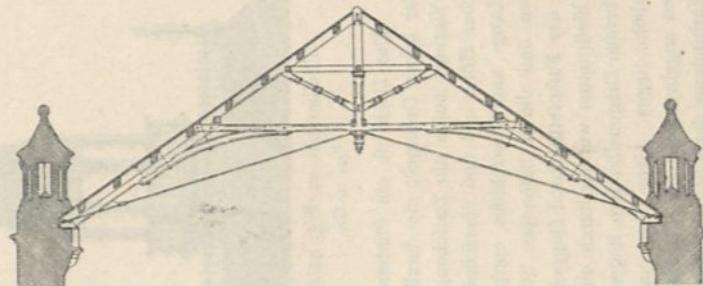


Fig. 413.

Grundriss.

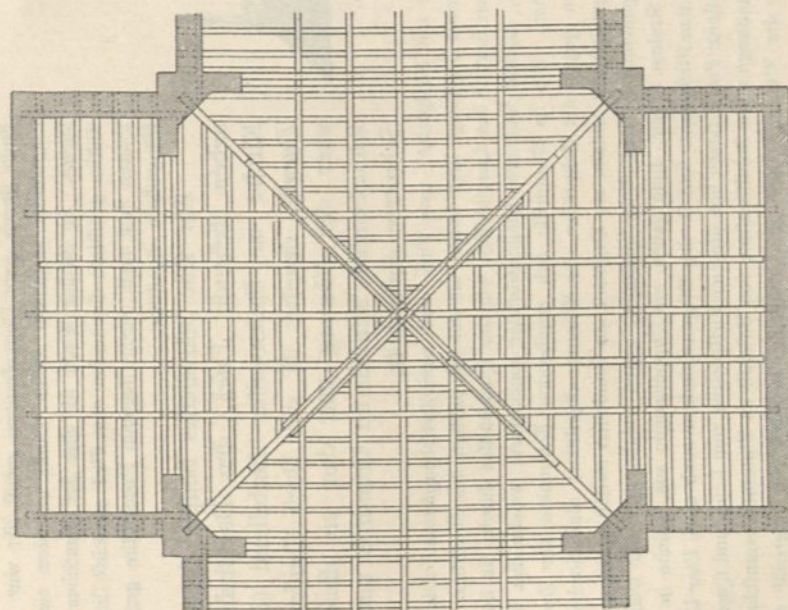


Fig. 415.

Längsschnitt durch die Vierung.

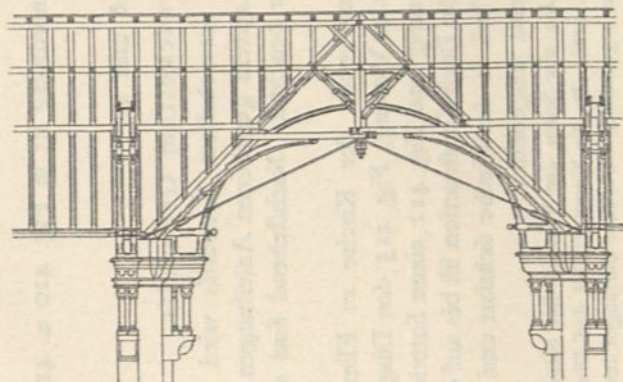


Fig. 414.

Von der Kirche zu Ellerstadt²⁰⁶).

Bei den Apfiden ergeben sich halbe Zeldächer. Da der eigentliche Binder etwa 1,40 m hinter dem Anfallspunkt liegt, so ist die Firfipfette über den letzten Binder hinaus bis zum Anfallspunkt vorgestreckt, durch ein Kopfband unterstützt und mit einem eisernen Bügel belastet, der eine eiserne Scheibe trägt. In diese Scheibe sind die von den einzelnen Halbbindern ausgehenden Zugbänder (Rundeisen) geführt; der hier angefallene Zug ist noch weiter nach den beiden nächsten Bindern geleitet. Die umlaufende Zwischenpfette ist in jedem Halbbinder durch eine Strebe gestützt, die durch eine Doppelzange gefasst wird; an der Innenseite der umlaufenden Zwischenpfette ist ein eiserner Ring angeordnet, welcher dieselbe auch zur Aufnahme von Zugspannungen befähigt. Die Gratsparren der Halbbinder werden durch die umlaufenden Pfetten (Zwischen- und Fußpfetten) getragen; gegen dieselben lehnen sich die Schifter; für den mittelften Sparren ist in jedem Felde ein Wechsel angebracht. Die Sparrenlage ist bei der Apis des einen Querschiffes im Grundriß der Abbildung gezeichnet.

29. Kapitel.

Eiserne Sattel-, Tonnen- und Pultdächer.

Unter der Gesammtbezeichnung »Eiserne Dächer« sollen nicht nur diejenigen Dach-Constructions vorgeführt werden, welche in ihren tragenden Theilen ausschließlich aus Eisen hergestellt sind, sondern auch solche Dächer, bei denen Pfetten und auch Theile 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 Dach-Constructions das Uebergangsglied vom Holzdach zum Eifendach. Dennoch erscheint es zweckmäßig, zunächst die rein eisernen und danach erst die gemischt eisernen Dächer zu besprechen.

143.
Einleitung.

a) Gesammtanordnung der eisernen Dachbinder.

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.

144.
Vor-
bemerkungen.

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 Constructions geführt. Hierher gehören insbesondere die neueren Bahnhofshallen und die großen Ausstellungsgebäude, Wunderwerke heutiger Constructionskunst. Da die bei den Holz-Constructions vielfach noch unvermeidlichen Unklarheiten hier nicht vorhanden zu sein brauchen, so soll man sie auch nicht auf die Eisen-Constructions übertragen; jede Eisen-Construction, 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). Statisch bestimmte Fachwerke sind den statisch unbestimmten meistens vorzuziehen.

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 gefondert erfolgen; eben so gefondert diejenige der Balken-, Sprengwerks- und Ausleger-Dachbinder.

1) Balken-Dachbinder.

145.
Balken-
Dachbinder
auf zwei
Stützpunkten.

Die Balken-Dachbinder 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.

Man macht stets das eine Auflager fest und das andere gegen die Unterlage beweglich. Dann ist die Zahl der Auflager-Unbekannten $n = 2 + 1 = 3$, 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.

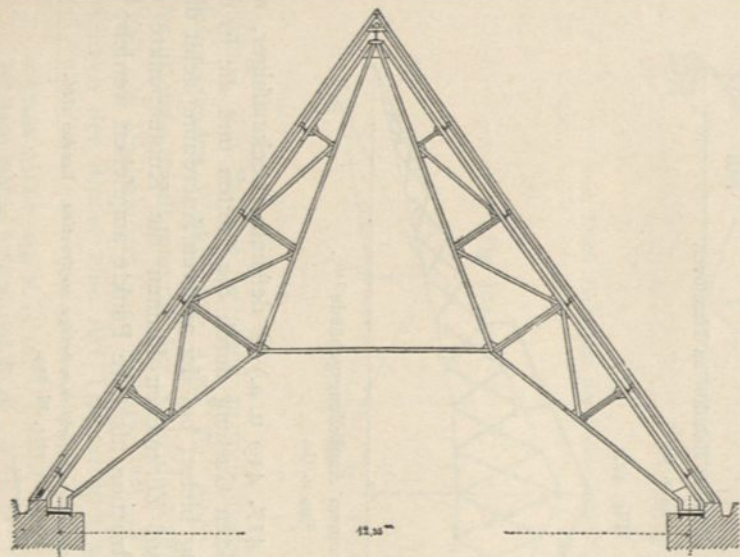
Das einfachste statisch bestimmte Fachwerk wird hier erhalten, indem man Dreieck an Dreieck reiht oder, vom einfachen Dreieck ausgehend, an dieses zwei einander in einem neuen Knotenpunkt schneidende Stäbe fügt, an die so gebildete Figur wieder zwei neue Stäbe mit einem neuen Knotenpunkte setzt u. f. w. Beispiele zeigen Fig. 267, 270, 272, 273, 275 u. a.

Eine vielfach verwendete Dachbinderform ist durch Zusammenfassung 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. 416). 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 wird²⁰⁷⁾.

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.

²⁰⁷⁾ LANDSBERG. Ueber Mittengelenkbalken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 629.

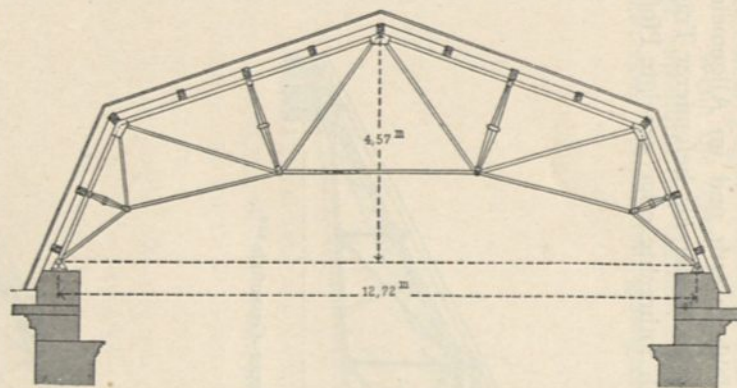
Fig. 416.



Von der Kirche zu Sachsenhausen.

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

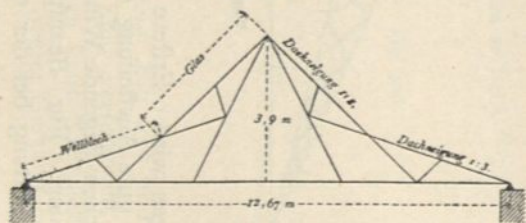
Fig. 417.



Von Abbey Mill's Pumping Station²⁰⁸).

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

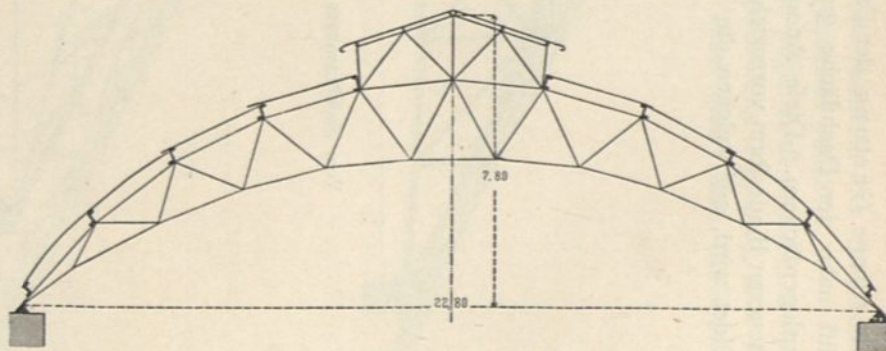
Fig. 418.



Von der Wagen-Reparaturwerkstätte zu Hannover.

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

Fig. 419.

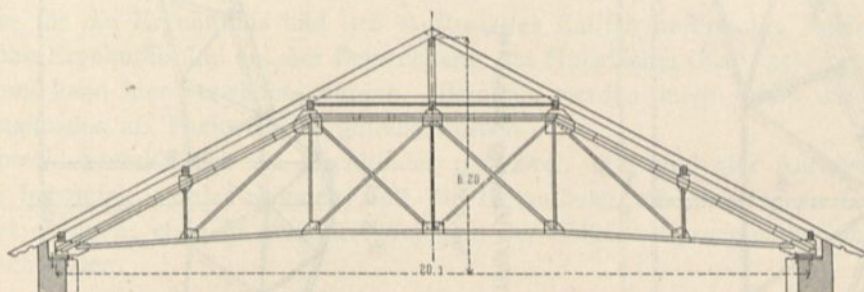


Vom Bahnsteigdach zu Elberfeld-Doepfersberg.

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

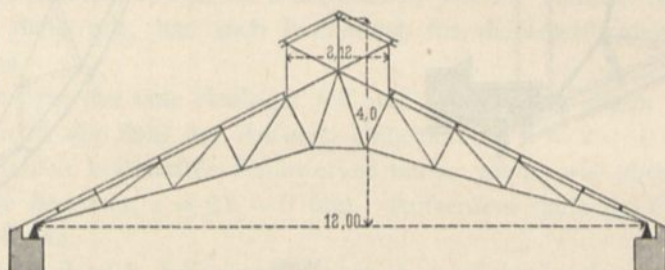
Die obere Gurtung der Dachbinder wird meistens in die Dachfläche, bezw. möglichst nahe der Dachfläche gelegt, sowohl bei Balken-, wie bei Sprengwerks- und Auslegerdächern. Diese Anordnung ist empfehlenswerth und im Allgemeinen der felteneren Binderform vorzuziehen, bei welcher der Binder als besonderer Träger ausgebildet wird, auf welchen die Pfettenlast durch lothrechte oder geneigte Pfosten

Fig. 420.



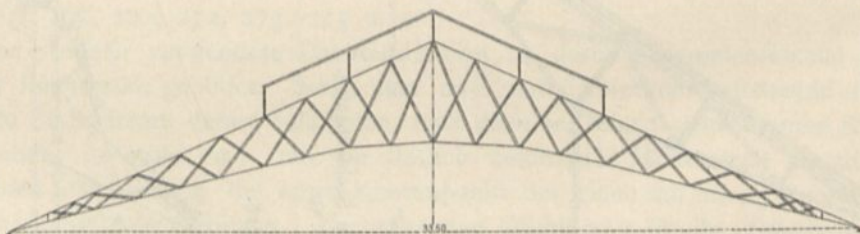
Vom Maschinenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²⁰⁸⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 421.



Vom Retortenhaus auf dem Bahnhof zu Hannover.
 $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Fig. 422.



Vom Dach über einem Ausstellungsgebäude²¹⁰⁾.
 $\frac{1}{300}$ n. Gr.

übertragen wird. Erstere (Fig. 416, 417, 419 u. a.) ist deshalb zweckmäßiger, weil sie eine gute Aussteifung der gedrückten Gurtung durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegende Windverftreibung bietet; bei der anderen Anordnung fehlt diese Aussteifung. Für Beanspruchung auf Zerknicken können die Knotenpunkte der oberen Gurtung bei der ersten Construction als feste Punkte angesehen werden; bei

²⁰⁸⁾ Nach: HUMBER. *A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction*. London 1866.

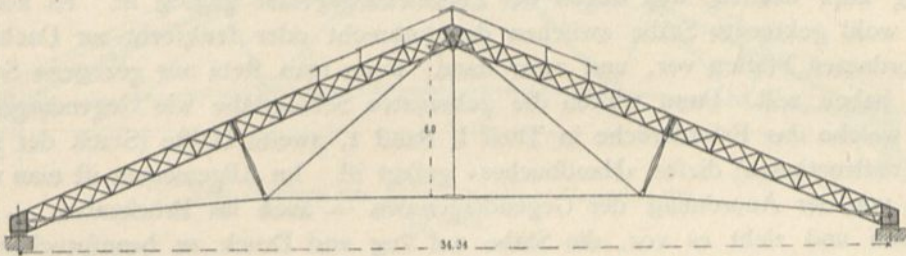
²⁰⁹⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 859.

²¹⁰⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1870, Bl. 23—24.

der anderen Construction sind diese Knotenpunkte wohl in der Binderebene fest, nicht aber gegen Ausbiegen aus dieser Ebene genügend gesichert.

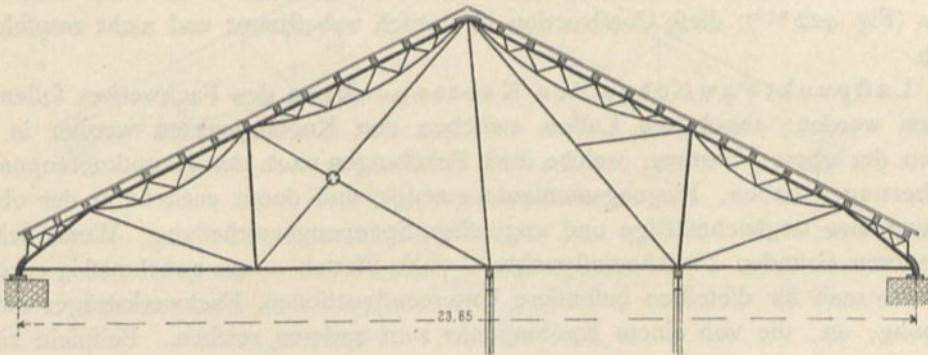
Wenn die obere Gurtung in der Dachfläche liegt, so ist dieselbe, entsprechend der Sattelform des Daches, ebenfalls meistens sattelförmig (Fig. 416); aber auch bei mehreren, verschieden geneigten Dachflächen kann man diese Binderanordnung

Fig. 423.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²¹¹⁾.
 $\frac{1}{300}$ n. Gr.

Fig. 424.



Vom Dach über dem Stadtverordneten-Saal im Rathaus zu Berlin²¹²⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 425.

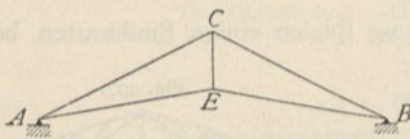
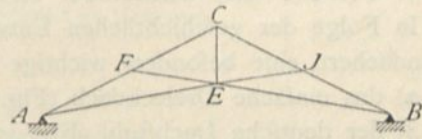


Fig. 426.



wählen. Ein Beispiel für einen auspringenden Winkel zeigt Fig. 417 und für einen einspringenden Winkel Fig. 418. Bei einer größeren Zahl verschieden geneigter Dachflächen erhält man das sog. Sieldach (Fig. 419); man kann auch den mittleren Theil des Dachbinders nach Fig. 420²⁰⁹⁾ mit wagrechter oberer Gurtung construiren, wodurch der Binder eine Art Trapezträger wird.

²¹¹⁾ Nach ebendaf. 1875, Bl. 47, 48.

²¹²⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 56.

Die untere Gurtung ist entweder geradlinig und wagrecht, oder sie bildet eine gebrochene, meistens nach oben gekrümmte Linie (Fig. 419 u. 421); 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. 419), oder eine derselben ist lothrecht, oder eine Schar steht senkrecht zur Dachfläche (Fig. 421). Für die letztgenannte Anordnung spricht, dass die gedrückten Gitterstäbe verhältnissmässig kurz werden, was wegen der Zerknickungsgefahr günstig ist. Es kommen auch wohl gekreuzte Stäbe zwischen den lothrecht oder senkrecht zur Dachfläche angeordneten Pfosten vor, und zwar dann, wenn man stets nur gezogene Schrägstäbe haben will. Dann wirken die gekreuzten Schrägstäbe wie Gegendiagonalen, über welche das Erforderliche in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Statik der Hochbau-Constructionen) dieses »Handbuches« gesagt ist. Im Allgemeinen ist man neuerdings von der Anordnung der Gegendiagonalen — auch im Brückenbau — abgekommen und zieht es vor, die Stäbe auf Zug und Druck zu beanspruchen; die Rücksichtnahme auf die Zerknickungsgefahr ist leicht, die Querschnittsvergrößerung wegen derselben bei den Dachbindern nicht sehr bedeutend, so dass man in der That besser nur zwei Scharen von Gitterstäben anordnet und von den Gegendiagonalen absteht. Auch Binder mit mehrfachem Gitterwerk kommen wohl vor, wenn auch selten (Fig. 422²¹⁰); diese Construction ist statisch unbestimmt und nicht empfehlenswerth.

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 Spannungsvertheilung. Wenn sich aus besonderen Gründen Zwischenlastpunkte — also Pfetten — als zweckmässig ergeben, so ordne man für dieselben besondere Unterconstructionen, Fachwerksträger zweiter Ordnung, an, die von einem Knotenpunkt zum anderen reichen. Beispiele hierfür geben Fig. 423²¹¹ u. 424²¹². Die kleinen Träger können mit gekrümmten unteren Gurtungen als Parabelträger oder auch als Parallelträger construirt werden. Man erreicht hierdurch die Verwendung sehr einfacher Hauptträger, welche sich durch eine geringe Zahl von Knotenpunkten und grosse Klarheit auszeichnen. *Schwedler* hat mit Vorliebe diese Dachbinder verwendet.

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

- α) das einfache Dreieckdach (Fig. 425);
- β) der deutsche Dachstuhl (Fig. 426);
- γ) der englische Dachbinder (Fig. 421);
- δ) der *Polonceau-* oder *Wiegmann-Dach-*binder (Fig. 416), und
- ε) der Sieldachbinder (Fig. 419).

Die Anordnung dieser Binder ist in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 424, S. 389²¹³) dieses »Handbuches« vorgeführt, worauf hier Bezug genommen werden kann. Die Abbildungen sind zum Theile der dortigen Besprechung entnommen.

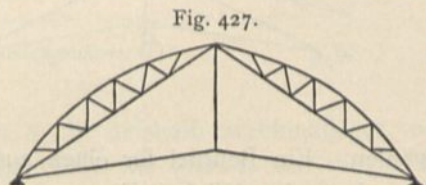
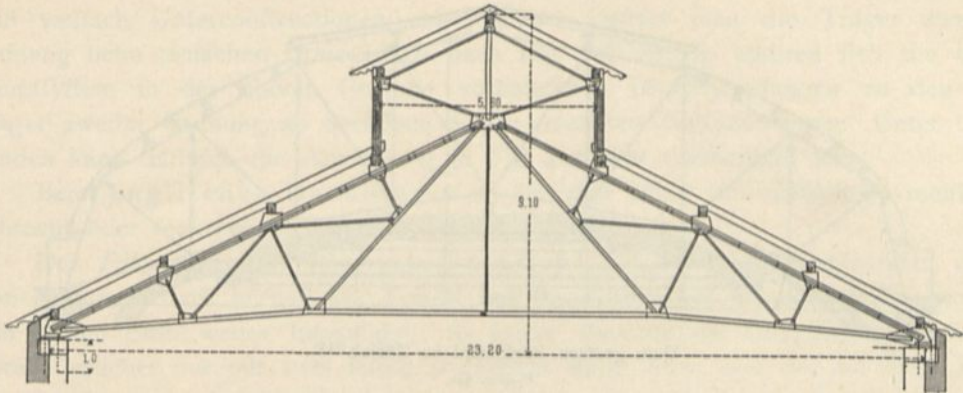


Fig. 427.

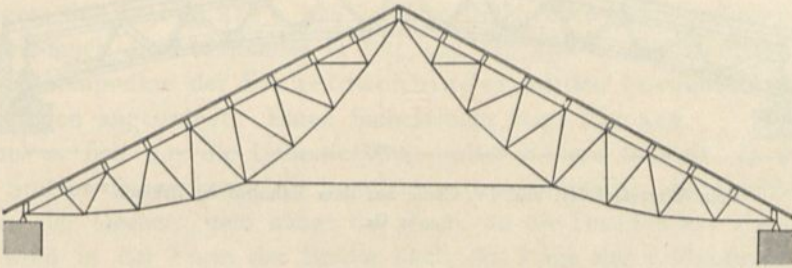
²¹³) 2. Aufl.: Art. 213, S. 196 u. 197.

Fig. 428.



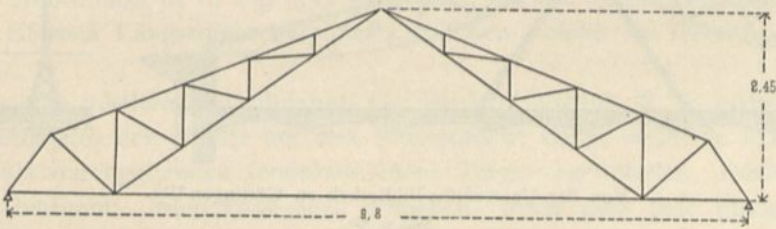
Vom Ofenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹⁴⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 429.



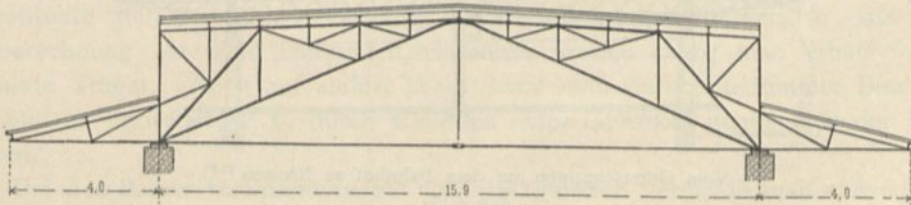
Dachbinder-System *Arajol*²¹⁵⁾.

Fig. 430.



Vom Güterchuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Fig. 431.

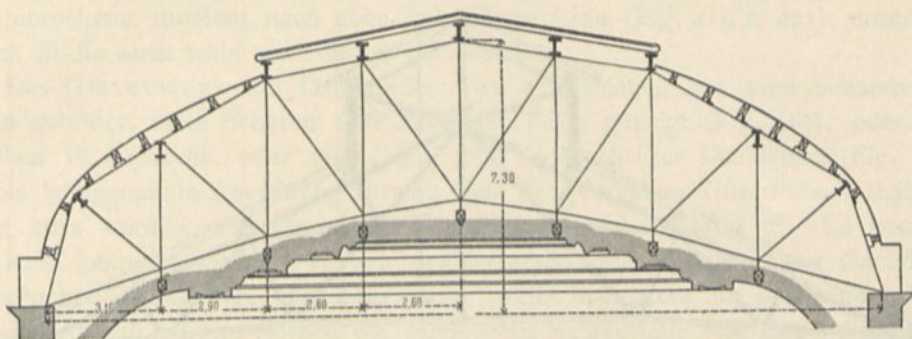


Vom neuen Packhof zu Berlin.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

²¹⁴⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 858.

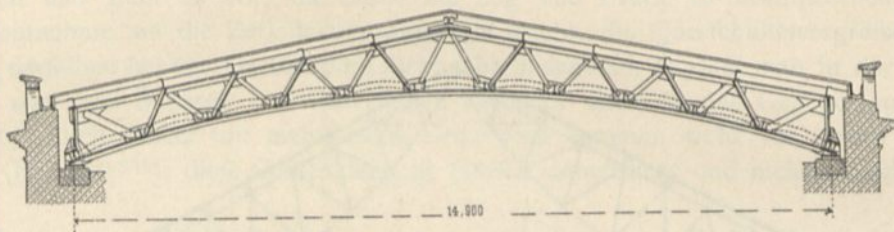
²¹⁵⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1892, Bl. 46-47.

Fig. 432.



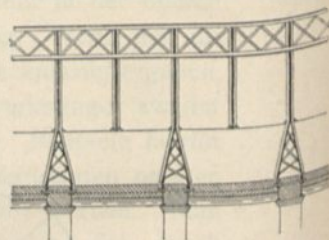
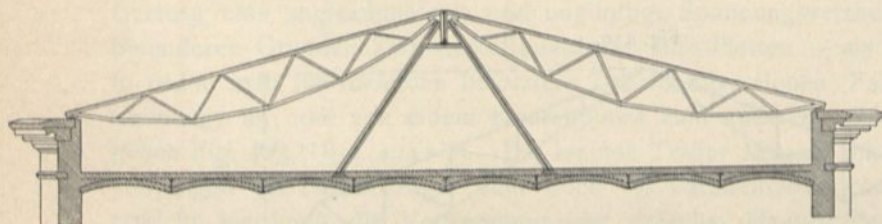
Vom großen Börsenfaal zu Zürich ²¹⁶⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 433.



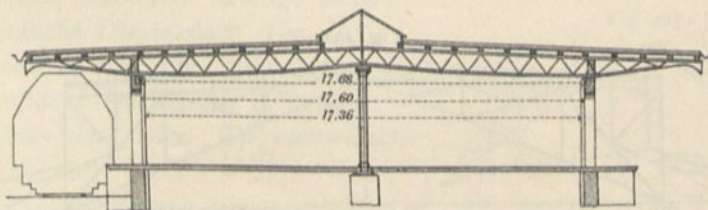
Vom Wartefaal III. und IV. Classe auf dem Bahnhof zu Bremen ²¹⁷⁾.
 $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Fig. 434.



Von der Universitäts-Bibliothek zu Göttingen ²¹⁸⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 435.



Vom Güterfchuppen auf dem Bahnhof zu Bremen ²¹⁹⁾.
 $\frac{1}{300}$ n. Gr.

²¹⁶⁾ Nach: Eisenbahn, Bd. 9, Beil. zu Nr. 8.

²¹⁷⁾ Nach: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

²¹⁸⁾ Nach ebendaf. 1887, Bl. 5.

²¹⁹⁾ Facf.-Repr nach ebendaf. 1892, Bl. 25.

Beim einfachen Dreieckdach und beim deutschen Dachstuhl hat man vielfach Unterconstructionen angewendet. Ordnet man die Träger zweiter Ordnung beim einfachen Dreieckdach nach Fig. 427 an, so addiren 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. 427 sehr vortheilhaft sein.

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

Der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachstuhl hat die Eigenthümlichkeit, dass zwei genügend stark hergestellte Träger sich im First gegen einander legen; wollte man keinen Stab weiter hinzufügen, so würde dadurch ein Dreigelenkträger entstehen, welcher nur mit zwei festen Auflagern stabil wäre und der auf diese Auflager große wagrechte Kräfte übertragen würde. Diese Kräfte werden durch einen weiteren Stab, der beide Hälften des Trägers mit einander 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. 416 u. 428²¹⁴) dargestellt; nach der gegebenen Erklärung gehören aber auch die Dachbinder in Fig. 429²¹⁵), 430 u. 431 hierher.

Die Knotenpunkte der Sichelbinder werden gewöhnlich auf Parabeln oder Kreisbogen angeordnet. Einen Sichelbinder zeigt Fig. 419.

Wenn es sich um die Ueberdeckung weiter Räume handelt, in welche man nicht gut Stützen setzen kann, so benutzt man zweckmäsig 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. 424, 432²¹⁶) u. 433²¹⁷) zeigen einige Dachbinder mit angehängten Decken. Unter Umständen kann man die untere Gurtung des Binders sofort zum Tragen der Decke verwenden; eine solche Anordnung ist in Fig. 433 dargestellt, wo die untere Gurtung der Dachbinder die eisernen Längsträger aufnimmt, zwischen welche die Deckengewölbe gespannt sind.

Wenn eine mittlere Unterstüzung des Binders möglich ist, so ordne man dieselbe an, setze also den Binder auf drei Stützpunkte; dabei vermeide man es aber, denselben als durchgehenden (continuirlichen) 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. 434²¹⁸) 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 gelagert. Grundsätzlich ähnlich ist die Construction in Fig. 435²¹⁹); der mittlere Stab der oberen Gurtung ist beweglich angegeschlossen, 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.

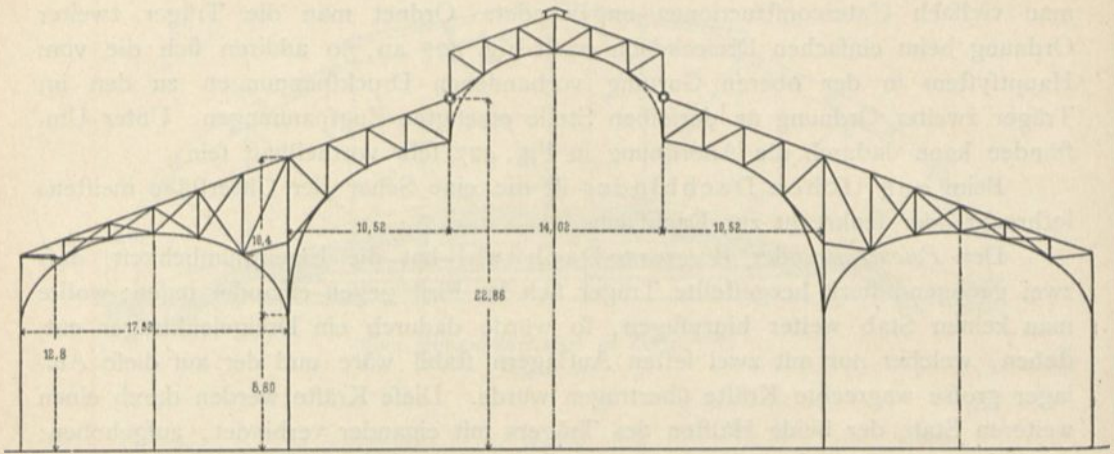
Bei den Balken-Dachbindern auf vier Stützpunkten vermeide man ebenfalls, die Binder als continuirliche Träger auszuführen, stelle vielmehr über der mittleren Oeffnung ein statisch bestimmtes Satteldach her und versehe die beiden äußeren Oeffnungen mit statisch bestimmten Pultdachbindern. Ein Beispiel hierfür zeigt Fig. 223 (S. 80). Man kann so auch leicht eine basilicale Anlage mit hohem Seiten-

147.
Dachbinder
mit angehängter
Decke.

148.
Balken-
Dachbinder
auf drei
Stützpunkten.

149.
Balken-
Dachbinder
auf vier
Stützpunkten.

Fig. 436.



Vom Bergwerksgebäude der Weltausstellung zu Chicago 1893.

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

licht erhalten, welche für Ausstellungshallen, Markthallen u. f. w. fehr geeignet ist (Fig. 224, S. 81).

Die statische Bestimmtheit wird auch durch Einfügen zweier Gelenke in die Mittelöffnung erreicht, wodurch man zwei seitliche Auslegerträger und einen zwischenhängenden Mittelträger erhält. Ein schönes Beispiel zeigt Fig. 436; 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.

2) Sprengwerks- und Bogen-Dachbinder.

150.
Sprengwerks-
Dachbinder.

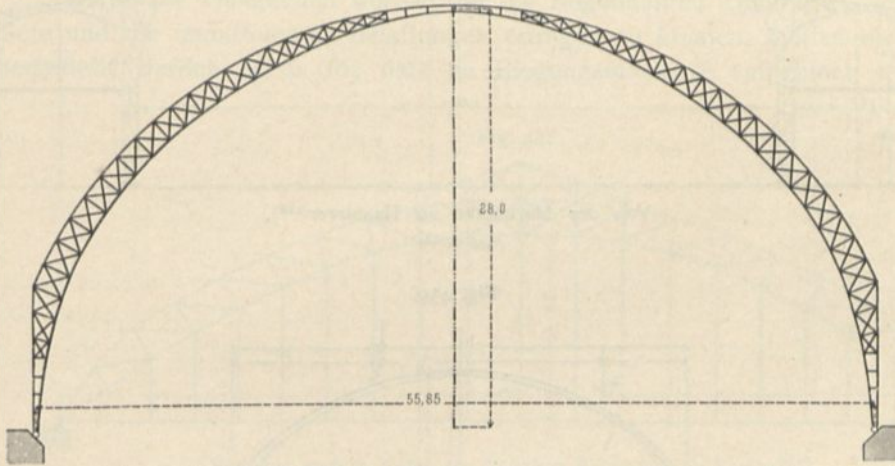
Sprengwerks-Dachbinder sind solche, bei denen beide Auflager fest oder in ihrer gegenseitigen Beweglichkeit beschränkt sind (vergl. die Erläuterungen in Art. 98, S. 123). Diese Binder übertragen auf ihre Stützpunkte schiefe Kräfte, welche für die Seitenmauern des Gebäudes desto gefährlicher sind, je 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 Dach-Constructions 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 Balken-Dachbindern vorzuziehen, weil bei diesen wenigstens an der Seite des festen Auflagers die wagrechten Kräfte auf die Seitenmauern übertragen werden und bei der hohen Lage dieses Stützpunktes ungünstig wirken. Auch am beweglichen Auflager ist stets Reibung vorhanden, und demnach kann ebenfalls eine wagrechte Kraft übertragen werden. Thatächlich ist man seit verhältnißmäßig kurzer Zeit für die großen Hallen der Neuzeit von den Balken-Dachbindern (Schilddächern, *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 Constructionen herstellen. Beide Stützpunkte sind fest, d. h. die Zahl der Auflager-Unbekannten 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 Construction eine weitere Bedingung vorschreibt. Ordnet man z. B. in dem Binder ein Gelenk an, so bedeutet dies, daß bei jeder beliebigen Belastung das Moment für diesen Gelenkpunkt gleich Null sein muß. Damit ist eine vierte Gleichung gegeben, der Binder demnach jetzt statisch bestimmt. Fig. 437 u. 438²²⁰⁾ zeigen einige neuere Beispiele solcher Dreigelenk-Dachbinder; das Gelenk wird in die Mitte gelegt, obgleich es theoretisch auch an anderer Stelle liegen kann.

Zu den Sprengwerks-Dachbindern können auch die Bogen-Dachbinder mit Durchzügen gerechnet werden, welche ebenfalls für weite Hallen vielfach Anwendung gefunden haben. Die Bogenbinder sind Sprengwerke, welche Schub auf die Auf-

151.
Bogen-
Dachbinder
mit
Durchzügen.

Fig. 437.



Von der großen Halle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

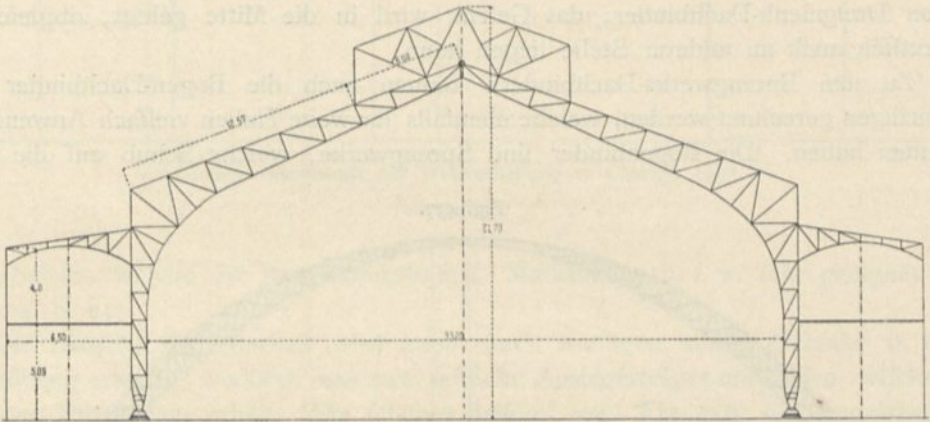
$\frac{1}{500}$ n. Gr.

lager 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 nicht in Folge seines Eigengewichtes 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. 440). 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 von einander muß stets gleich der wagrechten Projection des Durchzuges sein; sie vergrößert bezw. verkleinert sich mit der elastischen Vergrößerung, bezw. Verkleinerung derselben, ist also nicht frei veränderlich. Bei nicht unterbrochenem Bogen ist diese

²²⁰⁾ Nach ebendaf. 1894, Bl. 11.

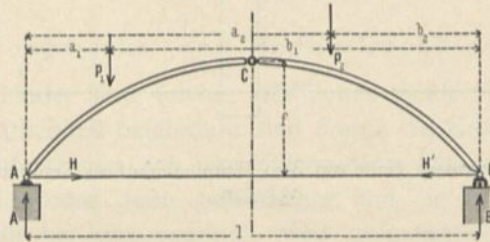
Construction statisch unbestimmt, ein Bogenträger mit zwei Gelenken, deren Entfernung veränderlich ist; sie kann durch Anordnung eines Gelenkes (gewöhnlich im Scheitel) statisch bestimmt gemacht werden. Für die vier Auflager-Unbekannten A , B , H und H' (Fig. 439), welche auch die Scheitel-Unbekannten 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:

Fig. 438.



Von der Markthalle zu Hannover²²⁰).
1/400 n. Gr.

Fig. 439.



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

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

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 oben 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 Sichelpeiles (Fig. 440) 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 Werthe für A ergibt:

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

Die Spannungen im Durchzug sind bezw.

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

diejenigen in den Hängeeisen

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

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

Durch die Hängeeisen werden auf die Bogenhälften Zugkräfte übertragen; um diese und die unmittelbaren Belastungen ertragen zu können, müssen die Bogen steif hergestellt werden, d. h. so, daß sie Biegemomente aufnehmen können. Bei

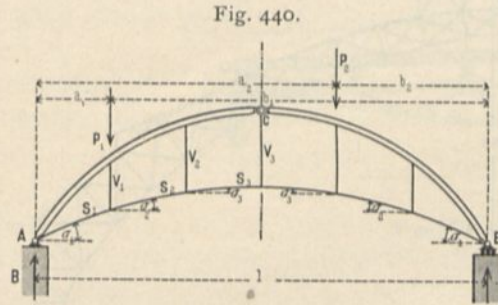
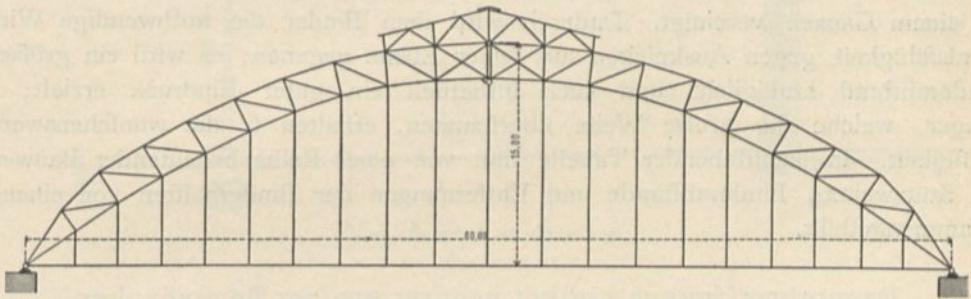


Fig. 440.

Fig. 441.

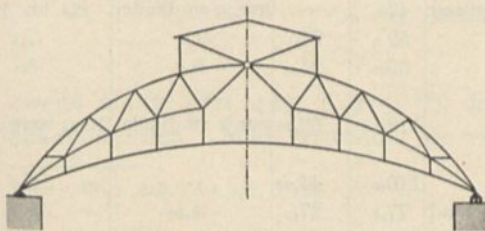


Von der großen Halle des Anhalter Bahnhofes zu Berlin²²¹⁾.

1/500 n. Gr.

kleinen Spannweiten stellt man die Bogen als vollwandige Blechträger, bei größeren Weiten als Gitterträger her. Ein hervorragendes Beispiel eines Bogen-Dachbinders mit Durchzug zeigt Fig. 441. Diese Dächer ähneln bei oberflächlicher Betrachtung den oben betrachteten Sieldächern, von denen sie sich aber vortheilhaft 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. 442 dargestellte Form.

Fig. 442.

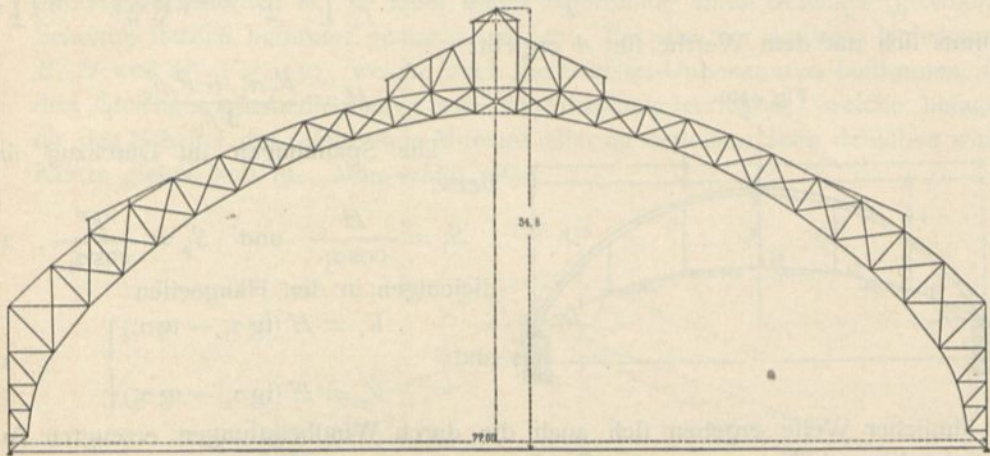


Die Berechnung der gelenklosen Bogen mit Durchzug ist etwas umständlich; bezüglich derselben wird auf die Lehrbücher über statisch unbestimmte Constructionen, insbesondere über Bogenträger verwiesen.

Sprengwerks- und Bogenbinder mit

²²¹⁾ Nach ebendaf., Bl. 9.

Fig. 443.



Von der grossen Bahnhofshalle der Pennsylvania-Eisenbahn zu Jerfey City.

 $\frac{1}{600}$ n. Gr.

Durchzügen werden für grosse Spannweiten zweckmässig und fast ausschliesslich als Doppelbinder hergestellt: zwei in geringem Abstände von einander angeordnete Binder werden durch wagrechte und schräg gelegte Stäbe (Andreaskreuze) zu einem Ganzen vereinigt. Dadurch wird dem Binder die nothwendige Widerstandsfähigkeit gegen Ausknicken aus feiner Ebene gegeben; es wird ein gröfserer Binderabstand ermöglicht und auch ästhetisch ein guter Eindruck erzielt; die Träger, welche die grosse Weite überspannen, erhalten so die wünschenswerthe Maffigkeit. In nachstehender Tabelle sind von einer Reihe bedeutender Bauwerke die Stützweiten, Binderabstände und Entfernungen der Binderhälften von einander zusammengestellt.

Hauptabmessungen einiger neuerer grosser Bogendächer.

Nr.	Bezeichnung des Bauwerkes	Binderart	Stützweite	Pfeilhöhe	Abstand der Theilbinder	Abstand der Hauptbinder von Axe zu Axe
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	28,0	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 Cöln	„	63,9	24,0	0,8	8,5
8	Manufacture building 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-Jerfey (Fig. 443)	„ 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

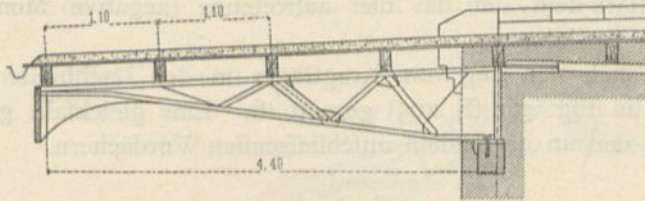
M e t e r

3) Ausleger- oder Krag-Dachbinder.

Die Auslegerbinder sind nur an einer Seite aufgelagert und übertragen unter Umständen bedeutende Zugkräfte auf die Gebäudemauern (vergl. Theil I, Band I,

152.
Ausleger-
binder.

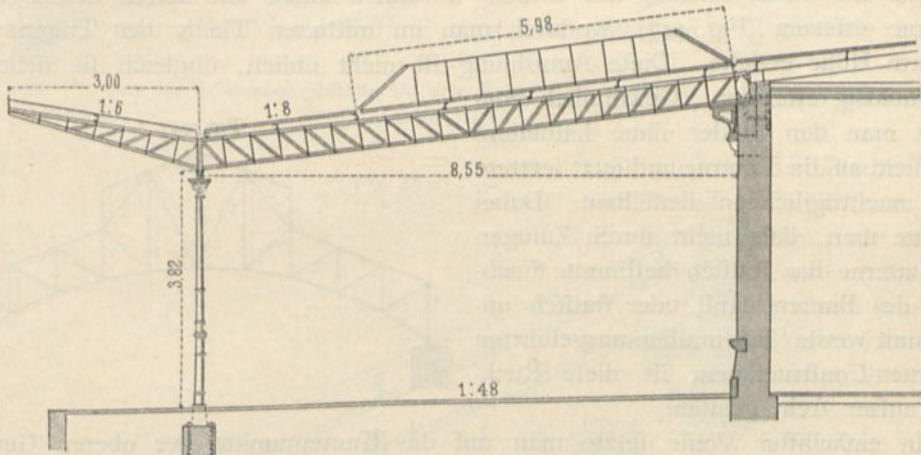
Fig. 444.



Vom Bahnhof zu Bremen.

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

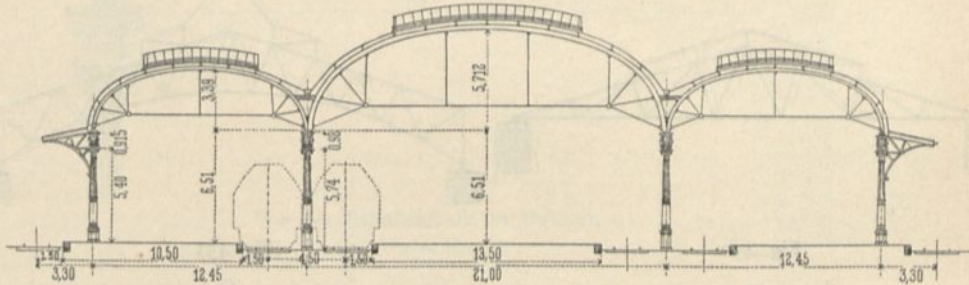
Fig. 445.



Vom Bahnhof zu Duisburg.

$\frac{1}{125}$ n. Gr.

Fig. 446.



Von der Bahnhofshalle zu Münster i. W.

$\frac{1}{400}$ n. Gr.

zweite Hälfte [Art. 447, S. 415²²²⁾] dieses »Handbuches«). Sie müssen kräftig verankert werden. Man verwendet sie vielfach für Bahnsteig-Ueberdeckungen von ge-

222) 2. Aufl.: Art. 236, S. 222.

ringer Breite, Vordächer bei Güterschuppen u. dergl. Fig. 444 zeigt ein solches Beispiel; die Ausladung beträgt 4,10 m.

Wenn möglich, soll man die Zugkräfte vom Mauerwerk fern halten; Fig. 445 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. 431 (S. 205) gezeigt ist. Eine gleichfalls gute Anordnung zeigt Fig. 446 in den an die Hallen anschließenden Vordächern.

4) 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. 447), wodurch man im mittleren Theile des Trägers eine gröfsere Höhe erzielte. Diese Anordnung ist nicht üblich, obgleich sie nicht unzweckmäfsig erscheint. Gewöhnlich construirt 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 Laternen-Constructionen ist diese Rücksicht aufer Acht gelassen.

In einfachster Weise setzte man auf die Knotenpunkte der oberen Gurtung Pfosten, welche an ihren oberen Enden durch Stäbe verbunden wurden (Fig. 448).

Fig. 447.

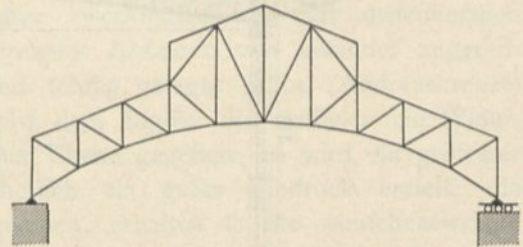


Fig. 448.

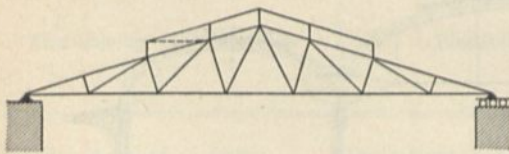


Fig. 449.

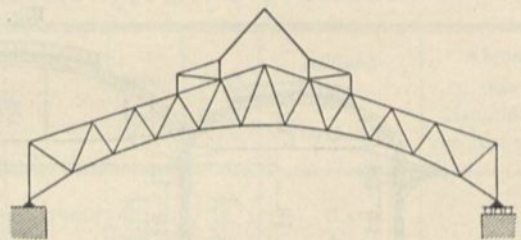


Fig. 450.

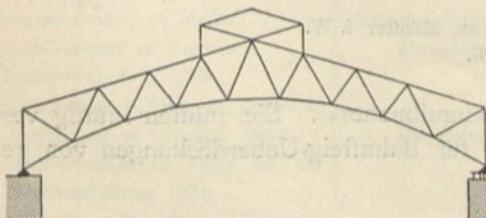
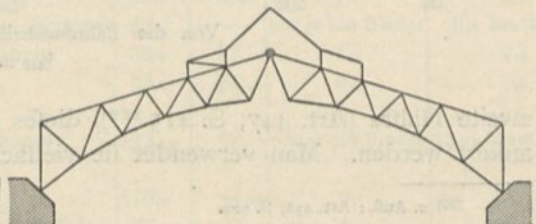
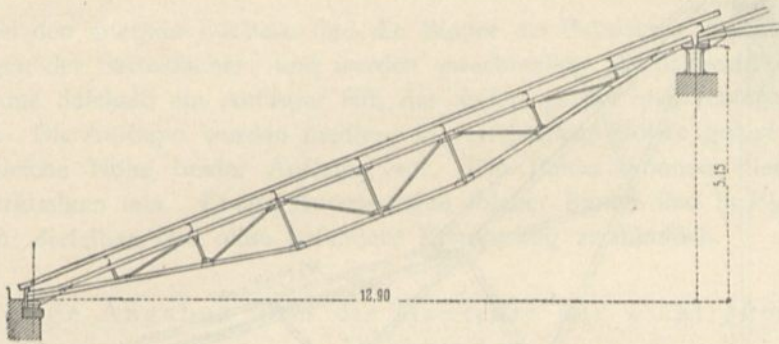


Fig. 451.



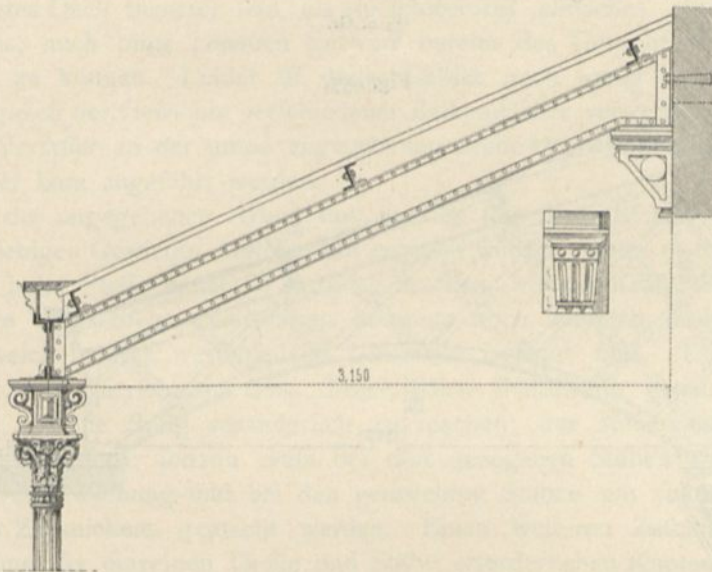
Es leuchtet ein, daß das Fachwerk hierdurch labil wird; die im Beispiel hinzugefügte Zahl der Knotenpunkte ist 5; die hinzugefügte Zahl der Stäbe muß also (siehe Art. 81, S. 103) gleich 10 sein; es sind aber nur 9 Stäbe hinzugefügt. Man sieht leicht, daß das Fachwerk durch Einfügen einer Diagonale statisch bestimmt gemacht werden kann. Die Diagonale kann in jedem der viereckigen Felder an-

Fig. 452.



Von der Schmiedewerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.
 $\frac{1}{75}$ n. Gr.

Fig. 453.



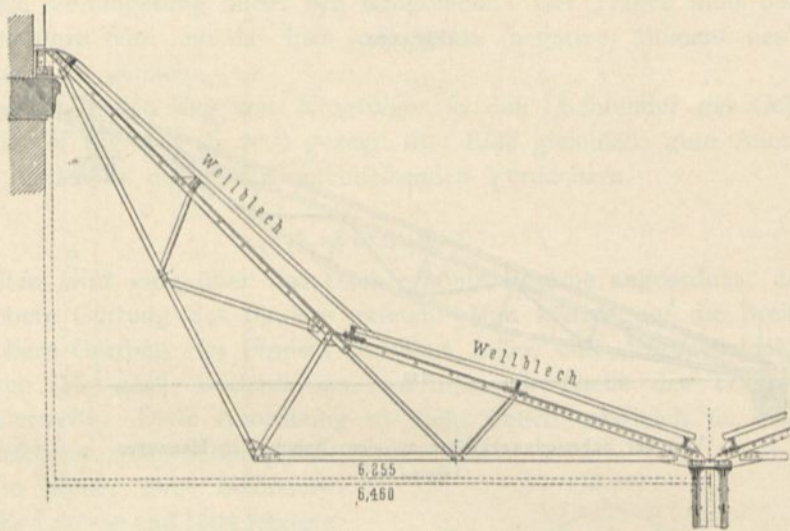
Von der Bahnsteighalle zu Ruhrort.
 $\frac{1}{40}$ n. Gr.

geordnet werden, aber nur in einem derselben (in Fig. 448) ist sie einpunktirt; ordnet man mehrere Diagonalen an, so wird das Fachwerk statisch unbestimmt.

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. 449 u. 450 schematisch gezeichneten Binder statisch bestimmt sind. Bei Fig. 450

darf der mittlere Pfosten nicht angeordnet werden; derselbe würde einen überzähligen Stab bilden. Bei flacher Dachneigung erzeugen die lothrechten Lasten des Firsknotenpunktes in den am First zusammentreffenden Gurtstäben der Laterne große

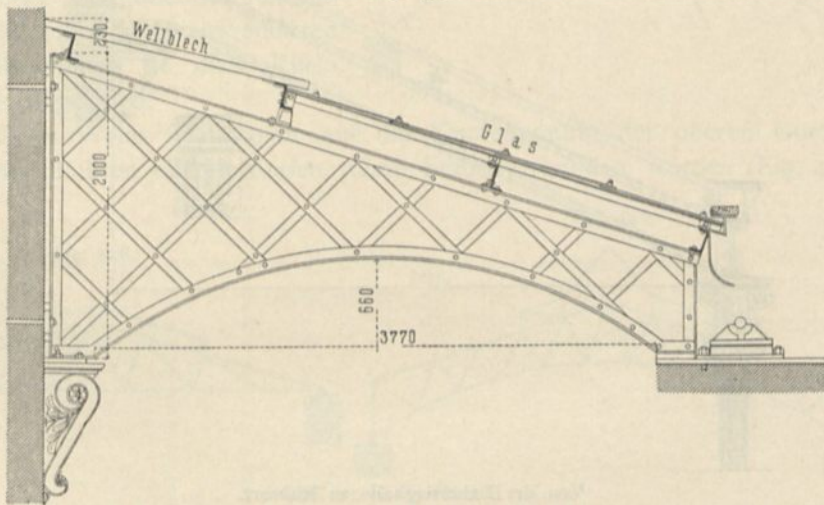
Fig. 454.



Von der Wagen-Reparaturwerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

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

Fig. 455.



Vom Bahnsteigdach auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{50}$ n. Gr.

Spannungen. Es steht aber nichts im Wege, diese beiden Stäbe steiler zu stellen und so die Spannungen zu verringern (Fig. 449). Die in Fig. 419, 421 u. 428 veranschaulichten Laternen-Constructionen zeigen nach Vorstehendem je einen überzähligen Stab, den man besser fortläßt. Die angegebene Regel gilt allgemein, also auch, wenn der Binder ein Dreigelenkbogen ist (Fig. 451).

Etwas anders, aber nach demselben Grundgedanken, ist die Laterne der Markthalle zu Hannover (Fig. 438) gebildet; jede statisch bestimmte Hälfte des Dreigelenkbogens ist durch ein statisch bestimmtes Fachwerk vermehrt; beide aufgesetzte Laternenhälften sind aber nicht mit einander verbunden; nur im Scheitलगelenk hängen die beiden Binderhälften mit einander 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 zweckmäßig 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. 452 bis 455 gegeben; dieselben sind ohne besondere Erläuterung verständlich.

154.
Pultdach-
binder.

6) Einige Angaben über die Gewichte der wichtigsten Balken-Dachbinder.

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 complicirtes Dach theurer 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 ²²³⁾ veröffentlicht; die Ergebnisse sollen hier kurz angeführt werden.

155.
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 Theile und Stäbe erforderlichen Knotenbleche, Stofs- und Futterbleche, Nietköpfe, Gelenkbolzen u. f. 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 (Constructions-Coefficienten), d. h. die Zahlenwerthe finden, mit

156.
Constructions-
Coefficient.

²²³⁾ In: LANDSBERG, TH. Das Eigengewicht der eisernen Dachbinder. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 105. — Auch als Sonderabdruck erschienen: Berlin 1885.

Tabelle der Werthe 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	2,34	2,323	1,522	2,724	2,939	2,63	2,891	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											

denen die theoretischen Werthe multiplicirt werden müssen, um die wirklichen Gewichte zu ergeben. Die Ausführungsziffern sind noch nicht ermittelt; sie sind für die verschiedenen Binderformen und für die verschiedenen Stützweiten, ja sogar je nach dem Geschick des Constructeurs 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 — verwerthet werden.

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 Unterconstructionen in Betracht gezogen. Bezeichnet man mit l die Stützweite des Dachbinders, e die Entfernung der Dachbinder von einander, f die Firsthöhe und f_1 die Mittenhöhe der unteren Gurtung, beides über der wagrechten Verbindungslinie der Auflager gemessen, q die Gesamtbelaftung für das Quadr.-Meter der Grundfläche (Eigengewicht, Schnee und lothrechte Seitenkraft des Winddrucks), K die als zulässig erachtete Beanspruchung des Eisens für 1^{qm} (in Tonnen), C eine Zahl (der Werth von C ist je nach der Dachform und Dachneigung verschieden) und sind alle Werthe 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' erfieht man, dafs das Bindergewicht für das Quadr.-Meter Grundfläche von der ersten Potenz der Stützweite abhängig, dagegen vom Binderabstand e unabhängig ist. Die Werthe für C sind in den beiden oben stehenden Tabellen zusammengestellt; in derselben 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 Pfeilverhältnifs 1:6 angenommen; die obere, gedrückte Gurtung des Parabelträgers

Tabelle der Werthe 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										

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 lothrechten Pfosten und Schrägfläben.

Der Vergleich der Werthe für C lehrt:

a) Das Sieldach (V) ist bezüglich des Materialverbrauches von den betrachteten die beste Construction. Sieht man von dem für die Ausführung des Sieldaches wenig geeigneten Pfeilverhältniss $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ab, so beträgt die Material-

ersparniss beim Sieldach gegenüber dem englischen Dachstuhl (I) 25 bis 32 Procent, gegenüber dem *Wiegmann*-Dachstuhl (II) 25 bis 39 Procent des zu diesen beiden Dachbindern bezw. verwendeten Materials. Das Sieldach erfordert also nur 68 bis 75 Procent des zum englischen, nur 61 bis 75 Procent des zum *Wiegmann*-Dachstuhl nöthigen Materials. Aehnlich ist die Ersparniss gegenüber den hier zu Grunde gelegten Constructionen 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 Tabellenwerthe für dasselbe nicht die günstigste Gitteranordnung angenommen ist und dass es beim Sieldache, wegen der wenig veränderlichen Gurtquerschnitte, leichter ist, sich dem theoretischen Materialaufwand zu nähern, als bei den anderen Constructionen, dass also hier die Constructionen-Coefficienten unter übrigens gleichen Verhältnissen kleiner sind als dort.

β) Der englische Dachstuhl (I) erfordert theoretisch weniger Material, als der *Wiegmann*-Dachstuhl (II); die Ersparniss beträgt bei den in der Tabelle angegebenen Verhältnissen 4 bis 10 Procent der Stoffmenge des *Wiegmann*-Dachstuhls; 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 Procent.

Für den theoretischen Rauminhalt sind ferner folgende Tabellen berechnet:

a) Theoretischer Rauminhalt eines Dreieck-Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems nach Fig. 425 (S. 203).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	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 Gesammt-Rauminhalt 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; Pfeilverhältniß 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 Gesammt-Rauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptsystems zusammenfällt (nach Fig. 427, S. 204).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	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	—	—	—	—	—	—
$\frac{q e l^2}{K}$							

b) Theoretischer Rauminhalt eines deutschen Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptsystems (Fig. 426, S. 203).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	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	2,052	2,9	—	—	—	—
" = $\frac{1}{8}$	1,623	2,304	—	—	—	—	—
" = $\frac{1}{7}$	1,708	2,533	—	—	—	—	—
" = $\frac{1}{6}$	1,833	2,816	—	—	—	—	—
" = $\frac{1}{5}$	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 Werthe aus der großen Tabelle auf S. 218 u. 219 zu finden.

Aus den Tabellen a und b im Vergleich mit der großen Tabelle auf S. 218 u. 219 ergibt sich, daß Dreieckdach und deutscher Dachstuhl für kleine Spannweiten sehr vortheilhaft sind; aber auch für größere Stützweiten sind sie empfehlenswerth, besonders wenn es möglich ist, die gedrückte Gurtung des Hauptsystems mit der gezogenen Gurtung des Nebensystems zusammenzulegen. Alsdann erhält man, wie der Vergleich der Tabellen b, c und e mit den entsprechenden Werthen der Tabelle

e) Theoretischer Gefammt-Rauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger mit $\frac{1}{10}$ Pfeilverhältniß sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt (ähnlich wie bei Fig. 423; nur ist dort das Hauptsystem 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	—	—	—
$\frac{1}{10}$	1,763	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 Gefammt-Rauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger von $\frac{1}{8}$ Pfeilverhältniß 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	2,699	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	—	—	—	—	—	—
	$\frac{q e l^2}{K}$						

auf S. 218 u. 219 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 Procent, gegen das *Polonceau*-Dach 25 bis 35 Procent. Das Dreieckdach mit Parabelträgern zweiter Ordnung nach Fig. 427 gebraucht nahezu eben so viel Material, wie das *Sicheldach*, ist demnach sehr empfehlenswerth.

Will man die vorstehenden Tabellen für überschlägliche Ermittlung des Eigengewichtes verwerthen, so sind die Werthe noch mit *Constructions-Coefficienten* zu multipliciren, 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 Werthe für *g* das noch unbekanntes Bindergewicht enthalten ist; es empfiehlt sich, zunächst beim Einsetzen von *q* in die Formel das Bindergewicht zu schätzen und darauf das ermittelte Gewicht multiplicirt mit einem *Constructions-Coefficienten* zum früheren Werth von *g* hinzuzufügen; das mit diesem Werthe gefundene Bindergewicht wird für die Berechnung meistens genügen.

7) *Foeppl'sche* Flechtwerkdächer.

Die neuerdings von *Foeppl*²²⁴⁾ vorgeschlagenen sog. Flechtwerkdächer unterscheiden sich grundsätzlich von den bisher betrachteten Dach-*Constructions*. *Foeppl* verlegt alle *Constructions*theile 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 *Construction* ist, welche die Pfetten trägt, ist hier das dem Binder entsprechende Fachwerk für sich allein nicht stabil; es wird erst durch die Pfetten

158.
Grund-
gedanken.

224) FOEPL. Ein neues System der Ueberdachung für weit gespannte Räume. Deutsche Bauz. 1891, S. 112.
FOEPL. Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892.
FOEPL. Ueber die Konstruktion weitgespannter Hallendächer. Civiling. 1894, S. 462.

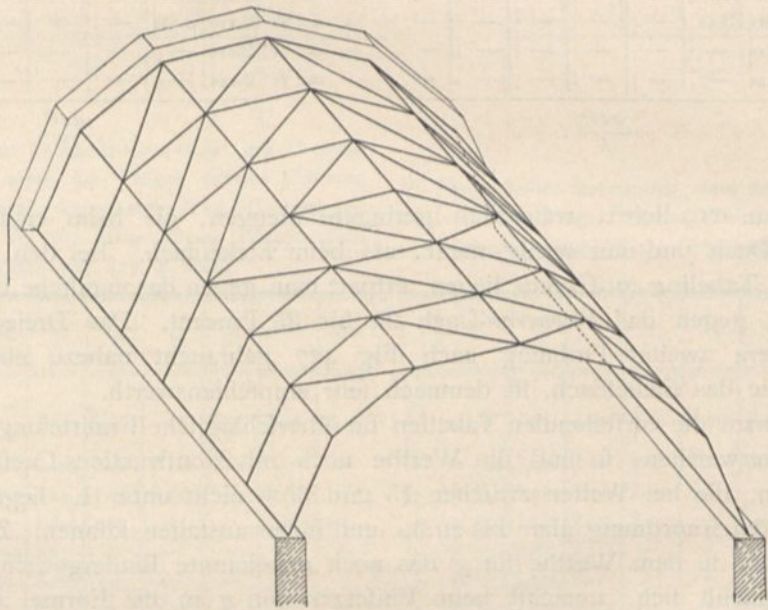
und die in den Dachflächen liegenden Schrägstäbe, welche nothwendige Stäbe des räumlichen Fachwerkes sind, stabil. Das über rechteckiger Grundfläche construirte Flechtwerk nennt *Foeppl* ein Tonnen-Flechtwerk.

Der Querschnitt des Daches (Fig. 456) 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.

159.
Statifche
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. 457), zunächst in der lothrechten Ebene dieses Vieleckes, sei im übrigen beliebig gerichtet. P zerlegt

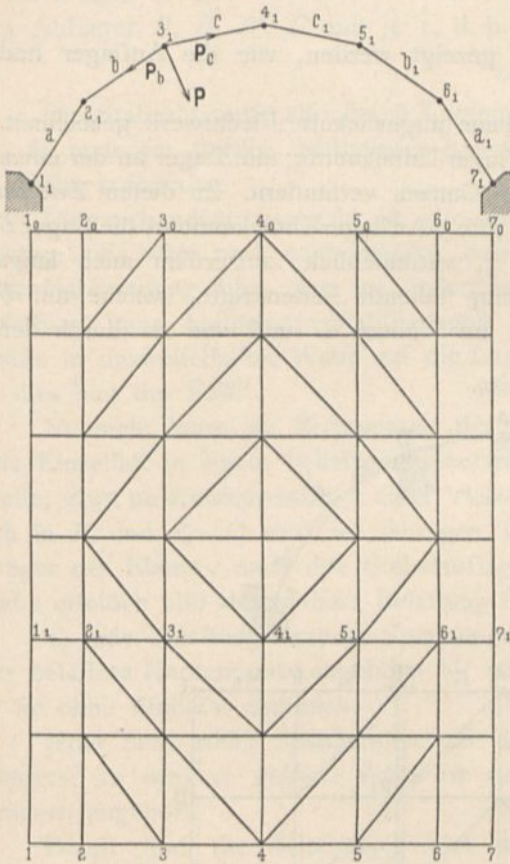
Fig. 456.



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 weiter geführt werden, weil sich im Punkte 2_1 nur zwei in der lothrechten Ebene liegende Stäbe treffen, welche nicht in dieselbe Linie fallen. Deshalb wird die Kraft P_b durch einen in der Ebene b liegenden Fachwerkträger nach feinen 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 seine Stäbe nach den Endauflagern 4 und 4_0 geführt. Eben so, 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

Fig. 457.

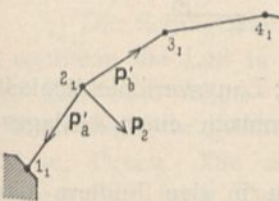


wirkende Last P_c zerlegt sich (Fig. 458) in die Seitenkräfte P'_b und P'_a ; P'_b wird, wie oben gezeigt ist, nach den Endauflagern des Trägers in der Ebene b geführt; P'_a dagegen wird ohne Weiteres vom Auflager 1_1 aufgenommen. In den Ebenen a und f brauchen also keine Diagonalen angeordnet zu werden. Allerdings erleiden dann die Seitenauflager 1 und 7 schiefe Drücke; will man diese von den Seitenmauern fern halten, so kann man die Stäbe 12 , bzw. 67 lothrecht 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 auch 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 theilweise 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.

Fig. 458.



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 Untertheilung in kürzere Abtheilungen auch dann die Vortheile dieser Dachart verwerthen, vielleicht unter Verwendung von Auslegerträgern in den schrägen Dachflächen.

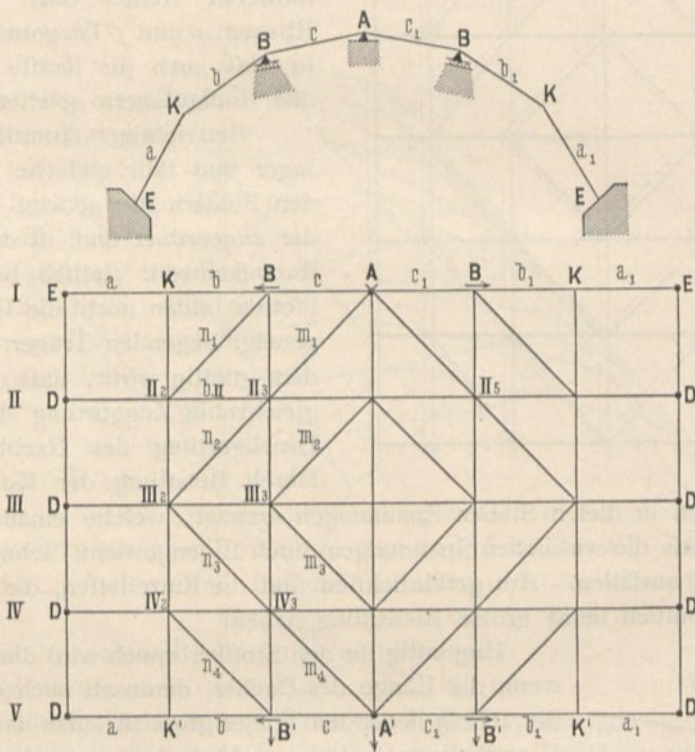
Bislang war angenommen, dass die Lasten P in der lothrechten Ebene eines der Vielecke $1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ liegen. Bei beliebiger Richtung der Kraft P zerlege man sie in eine Seitenkraft, welche in der lothrechten Vieleckebene liegt, und eine in die Ebene c fallende Seitenkraft. Erstere behandelt man ganz, wie oben gezeigt ist; letztere zerlegt man weiter in eine in die Längsaxe 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 Längsaxe 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.

160. Beispiel. An einem bestimmten Beispiele soll gezeigt werden, wie die Auflagern und Stäbe anzuordnen sind.

In Fig. 459 ist das in die Grundrifebene abgewinkelte Flechtwerk gezeichnet. Jedes der 8 Seitenaufleger D bedingt 2 Auflager-Unbekannte; die Lager an der einen Stirnseite sollen eine Längsverchiebung des Ganzen verhindern. Zu diesem Zwecke ist das Lager A ganz fest gemacht, entspricht also 3 Auflager-Unbekannten; 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 3, bzw. 5 im Vieleck II und von da durch den

Fig. 459.



Träger in der Ebene c , bzw. c_1 nach dem Auflager A gebracht; Längsverchieblichkeit bei B ist also zulässig; jedes dieser Auflagern entspricht demnach einer Auflager-Unbekannten.

Die beiden Lager E sind wieder fest zu machen, da in den Feldern der Ebenen a und f keine Diagonalen sind, also alle in die Längsachsen der Pfetten 1 und 7 (vergl. Fig. 457) fallenden Kräfte durch die Lager E aufgenommen werden müssen; jedes Lager E bedingt sonach 3 Auflager-Unbekannte. Auf der anderen Stirnseite bedingt A' zwei, B' und B' bedingen je eine Auflager-Unbekannte; alle drei müssen längsverchieblich sein, B' und B' Verschiebung auch in den Richtungen 43, bzw. 45 (vergl. Fig. 457) gestatten. Die Punkte K sind ohne Auflagern räumlich bestimmt, da sie durch je drei Stäbe mit drei nicht in einer Ebene liegenden Punkten verbunden sind. Demnach sind vorhanden:

8 Auflager D mit je 2, d. h. 2.8	= 16 Auflager-Unbekannten,
3 Auflager A, E, E mit je 3, d. h. 3.3	= 9 »
1 Auflager A' mit	2 »
4 Auflager B, B, B', B' mit je 1, d. h. 4.1	= 4 »
	zusammen 31 Auflager-Unbekannte.

Die Stabzahl muß also bei k Knotenpunkten $s = 3k - 31$ sein, und da $k = 35$ ist, so muß für statisch bestimmtes Raumfachwerk $s = 74$ sein. Tatsächlich sind 74 Stäbe 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 kann 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. 457), 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 belastete 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:

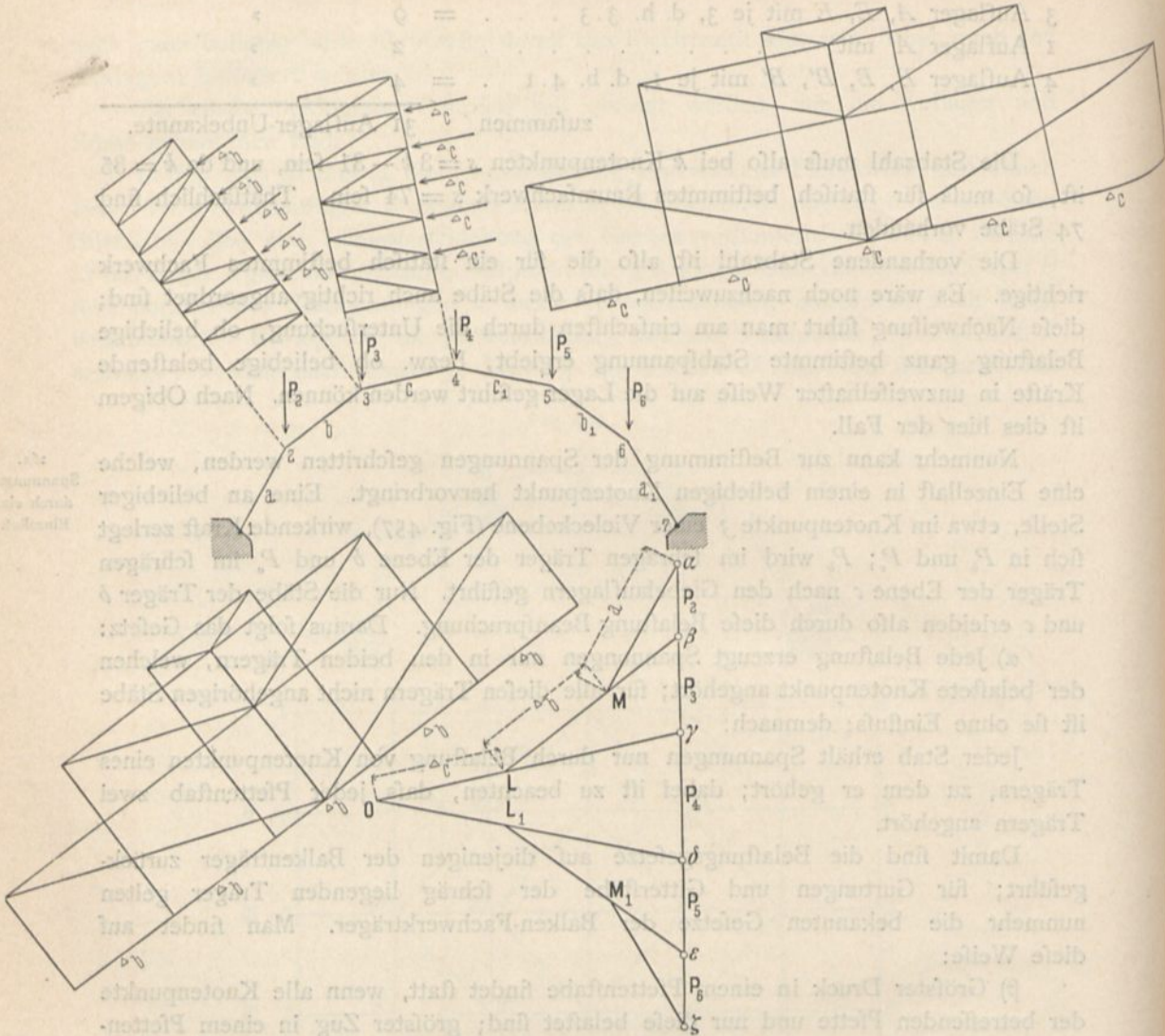
β) Größter Druck in einem Pfettenstabe findet statt, wenn alle Knotenpunkte der betreffenden Pforte und nur diese belastet sind; größter Zug in einem Pfettenstabe tritt ein, wenn alle Knotenpunkte beider Nachbarpforten und nur diese belastet sind (die Pforte selbst also auf ihre ganze Länge unbelastet 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. 459) 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 Diagonale 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.

Fig. 460.



δ) Bei den Sparren ist zu beachten, daß diese auch zugleich Pfoften für die schräg liegenden Träger sind. Man denke sich den Sparren aus zwei Theilen bestehend, dem eigentlichen Sparren, der einen Theil des lothrechten Vieleckes bildet, und dem Pfoften des schräg liegenden Trägers. Der eigentliche Sparren erleidet feinen größten Druck bei voller Belastung der beiden Vieleck-Knotenpunkte, welche ihn begrenzen. Bezüglich der ungünstigsten Belastung des Pfoftens ergibt sich: größter Druck tritt ein, wenn die begrenzende Pfette so belastet ist, daß der dem Pfoften zugeordnete Schrägstab größten Zug erhält; als zugeordnet gilt derjenige Schrägstab, der mit dem Pfoften an der anderen Pfette zusammen trifft. So wird in b_{II} (Fig. 459) 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 belaften.

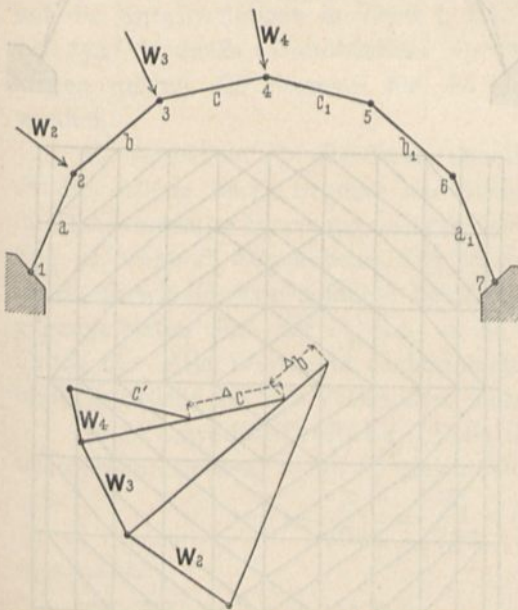
Für die Berechnung des Daches braucht man diese unwahrscheinliche Belastung nur unter Umständen einzuführen; bedenkt man aber, daß die Belastung aller Knotenpunkte der Pfetten 4, 5, 6, 7 (Fig. 457) ohne Einfluß auf den betreffenden Sparren ist, so sieht man ein, daß diese Belastungsart, bei der also das ganze Dach, mit Ausnahme der Knotenpunkte III 2 und IV 2, belastet ist, nicht ausgeschlossen ist. Jedenfalls ist diese Unterfuchung geeignet, Licht über die Beanspruchungen zu verbreiten.

Die in Fig. 459 dargestellten Pfoften des mittelsten Vieleckes, welches zur Ebene III gehört, folgen anderen Gesetzen; dieselben werden nur durch Belastung der Knotenpunkte dieses Vieleckes belastet; als Pfoften 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. 460 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 Theile auf; als wirklich belastende Kraft des Trägers in der Ebene c bleibt nur die Differenz der beiden genannten Kräfte, d. h. $LO = \Delta c$. Eben so 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 Gurtstäben der Träger (d. h. in den Pfetten) sich algebraisch addiren, d. h. hier von einander subtrahiren; zu den Pfoftenspannungen kommen noch die Sparrenspannungen hinzu, welche hier bezw. $\gamma L, \beta M, \alpha M$ sind.

Fig. 461.



Nur die Theile 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 Theile 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

162.
Spannungen
durch
Eigengewicht.

163.
Spannungen
durch Schnee,
Wind etc.

Dachflächen a und a_1 der Schnee nicht liegen bleibt; von der geringen Belastung der Knotenpunkte z und δ sieht man zweckmäÙig ab. Die Ermittlung der Spannungen ist eine einfache Arbeit (entsprechend Fig. 460). Wenn bei einseitiger Belastung die Pfette 5 nur eine geringere Last hat, als in Fig. 460 angenommen war, so wächst Δc_1 entsprechend.

Die auf die einzelnen Träger bei Windbelastung entfallenden Knotenpunktlasten sind aus dem Kräfteplan in Fig. 461 zu entnehmen.

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

164.
Materialmenge.

Die für ein Dach nöthige Materialmenge ist hier auÙer 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 Constructionen berechnet und gefunden:

Bei 18,80 m Spannweite, 18,80 m Länge und 5,70 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eisen-Construction mit 19 kg für 1 qm Grundfläche; dabei waren aufgemauerte Giebelwände angenommen; für Giebel in Eisen-Construction 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 Eisen-Construction 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.

165.
Schlufs-
bemerkungen.

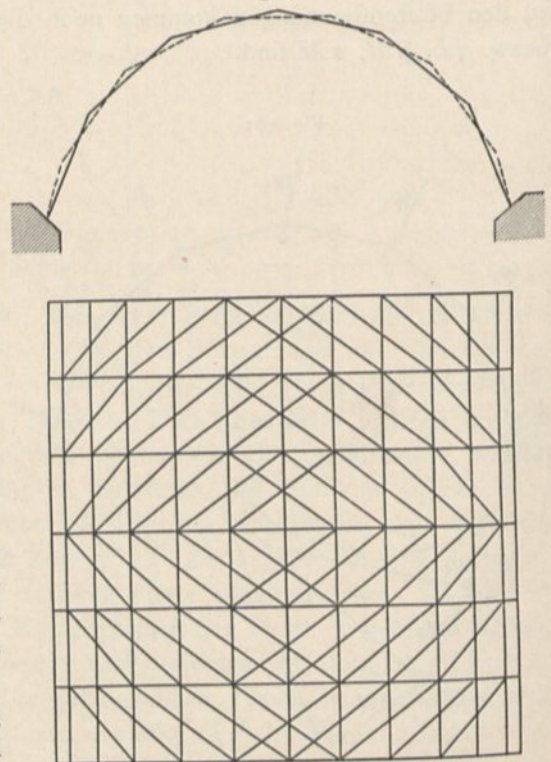
Bei größerer Seitenzahl des Vieleckes zerlegt sich die Knotenlast P in sehr große, auf die schrägen Träger wirkende Lasten; es empfiehlt sich deshalb eine kleine Seitenzahl des Vieleckes, 6 bis 10, wie oben angegeben.

Bei sehr großen Spannweiten empfiehlt *Foeppl* das doppelte oder mehrfache Flechtwerk (Fig. 462). Bei diesem ordnet man zwei oder mehrere getrennte Flechtwerke mit abwechselnd liegenden Knotenpunkten an, die sich gegenseitig durchdringen.

Das Flechtwerk hat voraussichtlich für die Dach-Constructionen der Zukunft eine große Bedeutung; die Hauptvorteile desselben bestehen darin, daß der ganze Dachraum frei von irgend welchen Einbauten ist und daß bei zweckentsprechender Verwendung der Materialverbrauch gering ist.

Noch möge kurz bemerkt werden, daß das Flechtwerk als stabile Construc-

Fig. 462.



tion 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 an einander reiht, das das entstehende Dreiecknetz 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 Theil des Mantels durch die feste Erde, so bleibt das Stabwerk unverschieblich, und man erhält das Flechtwerk. Beim Tonnen-Flechtwerk muss dann auch jede Stirnseite entweder ein obiger Bedingung entsprechendes Dreiecknetz bilden oder mit Mauern versehen werden, welche als Theile der festen Erde anzusehen sind. Unter Beachtung dieses wichtigen Satzes kann man für die verschiedensten Aufgaben Flechtwerke construiren.

b) Construction 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 gleichgiltig, hat aber bei diesen Stäben eine mehr untergeordnete Bedeutung. Bei den auf Druck beanspruchten Stäben dagegen muss die Querschnittsform sorgfältigst so gewählt werden, das 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.

166.
Gezogene
und gedrückte
Stäbe.

1) Größe und Form der Querschnittsfläche.

Bezüglich der Ermittlung der Größe der Querschnittsfläche der Stäbe kann auf die Entwicklungen in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 281 bis 288, S. 247 bis 252 ²²⁵) dieses »Handbuches« verwiesen werden; der bequemeren Verwendung wegen mögen die Formeln für die Querschnittsberechnung hier kurz wiederholt werden.

167.
Größe der
Querschnitts-
fläche.

Es bezeichne P_0 die durch das Eigengewicht im Stabe erzeugte Spannung; P_1 die größte durch Schnee- und Winddruck, so wie 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, so wie 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 Werthe in nachstehenden Angaben sind in absoluten Zahlen, d. h. ohne Rücksicht auf die Vorzeichen, einzusetzen.

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

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

²²⁵) 2. Aufl.: Art. 76 u. 77, S. 50 bis 53.

P_0 und P_1 sind in Kilogr. einzufetzen, und F wird in Quadr.-Centim. erhalten. Die Formeln 13 gelten auch, so lange $P_2 < \frac{2}{3} P_0$ ist.

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

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

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

Auch in den Gleichungen 14 u. 15 sind P_0, P_1, P_2 in Kilogr. einzufetzen, und F wird in Quadr.-Centim. erhalten.

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

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

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

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

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

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 stoßweise Belastung zu erwarten ist. Man kann alsdann setzen:

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

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

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

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

Bei den gedrückten Stäben sind zunächst die vorstehend für die gezogenen Stäbe angeführten Rückfichten gleichfalls zu nehmen; außerdem ist aber auf genügende Sicherheit gegen Zerknicken der allergrößte Werth zu legen. Nennt man die größtmögliche Druckkraft im Stabe P , die freie Stablänge λ , nimmt man in den Enden des freien Stabstückes Gelenke an, so daß also λ von Gelenkmitte

bis Gelenkmitte reicht, und bezeichnet man mit \mathcal{F}_{min} den kleinsten Werth aller auf Schwerpunktsaxen bezogenen Trägheitsmomente des Querschnittes (also das kleinste Schweraxen-Trägheitsmoment); so muß nach Theil I, Band 1, zweite Hälfte (2. Aufl., Art. 137, S. 116) dieses »Handbuches« sein

$$\left. \begin{array}{l} \text{für schmiede- und flusseiserne Stäbe: } \mathcal{F}_{min} = 2,5 P \lambda_m^2 \\ \text{für Gufseisenstäbe: } \mathcal{F}_{min} = 8 P \lambda_m^2 \\ \text{für Holzstäbe: } \mathcal{F}_{min} = 83 P \lambda_m^2 \end{array} \right\} 21.$$

Hierin soll P in Tonnen und λ in Metern eingesetzt werden; \mathcal{F}_{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 \mathcal{F}_{min} Werthe, welche nur den vierten Theil der oben angegebenen betragen (vergl. a. a. O.); die wirklichen Stäbe können aber in den meisten Fällen weder als gelenkförmig angegeschlossen, 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. 300²²⁶) durchgeführten Fall 4 zu Grunde zu legen, also nach folgenden Formeln zu rechnen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Schmiede- und Flusseisen: } \mathcal{F}_{min} = \frac{5}{4} P \lambda_m^2 \\ \text{für Gufseisen: } \mathcal{F}_{min} = 4 P \lambda_m^2 \\ \text{für Holz: } \mathcal{F}_{min} = 41 P \lambda_m^2 \end{array} \right\} 22.$$

Auch hier ist P in Tonnen und λ in Metern einzuführen, und man erhält \mathcal{F}_{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.

226) 2. Aufl.: Art. 122 u. 137, S. 102 u. 117.

2) Praktische Querschnittsformen für Schmiede- und Flusseisenstäbe.

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

170.
Zwei L-Eisen.

Den hier zu betrachtenden Querschnittsformen ist die Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken gemeinam. Da es sich um Querschnitte für Gurtungen handelt, müssen dieselben eine bequeme Befestigung der Gitterstäbe und (bei der oberen Gurtung) der Pfetten gestatten.

a) Zwei Winkeleisen (Fig. 463). Zwischen den beiden lothrechten Schenkeln ist ein Zwischenraum zum Einlegen der Anschlussbleche für die Gitterstäbe, der sog. Knotenbleche, vorhanden. Die Winkeleisen können gleichschenkelig oder ungleichschenkelig sein; der grössere Schenkel kann in die lothrechte 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 empfehlenswerth, gestattet bequemen Anchluss der Gitterstäbe und der Windverkreuzung durch Knotenbleche, welche auf die wagrechten Schenkel kommen; die Pfetten finden auf diesen Schenkeln ein bequemes Auflager.

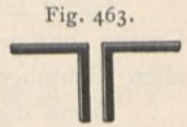


Fig. 463.

Damit für die Zerknickungsgefahr der Querschnitt als Ganzes wirke, legt man in gewissen Abständen Blechstücke ein und verbindet daselbst beide Theile durch einen Niet; die Abstände dieser Einlagen betragen gewöhnlich 35 bis 50 cm. Dass 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

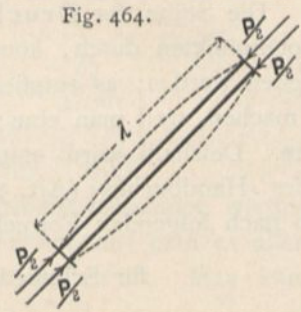


Fig. 464.

Kraft $\frac{P}{2}$ (Fig. 464). Legt man den zweiten Zerknickungsfall²²⁷⁾ zu Grunde, was

jedenfalls ungünstiger ist, als die Wirklichkeit, so muss, damit kein Ausbiegen eintritt, $\mathcal{F}_{min} = 2,5 P \lambda^2$ sein. Die Querschnittsfläche f (in Quadr.-Centim.) kann hier allgemein,

weil stets etwas zugegeben wird, gesetzt werden: $f = \frac{P}{500}$, wenn f in Quadr.-

Centim. und P in Kilogr. eingesetzt wird, oder $f = \frac{P \cdot 1000}{500} = 2 P$, wenn P in

Tonnen ausgedrückt wird. Aus letzterer Beziehung folgt $P = \frac{f}{2}$. Dieser Werth

in die Gleichung für \mathcal{F}_{min} eingesetzt, ergibt $\mathcal{F}_{min} = \frac{2,5 f}{2} \lambda^2$, 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} müsste hier eigentlich das Trägheitsmoment, bezogen auf die lothrechte Schwerpunktsaxe eines der beiden Winkeleisen, eingeführt werden; setzt man aber selbst den Werth des kleinsten Trägheitsmomentes eines Winkeleisens ein, so erhält man noch ziemlich grosse Werthe für λ , d. h. für den Abstand der Einlagen.

²²⁷⁾ Siehe das mehrfach genannte Heft dieses »Handbuchs«, Art. 338, S. 301. (2. Aufl.: Art. 123, S. 103.)

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, fonach

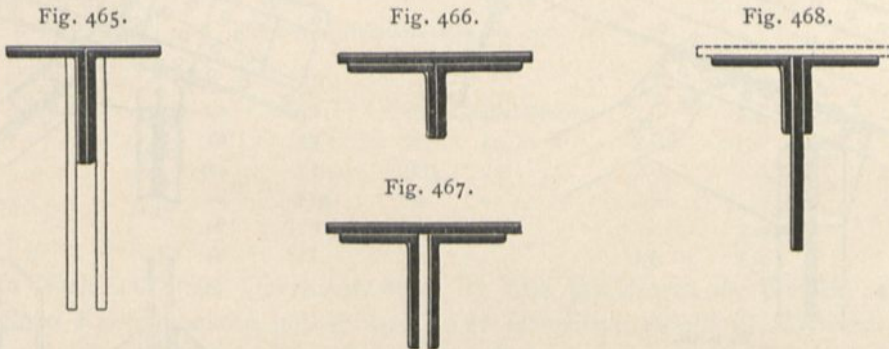
$$\lambda = 0,96 \text{ m};$$

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

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

Die Abstände können also ziemlich groß sein.

Die Weite des Zwischenraumes der beiden lothrechten Winkeleisenfchenkel 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 das einzulegende Knotenblech diese große Stärke; die Zahl der Anschlusniete der Gitterstäbe, so wie die Größe des Knotenbleches kann kleiner sein, als bei geringer Stärke, und beide Winkeleisen können durch dasselbe Knotenblech gestossen werden. Das Trägheitsmoment des Querschnittes für die lothrechte Symmetrieaxe 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 lothrechten Schenkel setzt sich im Laufe der Zeit Staub, Schmutz u. f. w.; auch ist bei geringer Stärke des Zwischenraumes die Beseitigung etwa auftretenden Rostes und die Erneuerung des Anstriches schwierig. Man vermeidet diese Uebelstände, indem man die Winkeleisen ohne Zwischenraum an einander setzt; die dann erforderlichen beiden Knotenbleche werden aufsen aufgenietet (Fig. 465).

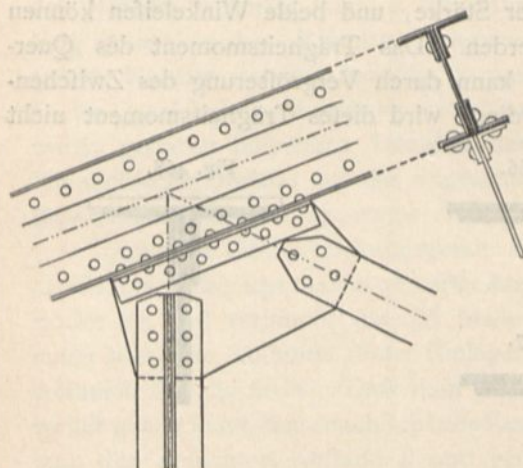
Die Lagerung der Pfetten und der Anchluss der Windknotenbleche ist wie beim Querschnitt in Fig. 463.

Eine Verstärkung der besprochenen Querschnitte ist durch Aufnieten einer oder auch mehrerer Platten möglich (Fig. 466, 467), so wie durch Anordnung eines durchlaufenden Stehbleches zwischen den Winkeleisen (Fig. 468). Damit das Stehblech unter dem Drucke nicht ausbeule, wähle man feinen Ueberstand 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 Winkeleisenfchenkel weiter vergrößert werden; die Verringerung der Querschnittsfläche wird erreicht, indem man dem Stehblech geringere Breite giebt, bzw. dasselbe ganz fortlässt. Eine gute Stofsanordnung des Stehbleches ist nicht einfach; doch kann man bei den Dächern oft ohne Stofs des Stehbleches auskommen.

171.
I-förmiger
Querschnitt.

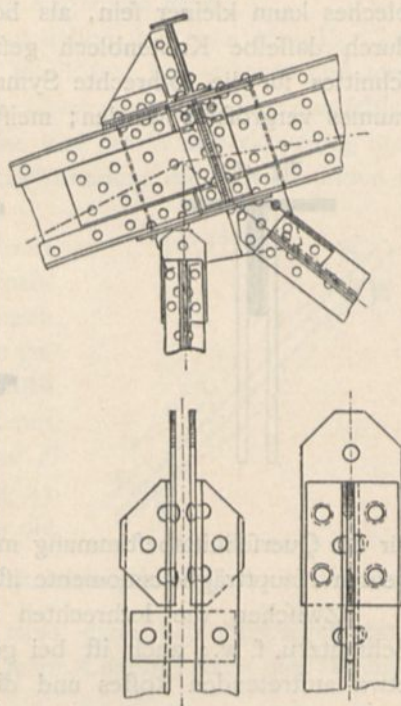
b) I-förmiger Querschnitt. Hier ist zunächst der in Fig. 469 angegebene Querschnitt zu besprechen; derselbe besteht aus einem Stehblech und je zwei Winkel-eisen längs jeder Kante des Stehbleches, erinnert also an den Blechträger. Diese Querschnittsform hat den Nachtheil, dass der Anschluss der Gitterstäbe umständlich ist. Gewöhnlich werden an jedem Knotenpunkte zwei Winkel-eisenstücke untergenietet, welche das Knotenblech zwischen sich nehmen (Fig. 469). Besser ist die in Fig. 470²²⁸⁾ dargestellte Construction. Das Knotenblech reicht hier zwischen die Winkel-eisen der Gurtung und tritt an die Stelle des Stehbleches; Stofs-laschen verbinden das Knotenblech mit dem lothrechten Stehblech auf beiden Seiten. Statt des Stehbleches kann man für die lothrechte Wand auch Gitterwerk anordnen; dann treten an den Knotenpunkten an Stelle des Gitterwerkes die Knotenbleche. Diese Construction ist gut.

Fig. 469.



1/10 n. Gr.

Fig. 470.



Von der Einsteigehalle auf dem Centralbahnhof zu München²²⁸⁾.

1/25, bezw. 1/12,5 n. Gr.

Der I-förmige Querschnitt kann nicht nur Zug und Druck, sondern auch Biegung ertragen; derselbe empfiehlt sich deshalb in hohem Masse für Bogen-dächer mit oder ohne Durchzug und ist für diese auch vielfach gewählt. Eine Verstärkung durch aufgenietete Blechplatten ist leicht möglich. Bei diesen Bogenbindern sind die anzuschliessenden Gitterstäbe meistens schwach, so dass die Knotenpunkte leicht nach Fig. 471 ausgeführt werden können. Eine gute Stofsanordnung in einem Bogenträger zeigt Fig. 472.

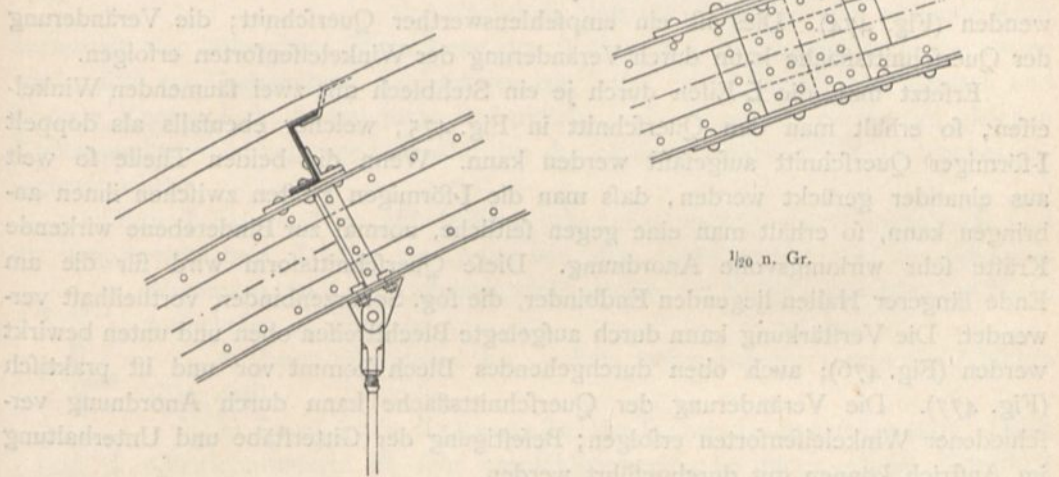
Hierher gehört auch der aus zwei C-Eisen nach Fig. 473 hergestellte Querschnitt, welcher besonders von Schwedler vielfach angewendet worden ist. Den Zwischenraum zwischen den C-Eisen wähle man wo möglich so groß, wie die Summe der beiden Wandstärken der C-Eisen. In gewissen Abständen sind Blecheinlagen 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 C-Eisens für die lothrechte Schwerpunktsaxe. Man erhält für

²²⁸⁾ Nach: Organ f. d. Fortfchr. d. Eisenbahnw. 1887, Taf. XXXII.

Ein Nachtheil dieser Querschnittsform ist, dass das Biegen der \square -Eisen, wie es an einzelnen Knotenpunkten n6thig wird, eine schwierige Arbeit ist, dass eine Verringerung der Querschnittsflache nicht gut m6glich ist, dass sich Staub und Schmutz zwischen beide \square -Eisen fetzen und Befeitigung des Rostes, so wie Erneuerung des

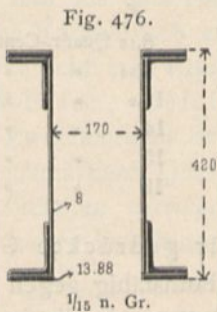
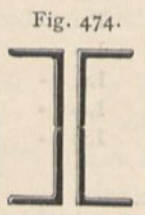
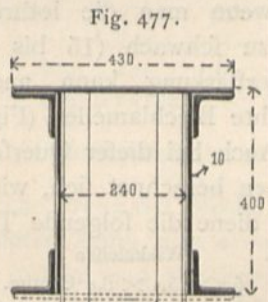
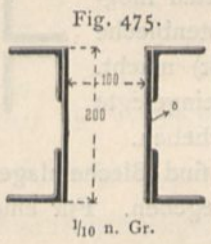
Fig. 471. Fig. 472.



Von der Bahnhofshalle zu M6nster.

Norm.-Profil Nr.	γ	f	Quadr.-Centim.	λ^2	λ
10	33,1	13,5	1,96	1,4	Met.
12	49,2	17	2,815	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	»

Ein Nachtheil dieser Querschnittsform ist, dass das Biegen der \square -Eisen, wie es an einzelnen Knotenpunkten n6thig wird, eine schwierige Arbeit ist, dass eine Verringerung der Querschnittsflache nicht gut m6glich ist, dass sich Staub und Schmutz zwischen beide \square -Eisen fetzen und Befeitigung des Rostes, so wie Erneuerung des



Von der Bahnhofshalle zu Hannover.

Von der Bahnhofshalle zu M6nster.

Anstriches zwischen beiden \square -Eisen umständlich sind. Vergrößerung der Querschnittsfläche auf kürzere Strecken ist durch aufgenietete Blechlamellen erreichbar.

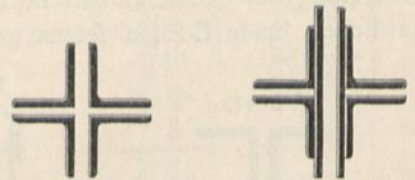
Anstatt der \square -Eisen kann man je zwei, also im Ganzen vier Winkeleisen verwenden (Fig. 474). Dies ist ein empfehlenswerther Querschnitt; die Veränderung der Querschnittsfläche kann durch Veränderung der Winkeleisenforten erfolgen.

Erfetzt man die \square -Eisen durch je ein Stehblech mit zwei säumenden Winkeleisen, so erhält man den Querschnitt in Fig. 475, welcher ebenfalls als doppelt I-förmiger Querschnitt aufgefaßt werden kann. Wenn die beiden Theile so weit aus einander gerückt werden, daß man die I-förmigen Pfosten zwischen ihnen anbringen kann, so erhält man eine gegen seitliche, normal zur Binderebene wirkende Kräfte sehr wirkungsvolle Anordnung. Diese Querschnittsform wird für die am Ende längerer Hallen liegenden Endbinder, die sog. Schürzenbinder, vortheilhaft verwendet. Die Verstärkung kann durch aufgelegte Blechstreifen oben und unten bewirkt werden (Fig. 476); auch oben durchgehendes Blech kommt vor und ist praktisch (Fig. 477). Die Veränderung der Querschnittsfläche kann durch Anordnung verschiedener Winkeleisenforten erfolgen; Befestigung der Gitterstäbe und Unterhaltung im Anstrich können gut durchgeführt werden.

172.
+ förmiger
Querschnitt.

c) Kreuzförmiger Querschnitt. Derselbe ist als zweckmäÙig zu bezeichnen; er ist gegen Zerknicken sehr wirksam. Der Zwischenraum der lothrechten Winkeleisenfchenkel nimmt die Knotenbleche auf, von denen das oben unter a Gesagte gilt; in den Zwischenraum der wagrechten Winkeleisenfchenkel legt man die Windknotenbleche (Fig. 478). Dieser Zwischenraum kann fehlen; dann werden die Windknotenbleche auf den Winkeleisenfchenkeln befestigt. Die einzelnen Winkeleisen können gleichschenkelig oder ungleichschenkelig sein; Vergrößerung und Verringerung der Querschnittsfläche ist nach Bedarf durch Verwendung verschiedener Winkeleisenforten möglich. Nachtheilig sind die Zwischenräume (siehe unter a) und daß die Pfetten nicht auf der Gurtung gelagert werden können; doch ist eine gute Befestigung der Pfetten möglich, wenn man die lothrechten Knotenbleche nicht zu schwach (15 bis 20 mm stark) macht. Die Verstärkung kann auch durch eingelegte lothrechte Blechlamellen (Fig. 478) geschehen.

Fig. 478.



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

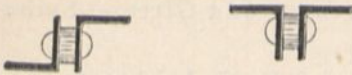
Winkeleisen	f_{min}	f	λ^2	λ	
5,5 × 5,5 × 0,8 Centim.	9,38	8,16	Quadr.-Centim.	0,919	0,96 Met.
6,0 × 6,0 × 0,8 "	12,40	8,96	" "	1,11	1,05 "
6,5 × 6,5 × 0,9 "	17,0	10,9	" "	1,29	1,13 "
7,5 × 7,5 × 1,0 "	30,3	14	" "	1,73	1,31 "
8,0 × 8,0 × 1,0 "	37,1	15	" "	1,93	1,40 "
10 × 10 × 1 "	75	19	" "	3,20	1,78 "

β) Querschnitte für gedrückte Gitterstäbe.

173.
Ein L-Eisen.

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.

Fig. 479.

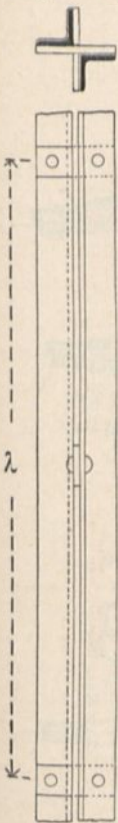


a) Ein Winkeleisen, gleichschenkelig oder ungleichschenkelig. Dasselbe hat den Vortheil bequemer Befestigung an den Knotenblechen, hingegen den Nachtheil, dass die im Winkeleisen wirkende Kraft

aufserhalb der lothrechten 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.

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

Fig. 480.



c) Zwei Winkeleisen, welche zusammen ein **L** oder ein **Z** bilden (Fig. 479).

b) Zwei über Ecke gestellte Winkeleisen (Fig. 480). Diese Querschnittsform ist sehr empfehlenswerth; sie bietet große Sicherheit gegen Zerknicken bei verhältnißmäßig geringem Stoffaufwand, ermöglicht guten Anschluss an die Gurtungen und die Kraftübertragung in der lothrechten Mittelebene des Binders. Die beiden Winkeleisen müssen stellenweise mit einander 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

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

worin f in Quadrat-Centim. einzuführen ist. Für einige in

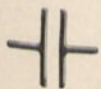
Betracht kommende Winkeleisen ist nachstehende Tabelle ausgerechnet:

Winkeleisen	\mathcal{F}_{min}	f	λ^2	λ
50 × 50 × 7 Millim.	6,18	6,51 Quadr.-Centim.	0,76	0,87 Met.
55 × 55 × 8 »	9,88	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 470).

Fig. 481.



e) Zwei T-Eisen, welche zusammen ein Kreuz bilden (Fig. 481). Der Zwischenraum beider entspricht dem Knotenblech. Dies ist ein sehr zweckmäßiger Querschnitt. — Statt der 2 T-Eisen kann man auch 4 Winkeleisen verwenden (siehe unter a); dieselben genügen schon für sehr schwere Dachbinder.

174.
T-förmiger
Querschnitt.

175.
+ förmiger
Querschnitt.

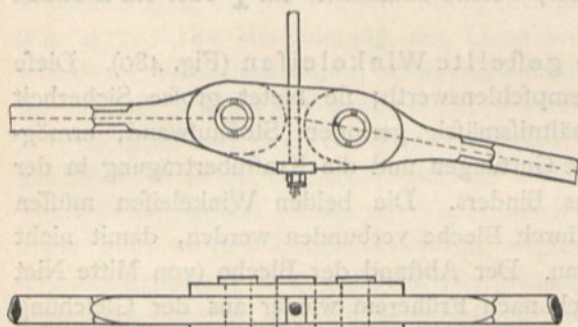
γ) Querschnitte, welche nur für gezogene (Gurtungs- und Gitter-) Stäbe geeignet sind.

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

176.
Rechteck-
Querschnitt.

a) Rechteckquerschnitt. Eisen mit rechteckigem Querschnitte 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 lothrechten Mittelebene 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 Construction ein schweres Aussehen geben. Flacheisen kommen hier

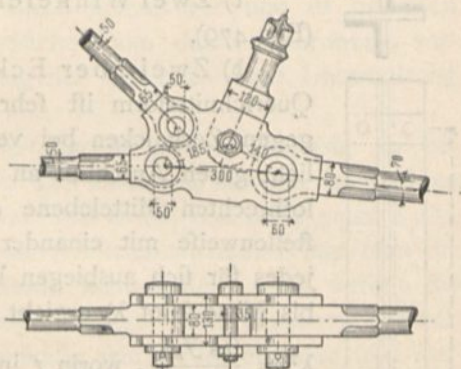
Fig. 482.



Von der Bahnhofshalle zu Oberhausen.

1/16 n. Gr.

Fig. 483.

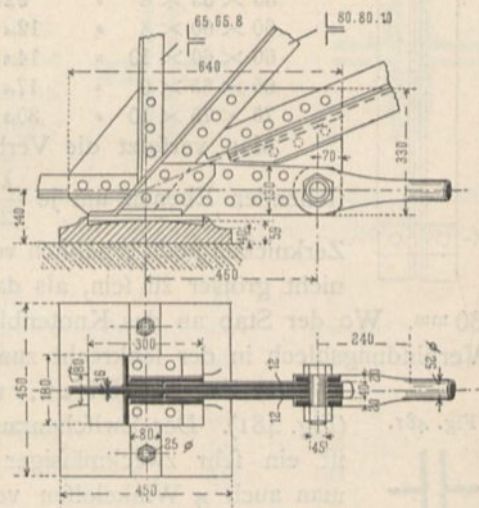


Von einem Polonceau-Dachstuhl²²⁹⁾.

1/20 n. Gr.

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. 515, 518, 527). Doppelte Flacheisen verbinde man in nicht zu großen Abständen (1 bis 2 m) mit einander durch zwischengelegte Futterbleche, damit beide möglichst gleichmäßig beansprucht werden. Bei sehr großen Dächern kommt man leicht zur Verwendung von vier Flacheisen. Im Allgemeinen beachte man, daß, je größer die Zahl der Theile ist, aus denen ein Stab besteht, desto

Fig. 484.



Vom neuen Packhof zu Berlin.

1/20 n. Gr.

²²⁹⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1876, Pl. 47-48.

Fig. 485.

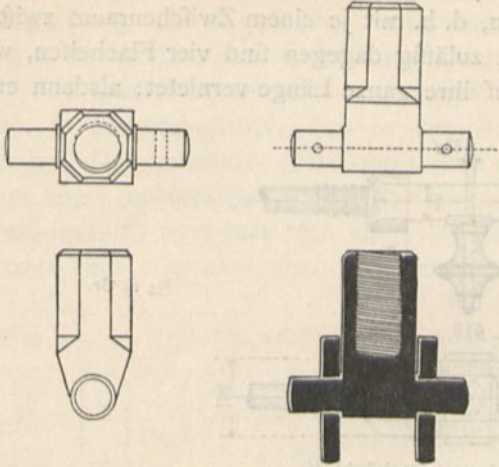
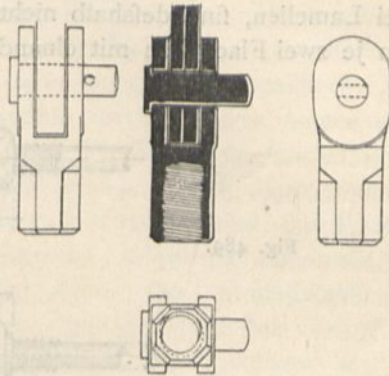
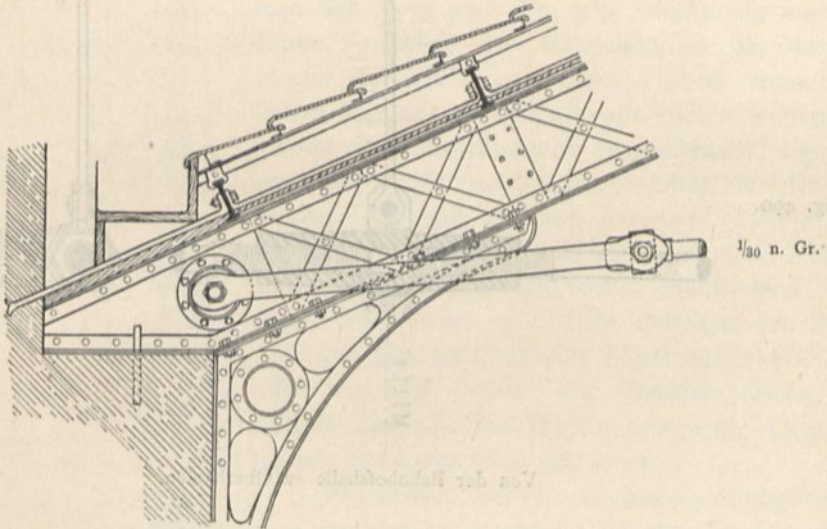


Fig. 486.



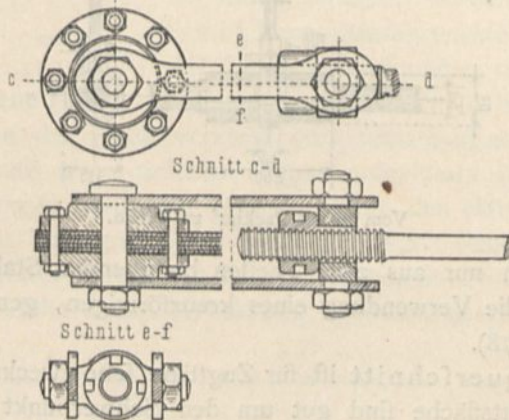
Von der Bahnhofshalle zu Münstcr.
1/5 n. Gr.

Fig. 487.



1/30 n. Gr.

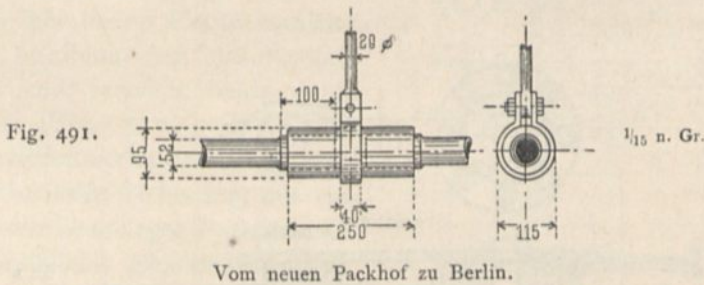
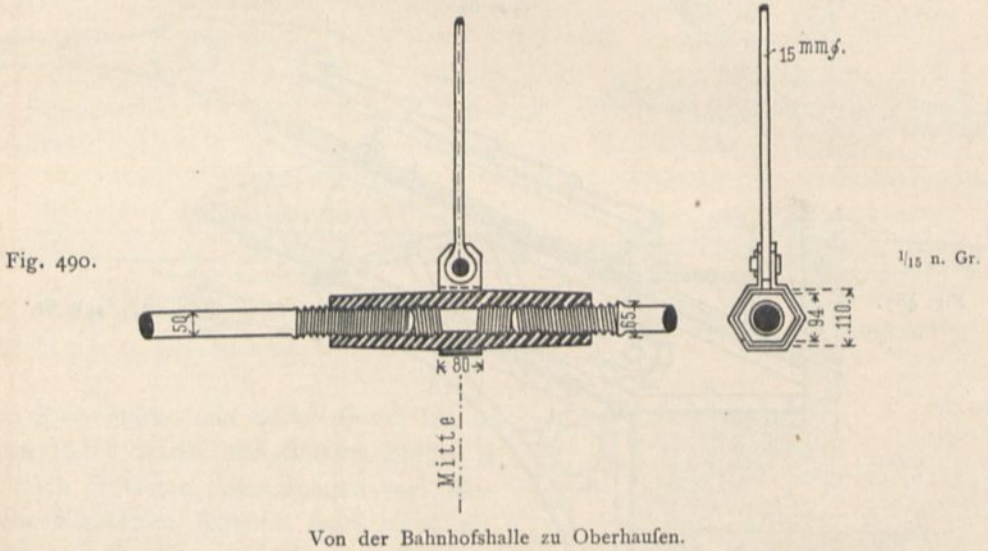
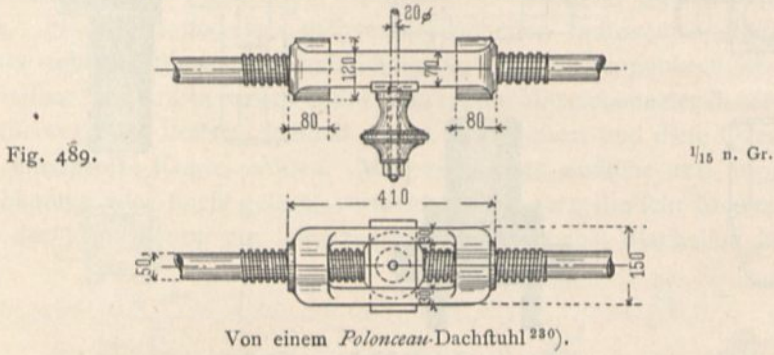
Fig. 488.



1/15 n. Gr.

Von einem Polonceau-Dachstuhl²³⁰).

weniger sicher auf gleichmäßige Beanspruchung aller Theile gerechnet werden kann. Vier Flacheisen mit drei Zwischenräumen, d. h. mit je einem Zwischenraum zwischen zwei Lamellen, sind deshalb nicht gut; zulässig dagegen sind vier Flacheisen, wenn man je zwei Flacheisen mit einander auf ihre ganze Länge vernietet; alsdann erhält



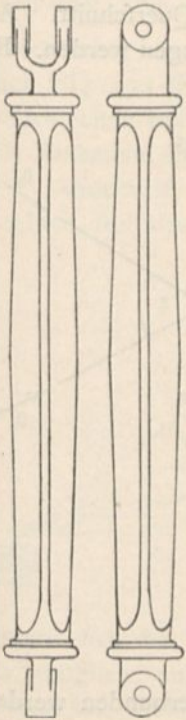
man einen schliesslich nur aus zwei Theilen bestehenden Stab. Besser ist aber in einem solchen Falle die Verwendung eines kreuzförmigen, genügend starken Querschnittes (nach Fig. 478).

277. Kreisquerschnitt. b) Der Kreisquerschnitt ist für Zugstäbe sehr zweckmässig; die einzelnen Theile der Querschnittsfläche sind gut um den Schwerpunkt gelagert; durch An-

²³⁰⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1876, Pl. 47-48.

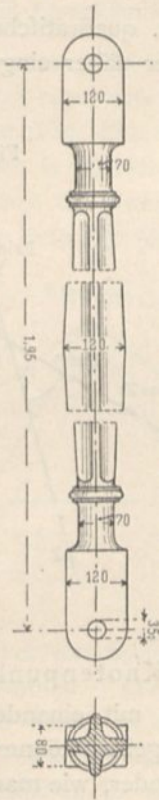
bringen von Spannvorkehrungen, fog. Schlöffern, kann man etwaige Ungenauigkeiten der Herstellung und die bei der Aufstellung gemachten Fehler wieder gut machen. Dagegen ist der Anchluss an die Knotenpunkte, bezw. Knotenbleche nicht so einfach, wie beim Rechteckquerschnitt. Gewöhnlich wird der Kopf des Rundeisens im Gelenk so ausgeformet, dass er den Bolzen aufnehmen kann; meistens ist er eintheilig. Der kreisrunde Querschnitt wird gewöhnlich zuerst in einen achteckigen, dann in einen rechteckigen übergeleitet (Fig. 482 u. 483²³⁰). 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. 492.



Von der Central-Markthalle zu Wien²³¹⁾.

1/9 n. Gr.

Fig. 493²³⁰.

1/15 n. Gr.

(Fig. 509, 524). Falls das Knotenblech geringere Stärke hat, als der Kopf des Stabes, so kann man die Doppelaschen entsprechend aus einander biegen (Fig. 524). 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. 484 zweitheilig machen. Einen Anschluss der Rundeisen an die Knotenbleche mit Hilfe besonderer Hüllen veranschaulichen Fig. 485 u. 486. In die Hüllen werden die Enden der Rundeisenstäbe eingeschraubt. Fig. 485 zeigt eine Hülse, welche sich zwischen zwei Knotenbleche setzt und deshalb jederseits einen Zapfen hat, Fig. 486 eine solche für einfaches Knotenblech, welches durch die Hüllen umfasst wird. Endlich schaltet man auch wohl zwischen den Rundstab und den Knotenpunkt Bügel aus zwei Flach-eisen ein, auf welche der Rundstab seinen Zug mittels eines in den Bügeln gelagerten Zwischenstückes überträgt (Fig. 487 u. 488).

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 verfehene Hüllen, in welche die beiden Theile 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. 489 zeigt eine gusseiserne Hülse²³⁰), bei welcher die Hängestange nur geringe Drehung gestattet, besser ist bei den Hüllen in Fig. 490 u. 491 vorgeformt; bei Fig. 490 ist die Hülse außen sechskantig, wodurch das Drehen erleichtert wird.

²³¹⁾ Nach: WIST, J. Studien über ausgeführte Wiener Bau-Constructionen. Wien 1872. Bd. I, Taf. 34–35.

3) Gufseifenstäbe und Holzstäbe.

178.
Anwendung.

Gezogene Stäbe sollten überhaupt nicht, gedrückte Stäbe nur bei kleinen Dächern und wenn keine Biegebungsbeanspruchung in dieselben kommt, aus Gufseifen hergestellt werden. Nur bei gedrückten Gitterstäben ist deshalb allenfalls noch die Verwendung von Gufseifen zulässig. Als Querschnittsform kommen hauptsächlich der Kreis, das Kreuz und der Kreis mit vier kreuzförmigen Anfätzen in Betracht. Die Art der Herstellung durch Guß ermöglicht es, die mittleren Theile 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. 492²³¹⁾ u. 493²³⁰⁾ geben einige Beispiele gusseiserner Druckstäbe.

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

Fig. 494.

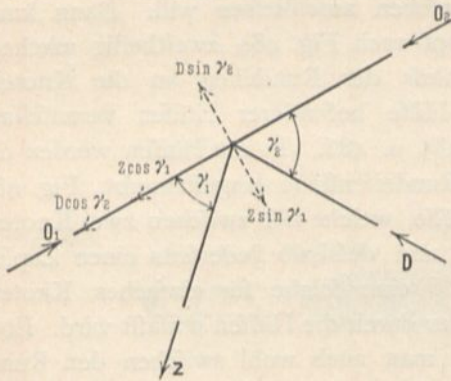
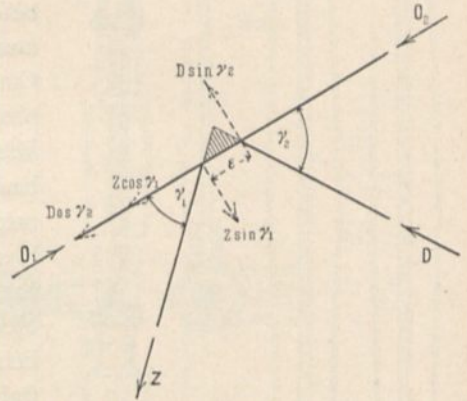


Fig. 495.



c) Knotenpunkte.

1) Gelenk- und vernietete Knotenpunkte.

179.
Gleichgewicht
in den
Knotenpunkten.

Die Stäbe sollen in den Knotenpunkten so mit einander 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 Stäbe einander in einem Punkte schneiden und daß die Stäbe drehbar befestigt seien. Die erstgenannte Annahme ist leicht erfüllbar; daß die Vernachlässigung derselben unter Umständen große Zusatzspannungen erzeugen kann, lehrt der Vergleich von Fig. 494 u. 495. In Fig. 494 treffen sich alle Stäbe 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. 495 schneiden sich die Stäbe in den drei Eckpunkten des schraffirten Dreieckes; Gleichgewicht ist nicht möglich ohne Biegebungsbeanspruchung der geradlinigen Gur-

tung, 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 Schwerpunktsaxe desselben, gleich \mathcal{J} , der Abstand der weitesten Querschnittspunkte von dieser Axe gleich a , das in irgend einem Querschnitt durch die beiden Kräfte $D \sin \gamma_2$ und $Z \sin \gamma_1$ erzeugte Moment \mathfrak{M} ; so ist die Beanspruchung, welche zu der im Querschnitt vorhandenen an der ungünstigsten Stelle hinzukommt: $d\sigma = \mathfrak{M} \frac{a}{\mathcal{J}}$. Diese Biegun-

spannungen sind besonders bei den Querschnittsformen mit kleinem $\frac{\mathcal{J}}{a}$ bedenklich, also beim **T**-förmigen und kreuzförmigen Querschnitt der oberen Gurtung; weniger gefährlich sind sie bei Querschnittsformen, deren $\frac{\mathcal{J}}{a}$ groß ist, also beim **I**-förmigen

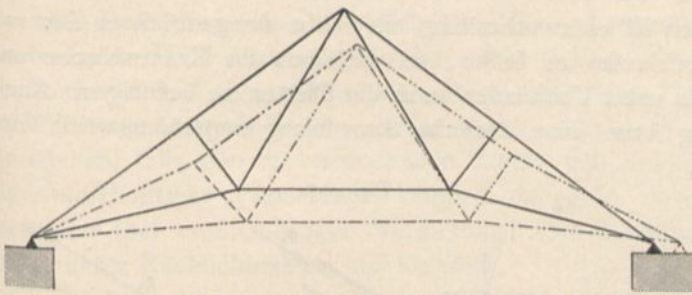
Querschnitt, mag er aus 4 Winkeleisen nach Fig. 474 (S. 235) oder aus 2 **L**-Eisen nach Fig. 473 (S. 235) oder aus Stehblech mit 4 Winkeleisen und vielleicht auch Deckblechen bestehen (Fig. 469, S. 234). Immerhin läßt sich die Anforderung, daß alle Stabaxen einander in einem Punkte treffen, leicht erfüllen.

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. 496 in Folge der durch die Belastung hervorgerufenen Längenänderungen der Stäbe die punktirte (verzerrt gezeichnete) Lage ein, so

180.
Gelenk-
Knotenpunkte.

Fig. 496.



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 mit einander vereinigt sind. Denkt man sich einen Bolzen, den sog. Centralbolzen, im Schnittpunkte der Stabaxen so angeordnet, daß jeder Stab auf demselben drehbar befestigt ist, so sind die Winkeländerungen möglich. (Allerdings treten Reibungsmomente auf, welche der Drehung entgegen wirken.) Man nennt diese Knotenpunkte Gelenk-Knotenpunkte, rechnet hierher aber auch solche Knotenpunkte, bei denen verschiedene Stäbe mit besonderen Bolzen an einem gemeinsamen Constructionstheil angeschlossen sind. In der Folge sollen diejenigen Knotenpunkte als Gelenk-Knotenpunkte bezeichnet werden, bei denen die Stäbe ihre Winkel entsprechend etwaigen elastischen Formänderungen ebenfalls ändern können, falls von den Reibungsmomenten abgesehen wird.

Eine zweite Art der Knotenpunktbildung ist diejenige vermittelt der Vernietung. Bei den sog. vernieteten Knotenpunkten werden die Stäbe durch Nieten derart mit einander 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

181.
Vernietete
Knotenpunkte.

hervorrufen können. Trotzdem ist diese Knotenpunktsbildung bei uns die weitaus meist übliche und auch für die gedrückten Gurtungen wegen der größeren Sicherheit gegen seitliches Ausbiegen sehr zweckmässig. Für die Knotenpunkte in der gezogenen Gurtung empfiehlt sich aber die Bolzenverbindung mehr; an der gedrückten Gurtung kommt auch vielfach eine Vermischung beider Constructionsarten vor: man verbindet die beiden Nachbargurtungsstäbe mit einander durch Vernietung (oder lässt sie einfach 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 Constructionstheil empfehlenswerth, in welchen alle Stäbe ihre Kräfte abgeben. Dieser Constructionstheil ist bei der Gelenkknotenverbindung der Centralbolzen; bei den vernieteten Knotenpunkten dient als gemeinsamer Constructionstheil 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.

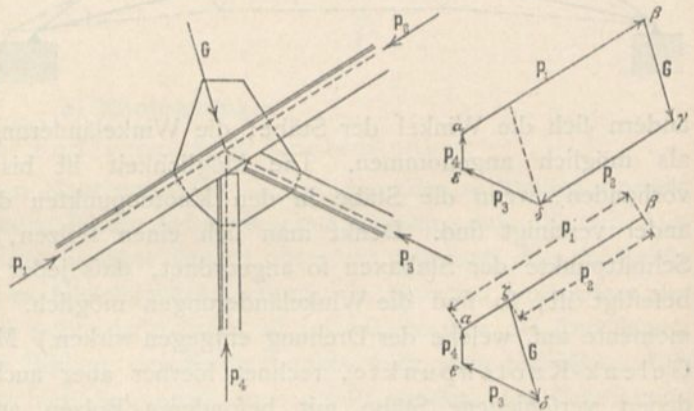
182.
Allgemeines.

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

Der Betrachtung soll der in Fig. 497 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 Grössen der Kräfte Aufschluss. Zeichnet man die Kräfte so,

dass P_1 und P_2 theilweise zusammenfallen, so sieht man sofort, dass nur die Resultirende von G , P_3 und P_4 , d. h. $\zeta\alpha = P_1 - P_2$ durch das Knotenblech in die Gurtung geführt wird; der Theil 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 gestossenen Theile des Gurtungsstabes wirkt, durch das Knotenblech geleitet.

Fig. 497.



Jeder Stab, der am Knotenblech endet, muß seine Kraft ganz in dasselbe übertragen können; endet nur ein Theil des Stabes am Knotenblech, so muß er die in diesem Theile wirkende Kraft in das Knotenblech leiten können. Danach ist die Zahl der Nieten zu bestimmen. Läuft also, wie in Fig. 497, 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 Nieten 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 diese Nietenzahl ermitteln. Enden aber auch die Gurtungsstäbe am Knotenblech und dient dieses etwa zum Stossen der lothrechten Winkeleisenfchenkel, während die wagrechten Winkeleisenfchenkel durch besondere Deckplatten gestossen werden, so ermittele man die Nietenzahl, welche nöthig ist, um jede Stabkraft, einschließlic der in den lothrechten Winkeleisenfchenkeln 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 Winkeleisenfchenkeln wirkende Kraft geht nicht durch das Knotenblech.

Die Anzahl der zur Stabbefestigung erforderlichen Nieten ist so zu bestimmen, daß weder eine zu große Beanspruchung der Nieten auf Abscheren eintritt, noch der Druck in der Lochlaibung der Nieten die zulässige Grenze überschreitet. Man nimmt bei der Berechnung an, daß sich alle Nieten gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligen. Diese Annahme ist sicher nicht richtig. Angenähert dürfte sie zutreffen, so lange die in Folge 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 Theile 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.

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

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

sein. Der Lochlaibungsdruck darf für das Quadr.-Centim. der senkrecht zur Kraft- richtung genommenen Projectionsfläche des Nietes nicht größer als $1,5 k$ sein; auf einen Niet darf also $1,5 k d \delta$ entfallen, da die Projectionsfläche 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 Werthe zu wählen; ergibt sich für n ein Bruch, so ist nach oben auf eine ganze Zahl abzurunden. Die zweite Formel giebt gewöhnlich größere Werthe für n , als die erste. Beide Werthe für n sind gleich, wenn

183.
Nietenzahl.

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

abgerundet, wenn stattfindet:

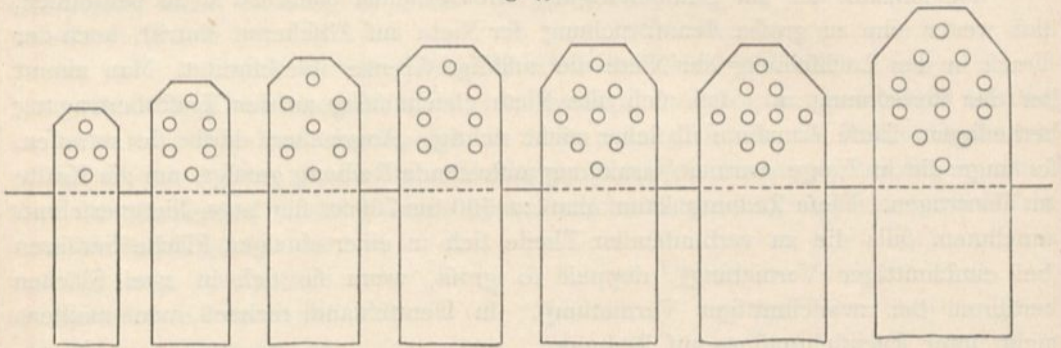
$$d = 2 \delta \dots \dots \dots 26.$$

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

Einseitige Befestigung eines Stabes (mittels einschnittiger Niete) ist nicht empfehlenswerth, weil die Niete und Stäbe dann nicht nur auf Abscheren, sondern auch auf Biegung beansprucht werden. Befestigung mittels nur eines Nietes vermeide man; auch wenn die Rechnung $n = 1$ ergibt, ordne man wenn möglich zwei Niete an.

Bei vorstehender Berechnung der erforderlichen Nietenzahlen war angenommen, daß sich alle Niete gleichmäÙig an der Kraftübertragung betheiligen. Diese Annahme wird um so weniger erfüllt sein, je größer die Zahl der hinter einander befindlichen

Fig. 498.



Nietreihen ist. Man vermeide deshalb die Anordnung sehr vieler Nietreihen hinter einander. 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} Theil 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 noch die Kraft $\frac{8}{9} P$. Man könnte also hier den Querschnitt des Stabes um $\frac{1}{9}$ 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 Theile) des ganzen Nettoquerschnittes, so kann man hier ein Nietloch anordnen, ohne die Festigkeit zu verringern. Es ist aber unnöthig, dieselbe Festigkeit zu haben, wie im unverschwächten Querschnitt; man braucht nur eine solche, welche derjenigen des durch den ersten Niet verschwächten 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 Ueberlegung führt bei symmetrischer

Anordnung zu den in Fig. 498 skizzirten Nietstellungen, welche vielfach ausgeführt sind. Sie sind nicht einwandfrei, da die Voraussetzung der gleichmäßigen Kraftvertheilung auf alle Niete sicher nicht stets erfüllt ist. Man erhält bei dieser Anordnung, bezw. 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, dass jederseits der Stabaxe möglichst die gleiche Nietzahl ist und dass die Niete symmetrisch zur Stabaxe stehen.

Die im Stabe herrschende Kraft vertheilt sich nach der allgemein üblichen Annahme gleichmäßig über den Querschnitt; an jeder Seite der Axe 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. 499), 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 die Niete so, als ob

Fig. 499.

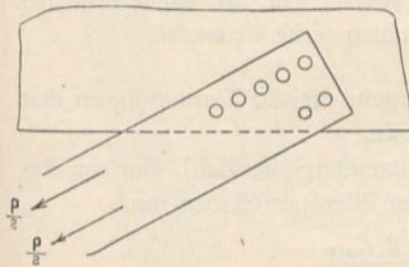
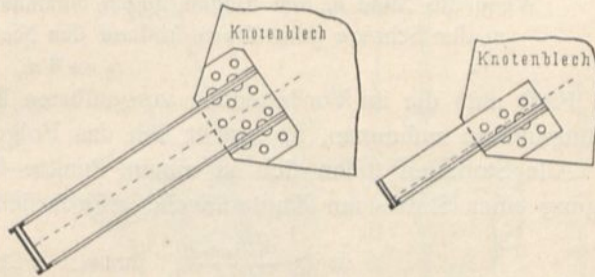


Fig. 500.



auf jeden derselben $\frac{P}{7}$ käme. Die eine Seite wird also weit überansprucht. Nimmt man dagegen an, dass die 5 Niete der einen Seite wirklich $\frac{5}{7} P$ übertragen, so werden die Stabtheile auf dieser Seite wesentlich höher beansprucht, als bei der Berechnung angenommen war und als zulässig ist. Fig. 499 giebt also eine zu vermeidende Anordnung.

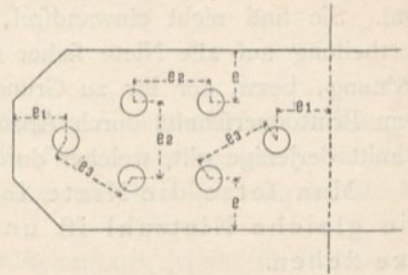
Wenn der zu befestigende Stab aus mehreren Theilen besteht (Winkelisen, T-Eisen, Blechen etc.), so ordne man zur Verbindung jedes Theiles die für diesen allein erforderliche Zahl von Nieten an.

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 hinter einander 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. 500).

Man wählt den Nietdurchmesser d gewöhnlich und zweckmäßig doppelt so groß, wie die Stärke des anzuschließenden Stabes, d. h. man macht $d = 2\delta$. Bei den Dachbindern dürfte als kleinster regelmäßiger Nietdurchmesser $d = 15 \text{ mm}$ und

als grösster $d = 23 \text{ mm}$ (ausnahmsweise 26 mm) zu wählen fein. Es empfiehlt sich aber wegen der einfachen Herstellung nicht, viele verschiedene Nietforten zu verwenden, sich also an die Formel $d = 2\delta$ ängstlich zu halten. Man ordne nur wenige, zwei, höchstens drei, verschiedene Nietforten an. Als Grundeinheit führt man den Nietdurchmesser d ein. Wir empfehlen folgende Abmessungen (Fig. 501), an welche man sich aber nicht ängstlich zu halten braucht; die angegebenen Werthe sind Mittelwerthe:

Fig. 501.



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

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

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

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

Abstand der Nietmitten von einander in der Richtung senkrecht zur Stabaxe und in der Richtung der Stabaxe:

$$e_2 = 3d.$$

Wenn die Nieten in den Reihen gegen einander versetzt sind, so wähle man den in der Schräge gemessenen Abstand der Nietmitten nicht kleiner als

$$e_3 = 3d.$$

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 Nietquerchnitte muss

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

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

Man befestige die Stäbe am Knotenblech, bzw. am Stehblech wenn möglich durch zweifchnittige Nieten. Einzelne Winkeleisen schliesse man mit Zuhilfenahme kleiner Winkeleisenstücke (nach Fig. 500) an.

3) Beispiele für die Bildung vernieteter Knotenpunkte.

Fig. 502 bis 507 haben einen aus 2 Winkeleisen gebildeten Gurtungsquerschnitt; zwischen den lothrechten Schenkeln der Winkeleisen befindet sich ein Zwischenraum zum Einlegen der Knotenbleche.

Fig. 502²³²) hat gleichschenkelige Winkeleisen; am Knotenblech sind Zug- und Druckdiagonalen befestigt; ähnlich ist der Knotenpunkt der unteren Gurtung (Fig. 503²³²), bei welcher auf die wagrechten Winkeleisenschkel Verstärkungsbleche gelegt sind. Die an die Knotenbleche angeflossenen I-Träger tragen die gewölbte Decke des unter dem Dache befindlichen Raumes. Fig. 504²³²) zeigt den Auflager-

Fig. 502.

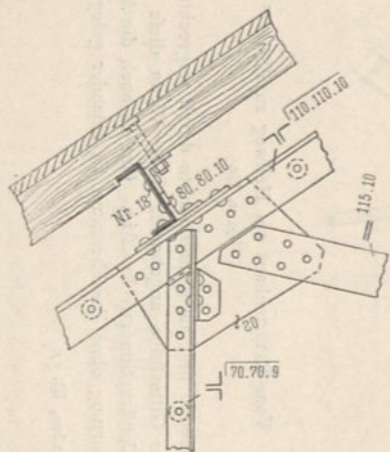


Fig. 504.

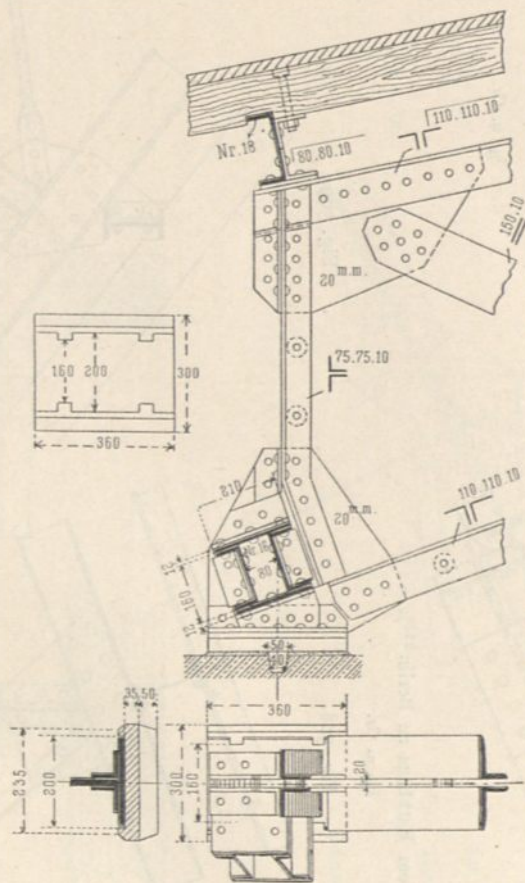


Fig. 505.

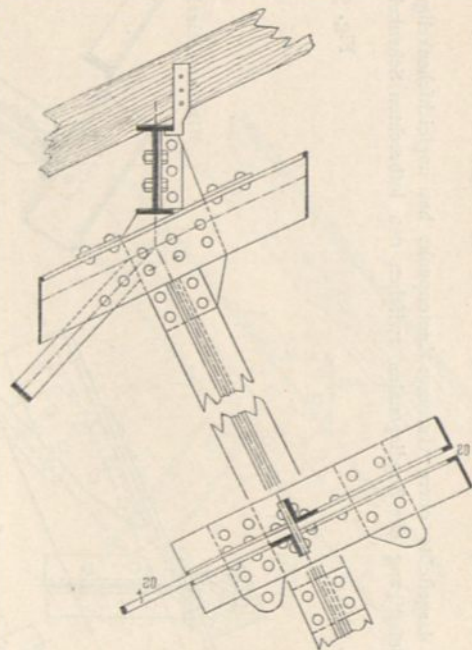
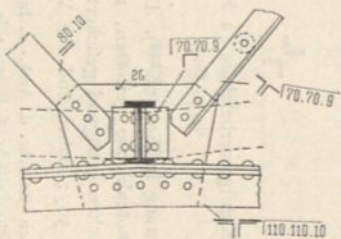


Fig. 503.



Vom Dache über den Wartefälen I. und II. Classe im Bahnhof zu Bremen²³².

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

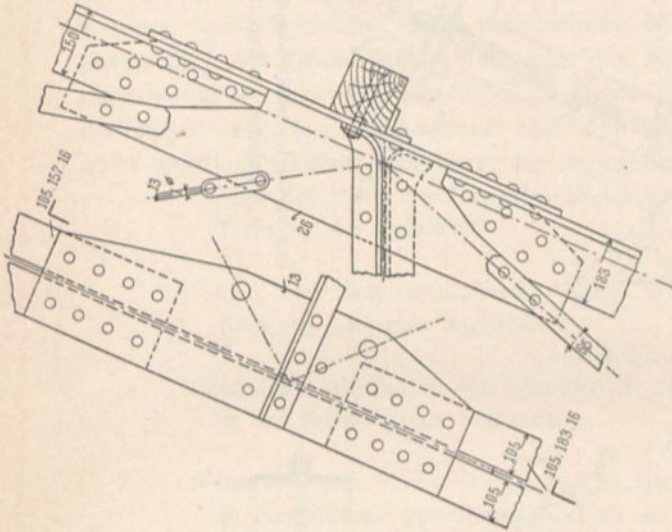
Von einem Locomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Avricourt.

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

Knotenpunkt desselben Trägers und den in der Auflager-Lothrechten liegenden Knotenpunkt der oberen Gurtung.

Der in Fig. 505 dargestellte obere Gurtungs-Knotenpunkt hat ungleichschenkelige Winkelleifen; dieselben gestatten die Befestigung der Zugdiagonalen zwischen den lothrechten Schenkeln. Eigenartig

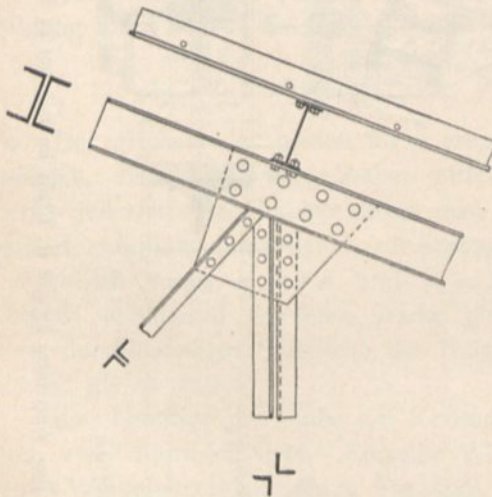
Fig. 506.



Vom Rathhaus zu Berlin²³³⁾.

1/20 n. Gr.

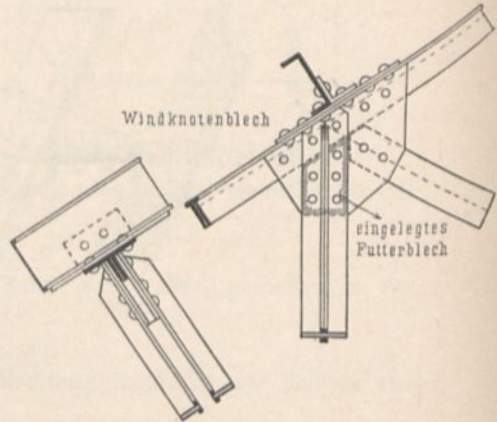
Fig. 508.



Von der Kunstgewerbeschule zu Karlsruhe²³⁷⁾.

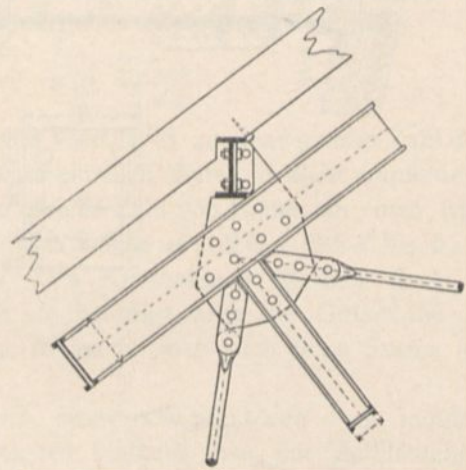
1/20 n. Gr.

Fig. 507.



1/20 n. Gr.

Fig. 509.



Vom Retortenhaus am Hellweg zu Berlin²³⁴⁾.

1/20 n. Gr.

ist die Anordnung in Fig. 506²³³⁾. Die Gurtungs-Winkelleifen sind am Knotenpunkte durch wagrechte und lothrechte Knotenbleche gestossen, an denen auch die Gitterstäbe angebracht sind. Wenn diese Stelle gegen Zerknicken genügend gesichert ist, so ist diese Construction zweckmässig. Gut ist auch die Anordnung in Fig. 507; dabei sind die Winkelleifen der Gurtung ohne Zwischenraum an einander gelegt und

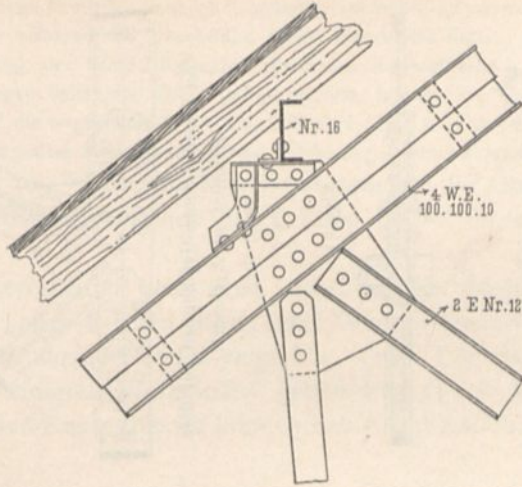
²³²⁾ Nach: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

²³³⁾ Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1869, Bl. 56.

²³⁴⁾ Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1869, Bl. 24, 27.

Fig. 510.

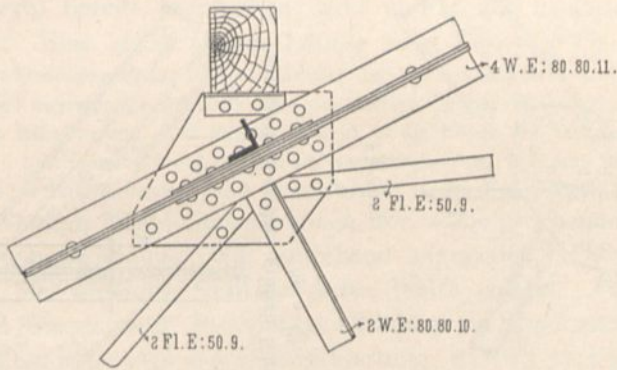
1/20 n. Gr.



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

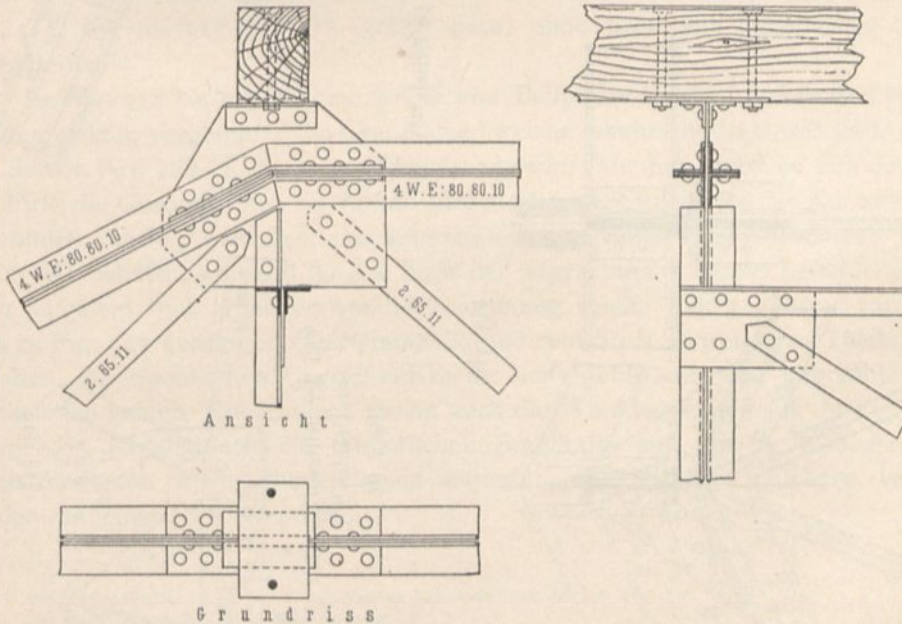
Fig. 511.

1/20 n. Gr.



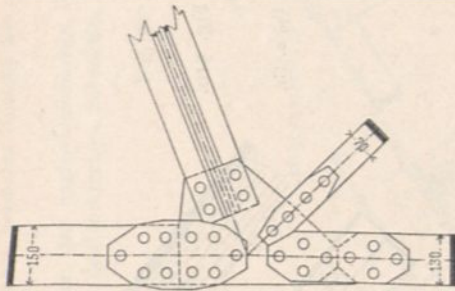
Von
der dritten
Gasanstalt
zu
Dresden²⁸⁵⁾.

Fig. 512.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²⁸⁵⁾. — 1/20 n. Gr.

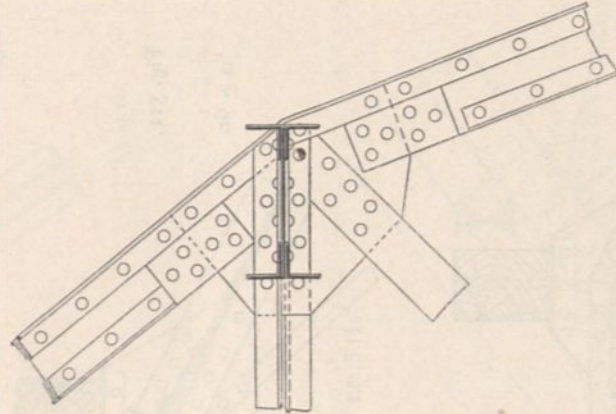
Fig. 513.



Von einem Locomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Avricourt.

1/20 n. Gr.

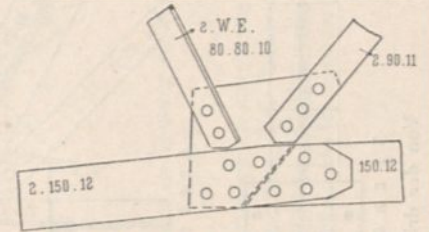
Fig. 514.



Vom Dach über dem großen Börsenfaal zu Zürich²³⁶⁾.

1/20 n. Gr.

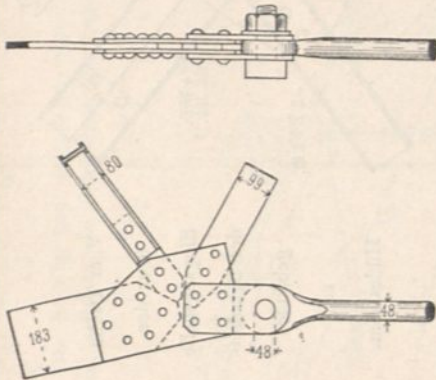
Fig. 515.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²³⁵⁾.

1/20 n. Gr.

Fig. 516.



Von den Retortenhäufern am Hellweg zu Berlin²³⁴⁾.

1/20 n. Gr.

Fig. 517.

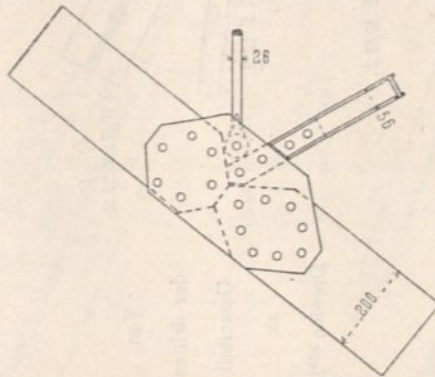
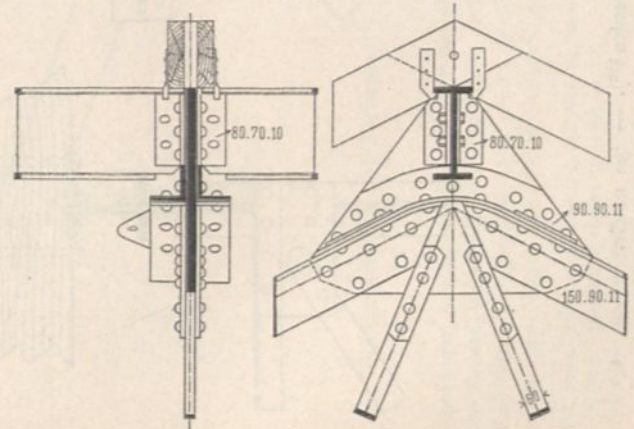


Fig. 518.



Vom Bahnhof zu Avricourt.

1/20 n. Gr.

doppelte auf die lothrechten Winkeleisenfchenkel gelegte Knotenbleche verwendet, zwischen welche sich die Zugdiagonalen setzen, während die Druckfläbe aufsen aufgenietet sind.

Die zur Befestigung der Wind-Diagonalen dienenden Knotenbleche, welche zweckmäfsig in die durch die oberen Gurtungen bestimmte Ebene gelegt werden, können hier leicht und bequem angebracht werden; man legt sie auf die wagrechten Winkeleisenfchenkel (Fig. 502, 505 u. 507) oder unter dieselben; in letzterem Falle sind in jedem Knotenpunkte zwei solche sog. »Wind-Knotenbleche« erforderlich.

Fig. 508²³⁷⁾ u. 509²³⁴⁾ zeigen Mittelknotenpunkte für Gurtungen aus 2 **L**-Eisen. Bei Fig. 509 betragen die Abstände der **L**-Eisen 20 mm; in diesen Abstand ist das Knotenblech gelegt.

188.
Zwei **L**-Eisen
als Gurtung.

Um die Schwierigkeiten beim etwa erforderlichen Biegen der **L**-Eisen zu vermeiden, kann man jedes **L**-Eisen durch zwei Winkeleisen ersetzen. Einen Knotenpunkt für diesen Gurtungsquerschnitt zeigt Fig. 510. Für die Anordnung von vier zu einem Kreuz vereinigten Winkeleisen geben Fig. 511 u. 512²³⁵⁾ gute Beispiele. Knotenblech und Wind-Knotenbleche können hier leicht zwischen den Winkeleisen angebracht werden.

189.
Vier **L**-Eisen als
Druckgurtung.

Die Bildung der Knotenpunkte für diese Querschnittsform der Gurtungen ist in Art. 172 (S. 236) bereits besprochen, und in Fig. 469 u. 470 (S. 234) sind Beispiele vorgeführt. Eine etwas andere Lösung zeigt Fig. 514²³⁶⁾.

190.
I-förmiger
Gurtungs-
querschnitt.

Als wirksamer Druckquerschnitt ist hier offenbar nur der aus Stehblech und beiden oberen Winkeleisen bestehende Theil angenommen, so dafs 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 fowohl 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 Knotenpunktbildung, wie vorstehend angegeben. Etwas vereinfacht sich die Construction hier meistens, weil hier keine Pfette ansetzt. Fig. 503 giebt einen unteren Gurtungs-Knotenpunkt, in welchem allerdings die Construction kaum einfacher ist, als an den Knotenpunkten der oberen Gurtung, da sich in Fig. 503 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. 513, 515 bis 517^{234 u. 235)} geben gute, ohne besondere Erläuterung verständliche Beispiele.

191.
Knotenpunkte
der
Zuggurtung.

In Fig. 518 bis 525 ist eine Reihe von Beispielen für die Construction von Firs-Knotenpunkten vorgeführt; die Grundsätze, welche hierbei maßgebend sind, stimmen mit den in Art. 182 (S. 244) entwickelten überein. Meistens wird es sich empfehlen, am Firs die Gurtungsstäbe zu stofsen und hierbei als Stofsblech das Knotenblech zu verwenden. In Fig. 518 dient das Knotenblech zum Stofsen der lothrechten Schenkel beider Winkeleisen, während für den Stofs der wagrechten Schenkel besondere Winkeleisen aufgelegt sind. Eine verwandte Anordnung zeigen Fig. 519²³²⁾ u. 520²³³⁾. In dem zu Fig. 521 gehörigen Querschnitt sind die zum Stofs verwendeten Theile schwarz gehalten, die eigentlichen Querschnittstheile weifs geblieben; das wagrechte auf die Winkeleisen gelegte Knotenblech nimmt auch die Winddiagonalen auf. In Fig. 522²³⁵⁾ nimmt das Knotenblech die sämtlichen Stabkräfte auf; gegen Ausbeulen ist es durch senkrecht zu den Binderebenen angeordnete Gitterträger gesichert, welche die Binder mit einander verbinden.

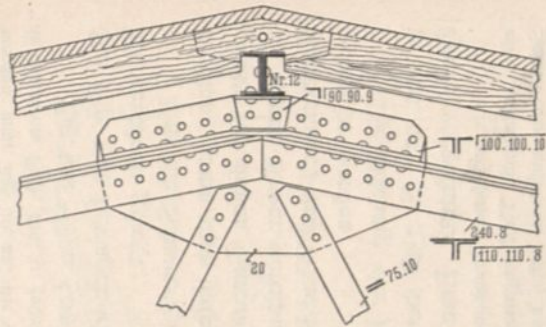
192.
Firs-
Knotenpunkte.

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

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

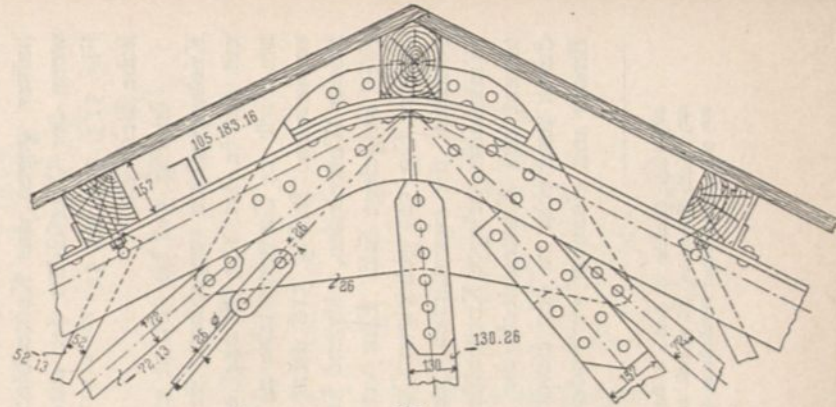
237) Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Oberbaudirector Professor Dr. *Durm* in Karlsruhe.

Fig. 519.



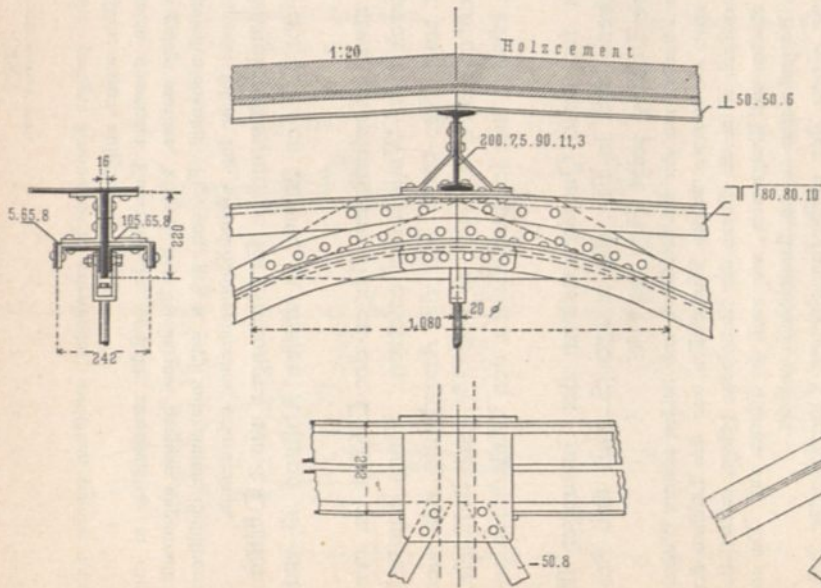
Vom Dach über dem Wartesaal III. und IV. Classe im Bahnhof zu Bremen²³²).

Fig. 520.



Vom Rathhaus zu Berlin²³³).

Fig. 521.



Vom neuen Packhof zu Berlin.

1/20 n. Gr.

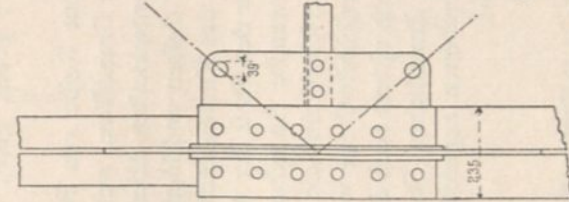
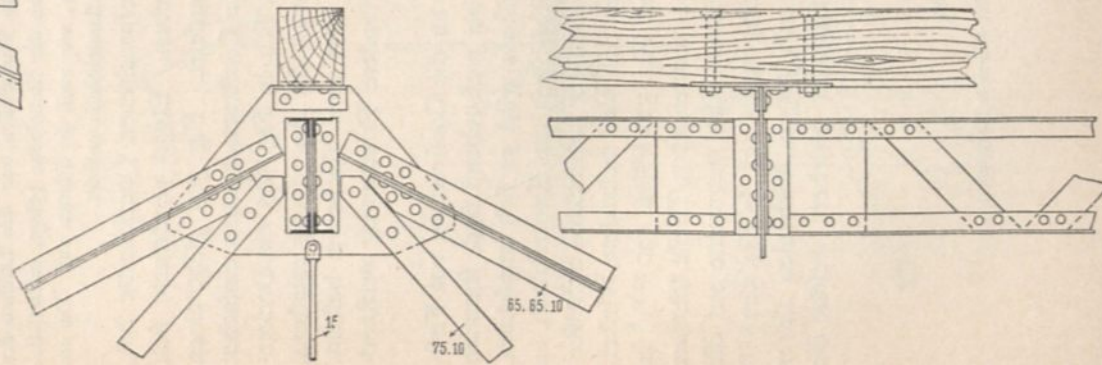


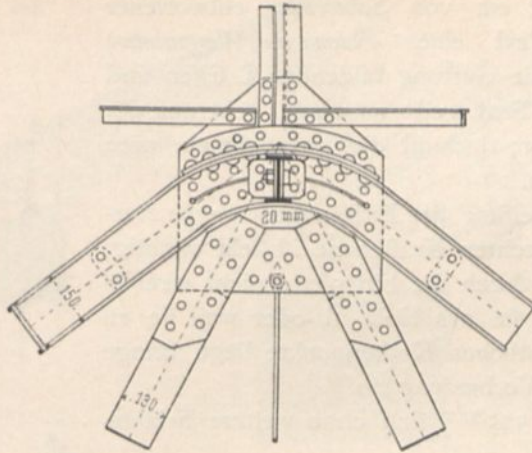
Fig. 522.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²³⁵).

Fig. 523.

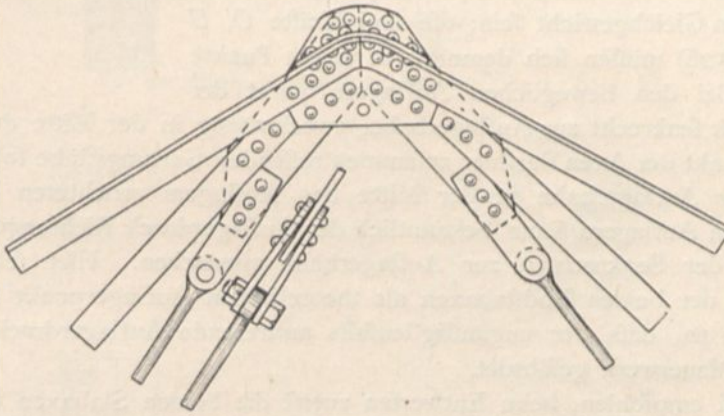
$\frac{1}{20}$ n. Gr.



Von den
Retortenhäufern
am Hellweg
zu Berlin²³⁴).

Fig. 524.

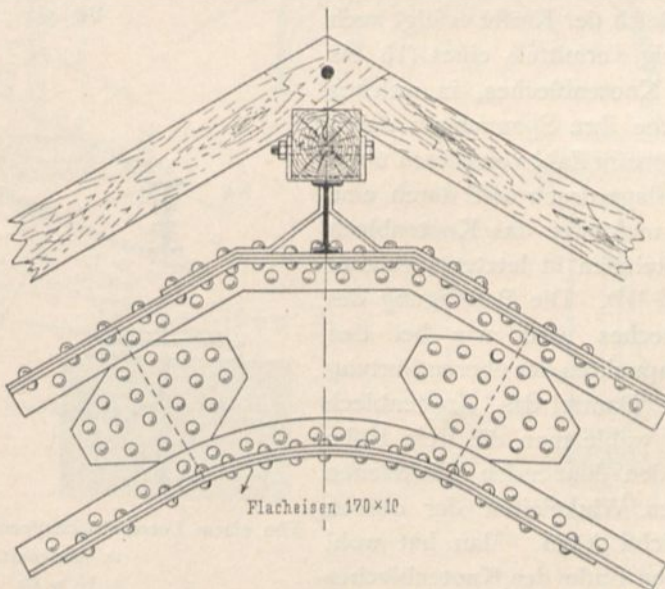
$\frac{1}{20}$ n. Gr.



Von den
Retorten-
häufern
am Hellweg
zu
Berlin²³⁴).

Fig. 525.

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



Vom Waschhaus
des Kaiferin
Augusta-Bades
zu
Baden-Baden²²⁷).

Flacheisen 170x10

Fig. 523²³⁴) ist ein von *Schwedler* entworfener Knotenpunkt am Firft eines *Polonceau*-(*Wiegmann*-) Daches; die beiden die Gurtung bildenden \square -Eisen sind gebogen; ob sie am Firft gefloßen sind, geht aus der Zeichnung nicht hervor; doch ist dies anzunehmen, wäre auch empfehlenswerth.

Eine gute Aussteifung des Firftpunktes gegen Ausbiegen aus der lothrechten Kraftebene ist sehr wichtig; wo diese Aussteifung durch die Firftpfette 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. 524²³⁴) u. 525²³⁷) sind ohne weitere Erläuterung verständlich.

193.
Auflager-
Knotenpunkte
bei Balken-
Dachbindern.

Die Spannungen der im Auflager-Knotenpunkte zusammentreffenden Gurtungsstäbe müssen mit dem Auflagerdruck im Gleichgewicht sein; die drei Kräfte O , U und A (Fig. 526) 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 Axen 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 Endstabaxen als theoretischen Auflagerpunkt an und lege das Auflager so, daß der ungünstigstenfalls auftretende Auflagerdruck weder Auflager, noch Mauerwerk gefährdet.

Es wird empfohlen, beim Entwerfen zuerst die beiden Stabaxen und die lothrechte Mittellinie des Auflagers zu zeichnen und danach den Knotenpunkt zu construieren.

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 große Zahl von Nietern übertragen; der Auflagerdruck wird durch eine Auflagerplatte und zwei das Knotenblech säumende Winkeleisen in letzteres geleitet (Fig. 527 u. 528²³⁵). Die Befestigung des Wind-Knotenbleches 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

Fig. 526.

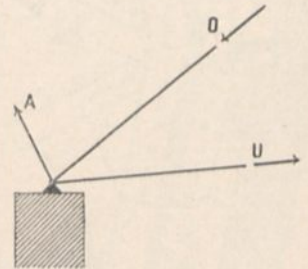
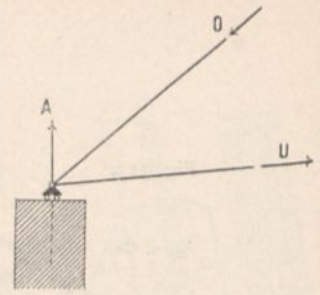
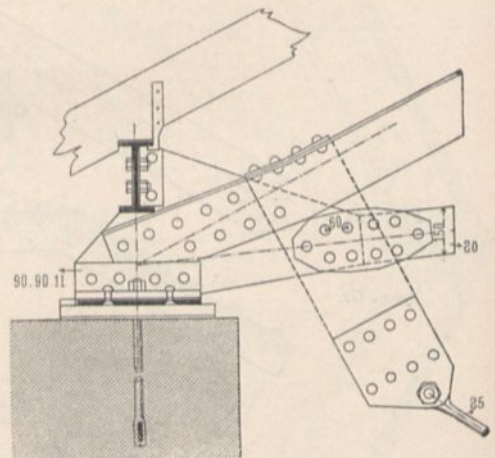


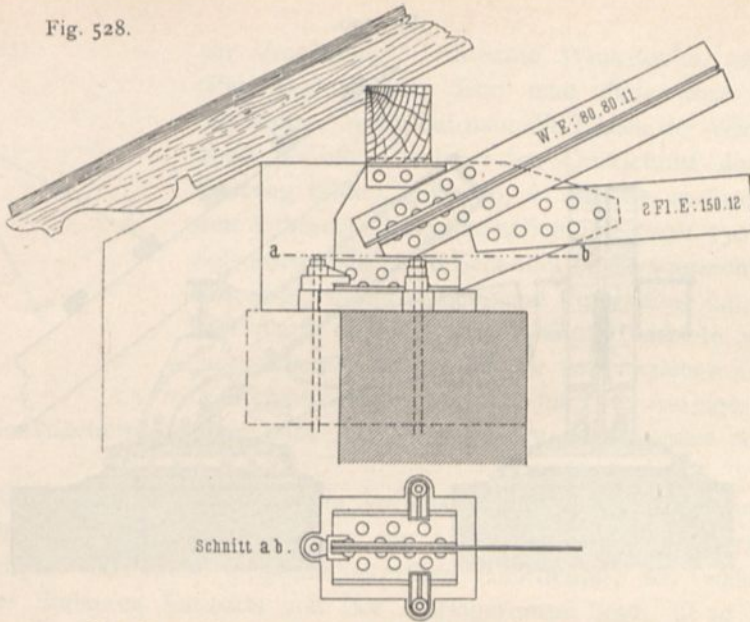
Fig. 527.



Von einem Locomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Avricourt.

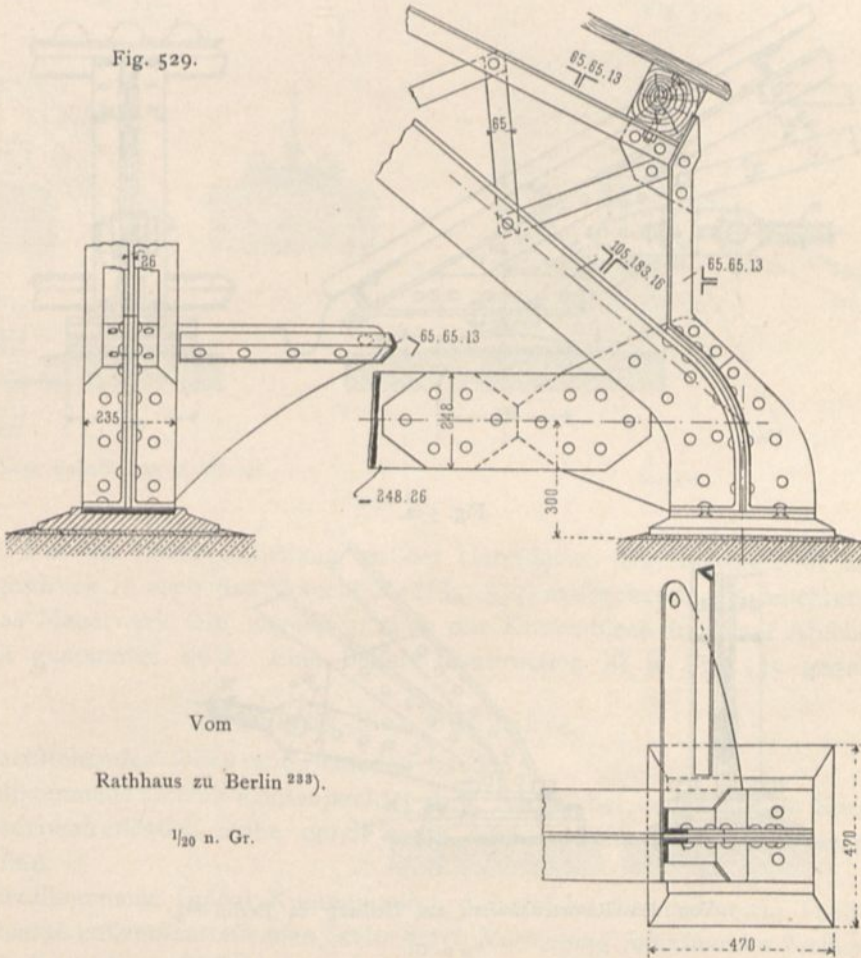
$\frac{1}{25}$ n. Gr.

Fig. 528.



Von der dritten Gasanstalt zu Dresden²³⁵). — 1/20 n. Gr.

Fig. 529.



Vom
Rathhaus zu Berlin²³³).

1/20 n. Gr.

Fig. 530.

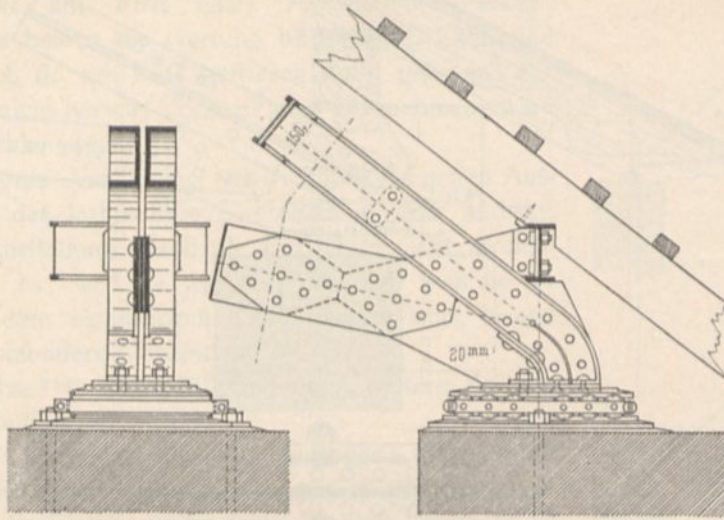


Fig. 531.

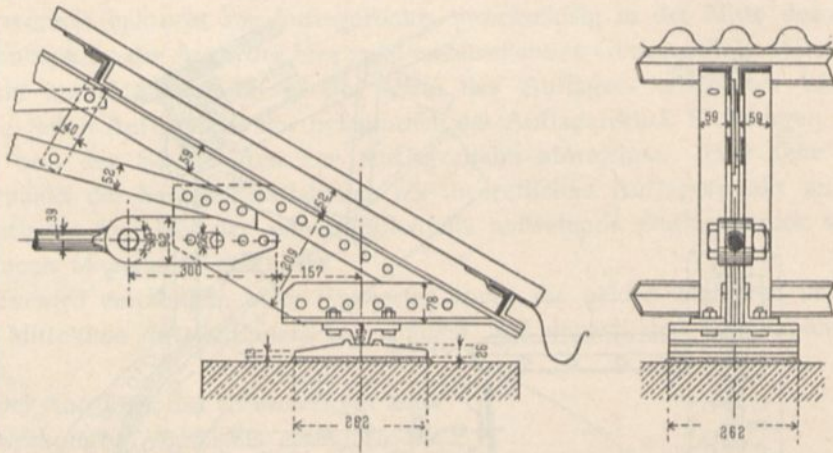
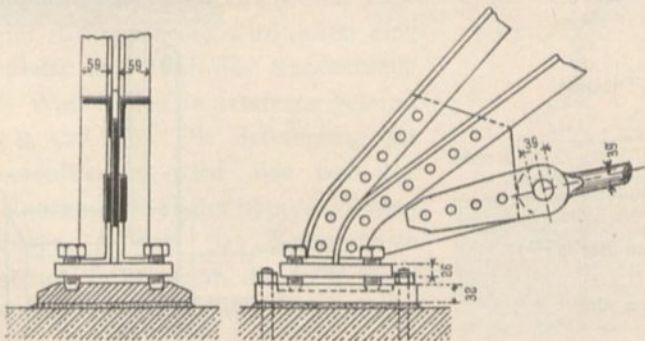


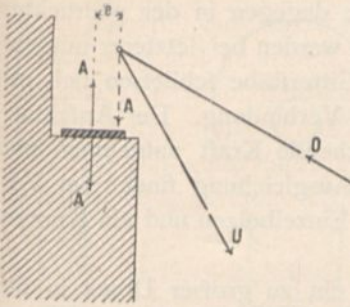
Fig. 532.



Von den Retortenhäufern am Hellweg zu Berlin²³⁴⁾.

1/20 n. Gr.

Fig. 533.

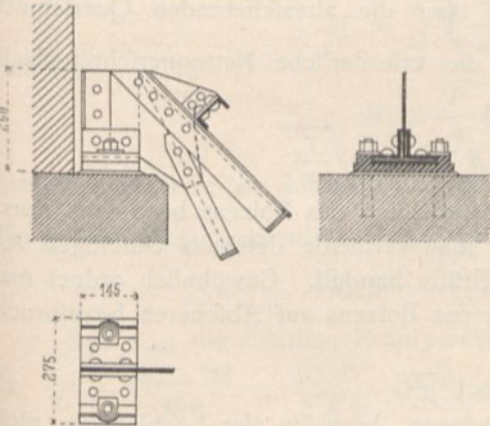


zur Aussteifung lothrechte Winkeleisen angeordnet (Fig. 534). Besser setzt man diese über die Auflagermitte. Auch hat man die Enden der Winkeleisen, bzw. \square -Eisen, welche den Querschnitt der oberen Gurtung bilden, gebogen, so dass sie an ihren Enden eine lothrechte Tangente haben (Fig. 529 u. 530^{234 u. 235}), außerdem den einen Schenkel in die wagrechte Ebene umgelegt, wodurch bequeme Verbindung mit der Auflagerplatte möglich wird. Gute Beispiele von Auflager-Knotenpunkten für die verschiedenen Gurtungsquerschnitte zeigen Fig. 527 bis 532. Auflager-Knotenpunkte 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 Stabaxen O und U (Fig. 533) in die Lothrechte der Auflagermitte zu legen. Ein Beispiel der nicht empfehlenswerthen Anordnung, bei welcher der Schnittpunkt der Stabaxen seitwärts von der Auflagermitte liegt, ist in Fig. 534

194.
Obere
Auflager-
Knotenpunkte
bei
Pultdächern.

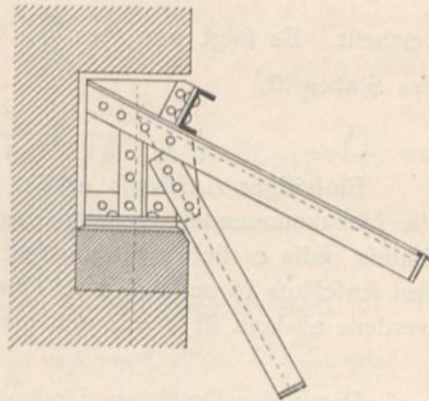
Fig. 534.



Vom Bahnhof zu Hainholz.

1/20 n. Gr.

Fig. 535.



Entwurf.

dargestellt. Für die Druckvertheilung an der Unterfläche des Auflagers ist außer dem Auflagerdruck A auch das Moment Ae (Fig. 533) maßgebend. Es leuchtet ein, dass hier das Mauerwerk sehr ungünstig, auch das Knotenblech stark auf Abscheren in Anspruch genommen wird. Eine bessere Construction ist in Fig. 535 gegeben.

4) Gelenk-Knotenpunkte.

Im Nachstehenden sollen unterschieden werden:

1) Vollkommene Gelenk-Knotenpunkte, d. h. solche, bei denen alle im Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe durch einen oder mehrere Bolzen mit einander verbunden sind.

2) Unvollkommene Gelenk-Knotenpunkte, d. h. solche, bei denen ein Theil der im Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe durch Vernietung mit einander verbunden ist, während die anderen Stäbe mit Gelenkbolzen angegeschlossen sind.

195.
Allgemeines.

Die vollkommene Gelenk-Knotenpunktverbindung kommt hauptsächlich in der gezogenen Gurtung zur Anwendung, die unvollkommene dagegen in der gedrückten (oberen) Gurtung vor. Die benachbarten Gurtungsstäbe werden bei letzterer mit einander vernietet, bezw. laufen einfach durch und die Gitterstäbe schliessen sich mit je einem oder mit einem gemeinfamen Bolzen an diese Verbindung. Der Anschlussbolzen eines Stabes muss die grösste im Stabe herrschende Kraft aufnehmen und an die Ausgleichstelle der Kräfte leiten können; die Ausgleichung findet bei Verwendung eines Centralbolzens in diesem, wenn mehrere Einzelbolzen und ein Knotenblech verwendet werden, im Knotenblech statt.

196.
Bolzen-
abmessungen.

Es darf weder ein Abfcheren des Bolzens, noch ein zu grosser Druck in der Lochlaibung oder am Umfange des Gelenkbolzens auftreten. Wenn die Anzahl der auf Abfcheren beanspruchten Querschnitte gleich n ist, der Bolzendurchmesser d , die zulässige Beanspruchung des Stabes für das Quadr.-Centim. gleich K , diejenige des Bolzens auf Abfcheren $K' = \frac{4}{5} K$ 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 Abfcheren eintritt und die gesammte Stabkraft sich gleichmässig über die abzufcherenden Querschnitte vertheilt. Es folgt mit $f = \frac{P}{K}$, worin f die erforderliche Nettoquerschnittsfläche des Stabes ist,

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

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 zwei Querschnitte des Bolzens auf Abfcheren 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, bezw. in der Lochlaibung nicht zu gross werde, muss, wenn δ (in Centim.) die gesammte Stabdicke auf dem Bolzen ist,

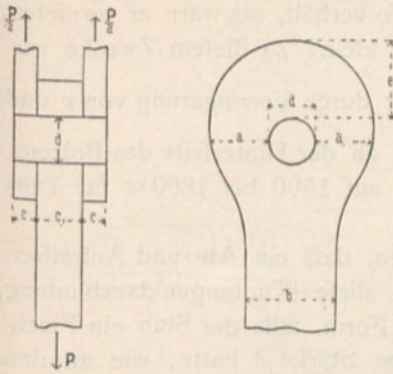
$$1,5 K d \delta \geq P \quad \text{fein, woraus} \quad d \geq \frac{P}{1,5 K \delta}$$

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 Werthen, welche sich für d aus den Gleichungen 27 u. 29 ergeben, ist der grössere für die Ausführung zu wählen; erhält man aus der letzteren Gleichung sehr grosse Werthe, so kann man dieselben durch Vergrössern von δ , d. h. durch Verdickung der Stabenden verkleinern. Beispiele hierfür sind in Fig. 483 u. 537 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.

Fig. 536.



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 zweitheiliger Stab mit einem Bolzen an einem Knotenbleche oder ein eintheiliger Stab zwischen einem doppelten Knotenbleche befestigt wird (Fig. 536), braucht auf diese vereinte Beanspruchung keine Rücksicht genommen zu werden. Es genügt, die Berechnung, aufser mit Rücksichtnahme auf Abscheren, auch unter Zugrundelegung der Biegebbeanspruchung vorzunehmen; die Stärke des Bolzens

ergiebt sich für den Fall von Fig. 536 unter letzterer Rücksicht wie folgt. Nimmt man an, dafs die Kraft P sich auf die Länge c_1 des Bolzens gleichmäfsig vertheilt, 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

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

und mit $c_1 = 2c$

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

Das Moment erreicht seinen Gröfstwerth für $x = c$, d. h. es ist $M_{max} = \frac{Pc}{2}$, und die gröfste Biegebbeanspruchung in diesem Querschnitt

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

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

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

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

Beispiel. Es sei $P_{max} = 22000 \text{ kg}$, $K = 800 \text{ kg}$ für 1 qcm , also $f = \frac{P}{K} = 27,5 \text{ qcm}$; ferner sei

$c = 3 \text{ cm}$ und $c_1 = 6 \text{ cm}$. Alsdann müfste fein:

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

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

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

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

Grofse Durchmesser der Bolzen sind nicht wünschenswerth; der bei dieser Gelenk-Construction 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 Reibungs-Coefficient

zu $0,15$ angenommen wird, den Werth $0,15 \frac{Pd}{2} = 0,075 Pd$. Schon bei ver-

hältnismäßig nicht großen Werthen 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 Werthe für den Einheitsdruck an der Hinterseite des Bolzens. Dieser Werth kann bei Schmiedeeisen und Flusseisen auf 1500 bis 1800 kg für 1 qcm angenommen werden.

197.
Form der
Stabenden.

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

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

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. 537) erhielt man

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

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

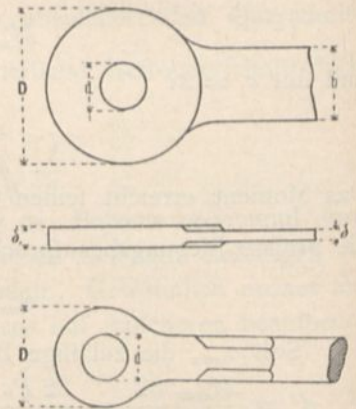
Beispiel. Im vorhergehenden Beispiel war $P_{max} = 22000$ kg, $f = 27,5$ qcm und $d = 7,5$ cm; es genügte also ein Rundeisen von 6 cm Durchmesser. Man erhält aus obigen Formeln $D = d + 1,4 \frac{27,5}{\delta_1}$; ist $\delta_1 = 6,0$ cm, so wird $D = 7,5 + 1,4 \frac{27,5}{6,0} = 13,94$ cm ≈ 14 cm.

In Deutschland macht man die Enden der Stäbe sowohl länglich (Fig. 482, 547 u. 548), wie auch concentrisch (Fig. 561). In Frankreich scheint die letztere Form mehr üblich zu sein (Fig. 543).

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, **E**- und **I**-förmigen Querschnitten — verwandelt man zunächst den Querschnitt in einen rechteckigen durch Einlegen oder Aufnieten von Blechen. Beispiele sind in Fig. 470, 539, 540 u. 541 vorgeführt.

Fig. 537.

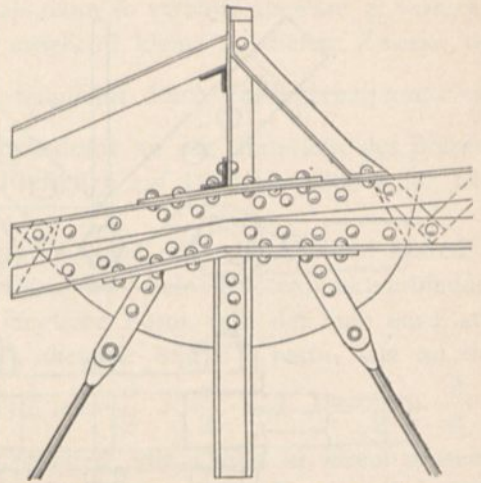


Bei den auf Druck beanspruchten Stäben ist hier zu beachten, daß die eingelegten Bleche gegen Ausbeulen, bezw. Ausknicken stark genug fein müßten.

Schraubenmutter und Kopf können die üblichen Maße erhalten (Durchmesser des dem sechseckigen Kopfe eingeschriebenen Kreises $D = 1,4 d + 0,5$ cm, Höhe der Mutter $h = d$, Höhe des Kopfes $h_1 = 0,7 d$); die Muttern und Köpfe können aber auch viel weniger hoch gemacht, ja sogar ganz fortgelassen und durch einen kleinen Splint ersetzt werden (Fig. 482), 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. 538²³⁸⁾, 539²³⁴⁾ u. 541²³⁹⁾ zeigen vollkommene Bolzenverbindungen, bei denen die Stäbe je mit besonderen Bolzen angegeschlossen sind. Die Construction mit einem einzigen Bolzen für alle Stäbe ist in Fig. 540²³⁹⁾ vorgeführt; bei derselben kommt man häufig zu großen Bolzenlängen; die Momente, welche im Bolzen Biegungs-

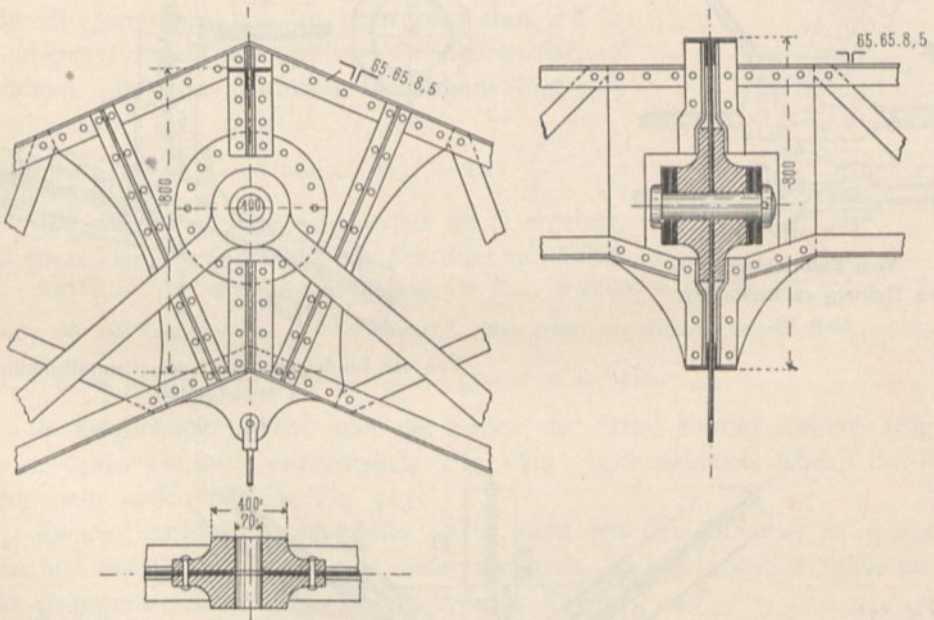
Fig. 542.



Vom früheren Empfangsgebäude der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Berlin²⁴⁰⁾.

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

Fig. 543.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²⁴¹⁾.

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

²³⁸⁾ Nach: WIST, a. a. O., Bd. I. Taf. 28.

²³⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 1887, Taf. XXXII.

²⁴⁰⁾ Nach: Zeitchr. f. Bauw. 1870, Bl. 33.

²⁴¹⁾ Nach: Nouv. annales de la const. 1857, Pl. 47-48.

spannungen 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.

Befonders wird auf die seitliche Versteifung der von *Gerber* construirten, in Fig. 540 u. 541 dargestellten Knotenpunkte hingewiesen. Für Momente, welche senkrecht zur Binderebene wirken, ist bei Fig. 538 u. 539 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 lothrechten Ebene sehr geringen Widerstand entgegensetzt, 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. 542²⁴⁰⁾ u. 543²⁴¹⁾ zeigen die unvollkommene Bolzenverbindung mit Knotenblechen, an welche 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 Constructionstheile eingeschaltet, die sog. Auflager. Dieselben haben die 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 einführen²⁴²⁾:

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.

Die unter 2 angeführte Aufgabe der Lager ist gleichfalls sehr zu beachten. Man berechnet die Binder unter der Annahme einer ganz bestimmten Lage der

198.
Aufgaben.

199.
Größter Druck
auf das
Mauerwerk.

200.
Lage des
Angriffspunktes.

²⁴²⁾ Nach: SCHARROWSKY, C. Musterbuch für Eisen-Constructionen. Theil I. Leipzig u. Berlin 1888. S. 48.

Auflagerdrücke, muß dann aber Sorge tragen, daß diese Annahme durch die Construction erfüllt wird. Auch auf die Beanspruchung der Gebäudemauern hat die Lage dieser Kräfte großen Einfluß. Unrichtige Construction 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 Constructionskunst legt mit Recht großen Werth darauf, daß, wie auch die Belastung sich ändere, nur die Größe und Richtung des Stützendruckes sich ändere, nicht aber die Lage des Angriffspunktes dieser Kraft.

201.
Bewegliche
und feste
Auflager.

Was endlich die unter 3 erwähnte Beweglichkeit des Binders gegen das Mauerwerk anlangt, so ist auf die Nothwendigkeit einer solchen für die Balken-Dachbinder bereits in Theil I, Band 1, erste Hälfte (Art. 216, S. 380²⁴³) dieses »Handbuches« hingewiesen. Bei Wärmeänderungen dehnt sich das Eisen aus, bezw. verkürzt sich seine Länge; 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 elastisch oder durch Temperaturerhöhungen, bezw. Erniedrigungen 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 Theile der Gleitlager tritt gleitende Reibung auf.

202.
Auf bewegliche
Lager wirkende
Kräfte.

Die Ermittlung der lothrechten Stützendrücke, welche auf ein wagrecht bewegliches Lager wirken, ist im eben angeführten Halbband dieses »Handbuches« (Art. 417 u. 418, S. 381 u. 382²⁴⁴) gezeigt; aber auch wagrechte Kräfte können am beweglichen Auflager auftreten. So lange dieselben kleiner sind, als der zwischen den beiden Berührungsflächen wirkende Reibungswiderstand, findet keine Bewegung statt; so lange wirkt das Auflager genau wie ein festes. Nennt man den Reibungscoefficienten für Eisen auf Eisen μ , den lothrechten Stützendruck an diesem Lager A , so ist der Reibungswiderstand hier

$$H \leq \mu A.$$

²⁴³) 2. Aufl.: Art. 205, S. 187.

²⁴⁴) 2. Aufl.: Art. 206 u. 207, S. 188.

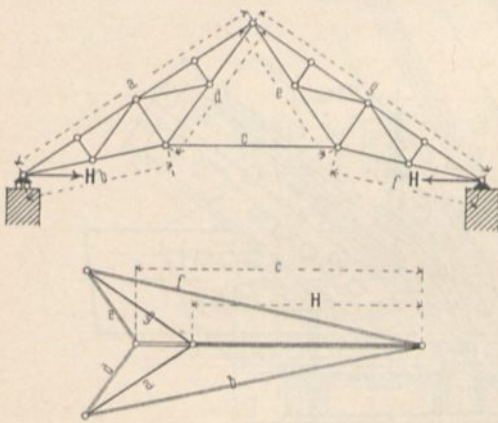
Für A ist der denkbar größte Werth einzuführen, d. h. derjenige Werth, welcher sich bei gleichzeitiger Belastung durch Eigengewicht, Schnee und Winddruck ergibt. Man erhält leicht beim Satteldach für einen Binderabstand e , für eine Sparrenlänge λ und für den Winddruck w auf 1 qm schräger Dachfläche,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

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

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

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

Fig. 544.



Der Reibungs-Coefficient μ für Eifen auf Eifen ist etwa 0,15 bis 0,2; doch wird man ficherer (wegen der Verunreinigungen der Lager durch Staub u. f. w.) $\mu = 0,25$ annehmen, womit jedoch noch nicht der ungünstigste Werth eingeführt ist.

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

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

und

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

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. 544 angegebenen Binder nebenstehend graphisch ermittelt.

Bei weit gespannten Dachbindern kann W recht groß werden. Eine Verminderung ist durch Verkleinerung des Reibungs-Coefficienten möglich, und zwar durch Einführung der rollenden Reibung an Stelle der gleitenden. Wenn d der Rollendurchmesser (in Met.) ist, so kann man den Reibungs-Coefficienten für die zwischen

zwei Platten laufenden Rollen $\mu_1 = \frac{0,002}{d}$ setzen²⁴⁵⁾, d. h. für

$d = 0,04$	$0,05$	$0,08$	$0,1$	$0,15 \text{ m}$
$\mu_1 = 0,05$	$0,04$	$0,025$	$0,02$	$0,013$.

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

Gleitlager genügen erfahrungsgemäß 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 größeren Weiten ist es üblich und zweckmäßiger, Rollenlager zu wählen.

Die Auflager haben zwei Haupttheile: den Obertheil, welcher in fester Verbindung mit dem Binder ist, und den Untertheil, welcher mit dem Mauerwerk fest

203.
Gleitlager.

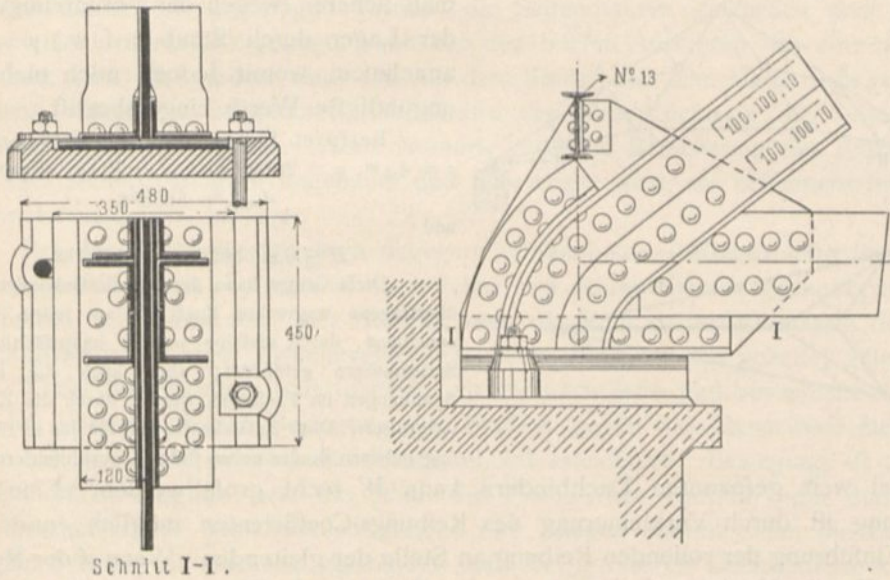
204.
Construction
der
Auflager.

²⁴⁵⁾ Vergl. des Verfassers Abhandlung in: Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Brückenbau, II. Abth. 2. Aufl. S. 33.

verbunden wird. Je nachdem sich der obere Theil gegen den unteren bewegen kann oder nicht, hat man ein bewegliches oder ein festes Auflager; beide unterscheiden sich hierdurch allein. Man kann ein bewegliches Lager durch Anordnung einer Nafe, einer Schraube und dergl. leicht zu einem festen machen, eben so umgekehrt durch Befestigung des Hemmmittels ein festes Auflager zu einem beweglichen. Wir werden deshalb beide Arten der Auflager gemeinsfam besprechen können; nur die Rollenlager werden besonders behandelt.

Ueber dem Obertheil, unter dem Binderende, ist meistens noch eine Blechplatte angeordnet; eben so soll man stets zwischen dem Untertheil 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 gleichmäßige Uebertragung des Druckes auf die ganze Fläche des

Fig. 545.



Schnitt I-I.

Vom Bahnhof zu Hildesheim.

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

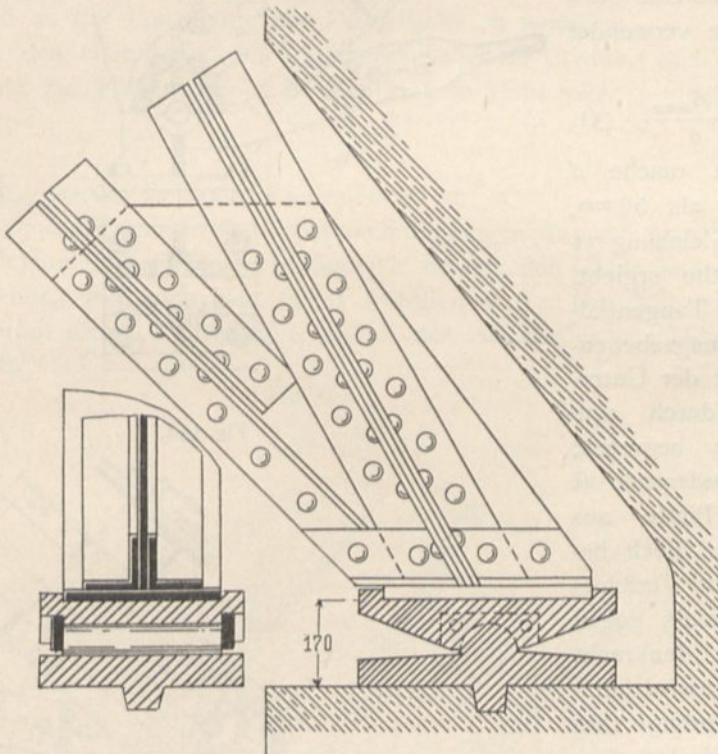
Auflagersteines Gewähr leisten. Das Lager muß ferner so gestaltet sein, daß es eine Bewegung des Binders auch in der Richtung senkrecht zur Binderebene verhindert.

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. Sie haben den Nachtheil, daß bei einer Durchbiegung des Binders die der Innenkante nahe liegenden Theile der Auflagerfläche viel stärker beansprucht werden, als die nahe der Außenkante liegenden Theile; 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. 504, 528, 529, 534, 535 u. 545.

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 Zapfen-Kipplager und Tangential-Kipplager.

Bei den Zapfen-Kipplagern findet die Berührung in einem Zapfen statt, welcher gewöhnlich am Untertheile sitzt (Fig. 546); der Obertheil 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

Fig. 546.



Vom Erbgrofshertzoglichen Palais zu Karlsruhe²³⁷⁾.

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

der Untertheil berührend anschliesst, so darf man die Pfanne nicht mit einem vollen Halbkreis von gleichem Durchmesser construiren, weil sich dann bei einer Drehung beide Theile in einander »fressen«.

Bei den bisher besprochenen Zapfen-Kipplagern war der Zapfen aus Gusseisen; man verwendet vielfach auch Zapfen aus Schweisseisen, Flusseisen oder Stahl und bildet dann sowohl Obertheil, als auch Untertheil des Lagers als Pfanne aus. Ein Beispiel zeigt Fig. 547; die Auflager-Knotenbleche sind durch aufgelegte Bleche und aufgeschraubte Gufsstücke verstärkt; sie übertragen ihren Druck auf den im gusseisernen Untertheil gelagerten Stahlbolzen von 80 mm Durchmesser. Wenn der Untertheil des Kipplagers wie in Fig. 547 fest mit dem Mauerwerk verbunden ist, so hat man ein festes Auflager; soll das Auflager ein bewegliches sein, so setzt man den Untertheil auf einen Rollenwagen. Dann bildet gewissermassen das ganze oberhalb

cylindrisches Loch des Obertheiles 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. 549 zeigt ein solches Lager.

Befonders möge noch auf das in Fig. 531 dargestellte Auflager hingewiesen werden, welches von *Schwedler* construiert ist und zu den Tangential-Kipplagern gerechnet werden kann. Es empfiehlt sich jedoch, den am Binderende angeschraubten Obertheil des Lagers unten durch eine Cylinderfläche (statt durch eine Ebene) zu begrenzen, um allzu großen 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 Binderebene 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 Tangential-Kipplagern gehören auch diejenigen Anordnungen, bei denen Zapfen und Hohlcyliner verschiedene Halbmesser haben; der Hohlcyliner hat den größeren Halbmesser, und auch hier findet Abrollen statt. Der Fall in Fig. 549 ist nur ein Sonderfall dieser Construction, wobei der Halbmesser des Hohlcyinders unendlich groß ist.

Fig. 549.

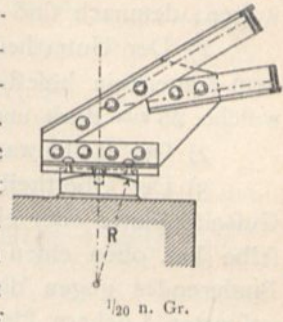
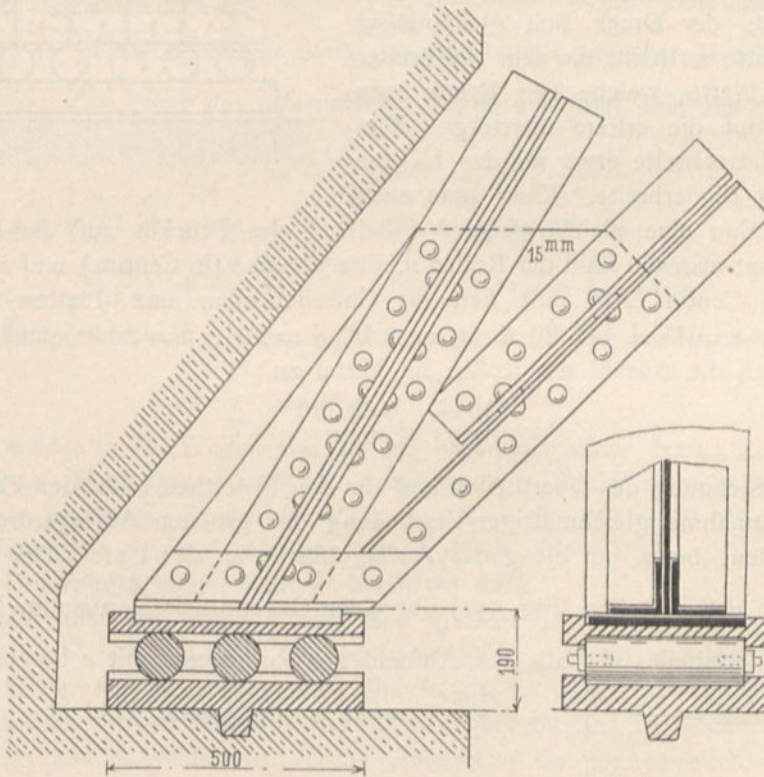


Fig. 550.



Vom Erbgroßherzoglichen Palais zu Karlsruhe 287).

1/15 n. Gr.

208.
Rollenlager.

Bei den Rollenlagern befindet sich zwischen Ober- und Untertheil ein fog. Rollenwagen; demnach sind hier drei Theile vorhanden (Fig. 550):

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

2) Der Rollenwagen.

3) Der Obertheil, entweder ebenfalls eine einfache, am Binderfuss befestigte Gufseisenplatte oder ein Kipplager. Eine einfache Gufsplatte zeigt Fig. 530. Dieselbe hat oben einen ringsum laufenden Vorsprung, welcher eine Verschiebung des Binderendes gegen die Platte verhindert; Schrauben, deren untere Köpfe in ausgeparten Löchern Platz finden, verbinden Platte und Binderfuss. Ein Rollenlager mit Kipplager als Obertheil zeigt Fig. 548²⁴⁶⁾.

209.
Rollenwagen.

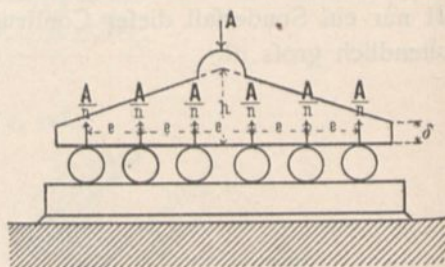
Die Rollen werden durch einen einfachen Rahmen zu einem Ganzen zusammengefasst; im Rahmen sind die Rollen durch Zapfen an jedem Ende gelagert. Bei den Dachbindern sind die Rollen gewöhnlich aus Gufseisen und haben 40, 50, 60 bis 80 mm Durchmesser. Die Zahl der Rollen beträgt 3 bis 8, ausnahmsweise auch wohl nur 2. An ihren Enden erhalten die Rollen Vorsprünge, welche die seitliche Verschiebung derselben gegen den Obertheil, bezw. den Untertheil verhindern sollen. Die Länge der Rollen richtet sich nach der Breite des Obertheiles des Auflagers. Besteht dieser aus einer Gufsplatte nach Fig. 530, so nutzt es wenig, wenn man diese Platte viel breiter macht, als den Binder: man kann nicht annehmen, dass der Druck sich gleichmäfsig über eine Platte vertheilt, 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 Construction eine gleichmäfsige Vertheilung 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 Weyrauch²⁴⁷⁾ $n b r = 45 A$ bis $20 A$ setzen. Ist $A = 20 t$, $b = 30$ cm und $r = 3$ cm, so giebt 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 Obertheiles und der den Untertheil bildenden Platte erfolgt unter der Annahme gleichmäfsiger Vertheilung des größten Auflagerdruckes A_{max} auf alle Rollen, bezw. auf die ganze Auflagerfläche an der Unterfläche des Untertheiles. Jede der n Rollen (Fig. 551) übt einen Gegendruck $\frac{A}{n}$ aus; im Mittenquerschnitt des Obertheiles ist, falls der Abstand der Rollenachsen mit e bezeichnet wird,

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

Fig. 551.



²⁴⁷⁾ Siehe: WEYRAUCH. Ueber die Berechnung der Brücken-Auflager. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 742.

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

Man erhält für

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

$\cdot Ae$

Bei vollem Rechteckquerschnitt von der Breite b und Höhe h mufs

$$\frac{bh^2}{6} = \frac{M_{\text{mitte}}}{k}$$

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

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

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

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

Man kann leicht auch für jede Stelle des Obertheiles das Moment berechnen und daraus die erforderliche Stärke bestimmen. Nimmt man an, dafs im Grenzfall die Last einen gleichmäfsig über die Unterfläche vertheilten Gegendruck erzeuge, der auf die Längeneinheit die Gröfse $p = \frac{A}{2l}$ habe (wenn $2l$ die Länge des Obertheiles 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 Herstellungsrückfichten kann man die Stärke nicht in Null auslaufen lassen. Man macht die Stärke der Platte am Ende $\delta = 25$ bis 30 mm und verbindet den Endpunkt von δ mit demjenigen von h durch eine Gerade.

Die Unterplatte mache man 25 bis 50 mm stark.

Braucht man für beide Theile eine gröfsere Höhe, so ordnet man Rippen an (Fig. 548, S. 270), welche 20 bis 40 mm stark gemacht werden. Bei der Berechnung ist der sich dann ergebende Querschnitt zu Grunde zu legen.

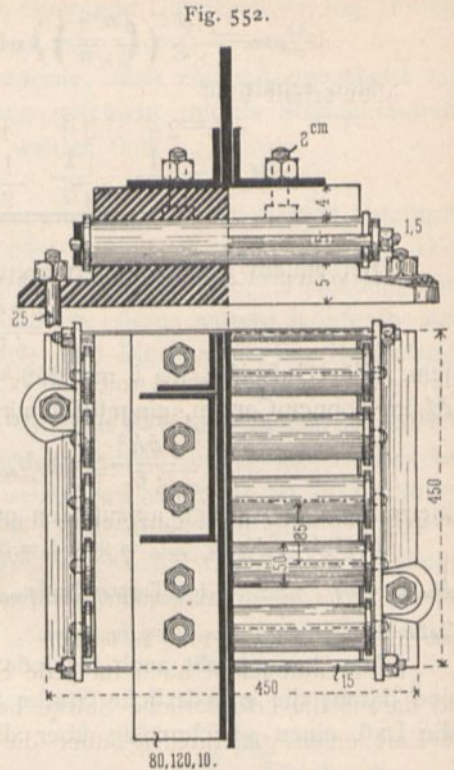
Die Rollen werden fast stets aus Gufseifen hergestellt; die beiderseitigen Zapfen (20 mm stark) aus Schweifseifen werden eingesetzt; sie können auch eingeschraubt werden. Alle Rollenzapfen finden jederseits ihr Lager in einem hochkantig gestellten Flacheifen (8 bis 10 mm stark); die beiden Flacheifen werden durch zwei

Rundeisen (Fig. 552) von 13 bis 15 mm Durchmesser oder auf andere Weise mit einander verbunden. Man hat auch wohl die beiden äußersten Rollen mit durchgehenden Rundeisen versehen, welche in dieser Weise gleichzeitig als Zapfen der betreffenden Rollen dienen (Fig. 548, S. 270).

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 C., 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 mögliche Weg ist also $0,0007 l$; statt dessen läßt man zweckmäßiger einen etwas größeren Spielraum und wählt

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

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



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

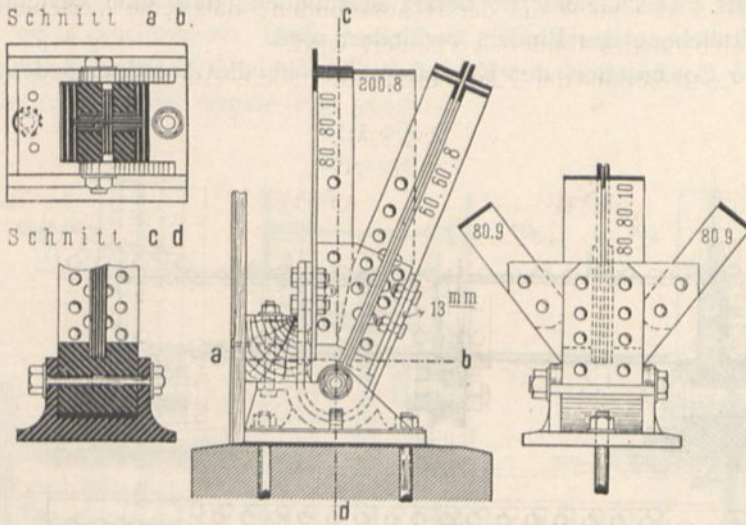
6) Kämpfer- und Scheitelpunkte der Gelenkdächer.

210.
Kämpfergelenke.

Die Kämpfer der Gelenkdächer sind eine besondere Form der Auflager; sie sollen feste Punkte darstellen, also weder lothrecht, noch wagrecht verschieblich 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 Kräfteebene — also in der Binderebene — beliebige Richtung haben: sie können sowohl Druckkräfte, wie unter Umständen auch Zugkräfte sein, so daß oft eine ausgiebige Verankerung der Binderfüße vorgenommen werden muß (Fig. 555). 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 zu gehen, so folgt: Die Axen 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 Verhältniß wächst, wobei allerdings die zulässigen Druckbeanspruchungen am Zapfenumfang nicht überschritten werden dürfen. Am besten sind diejenigen Konstruktionen, bei welchen

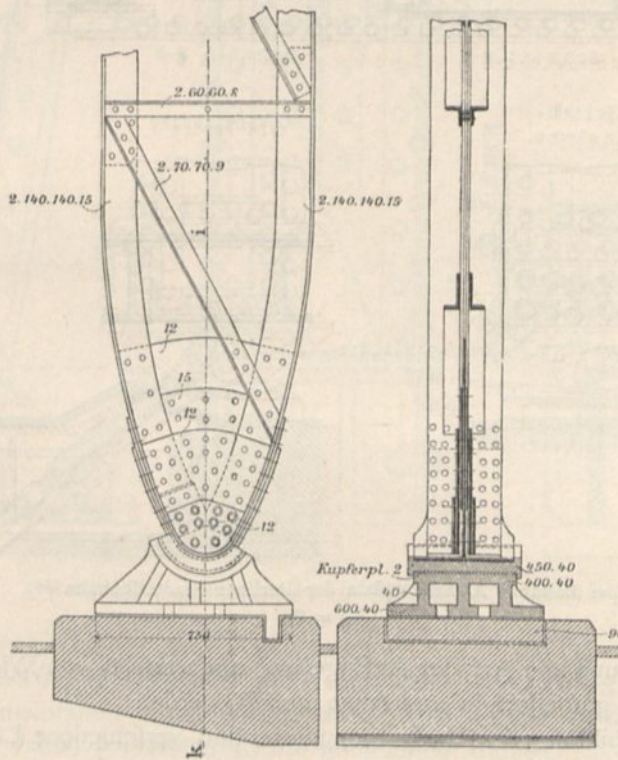
Fig. 553.



Vom Schuppen für den Bochumer Hammer²⁴⁸⁾.

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

Fig. 554.



Von der Markthalle zu Hannover²⁴⁹⁾.

$\frac{1}{30}$ n. Gr.

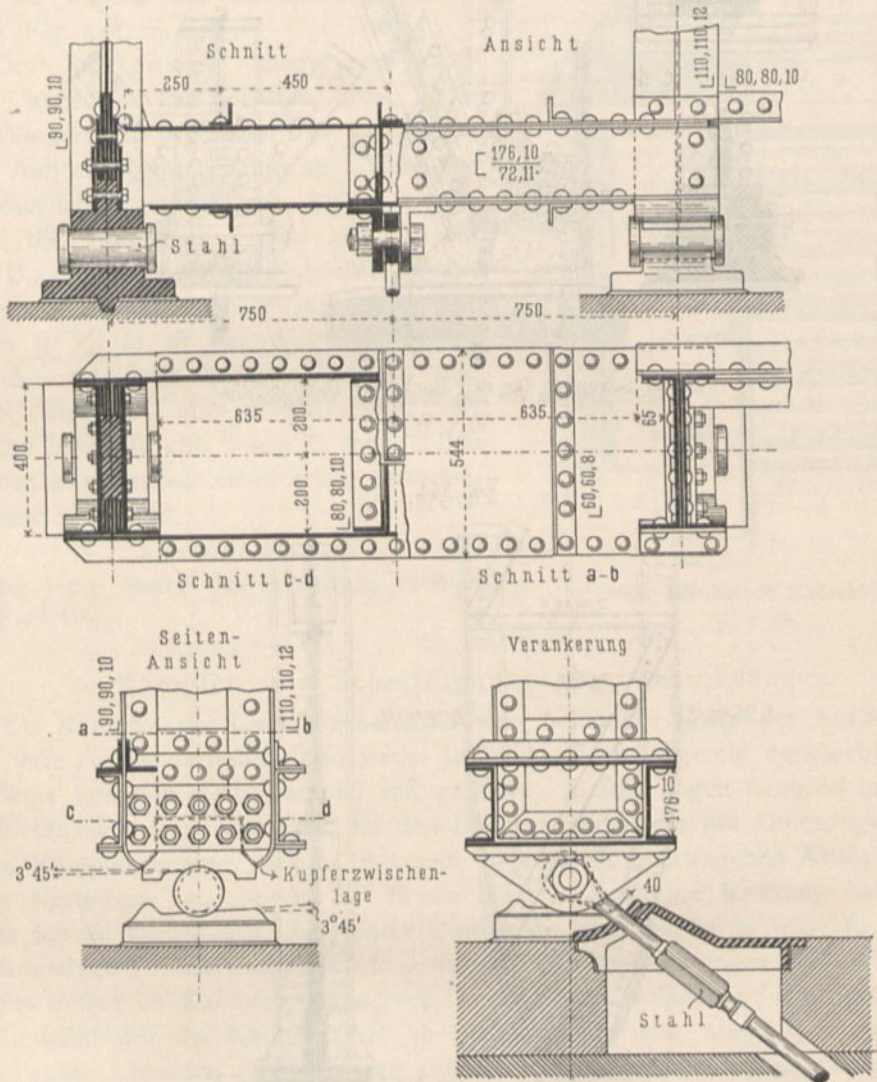
²⁴⁸⁾ Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1869, Bl. 62.

²⁴⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, Bl. 11.

der eine Theil auf dem anderen nicht gleitet, sondern rollt, wenn Drehung um den Zapfen eintritt. Das Gelenk ist derart auszubilden, dass eine Verschiebung senkrecht zur Mittelebene des Binders verhindert wird.

Für die Construction der Kämpferpunkte ist die Anordnung des Endknoten-

Fig. 555.



Vom Bahnhof Alexanderplatz der Berliner Stadteisenbahn²⁵⁰⁾.

¹/₂₀ n. Gr.

punktes einerseits und die Art der Auflagerung andererseits von Wichtigkeit. Beide Rückfichten sollen gefondert in das Auge gefasst werden.

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

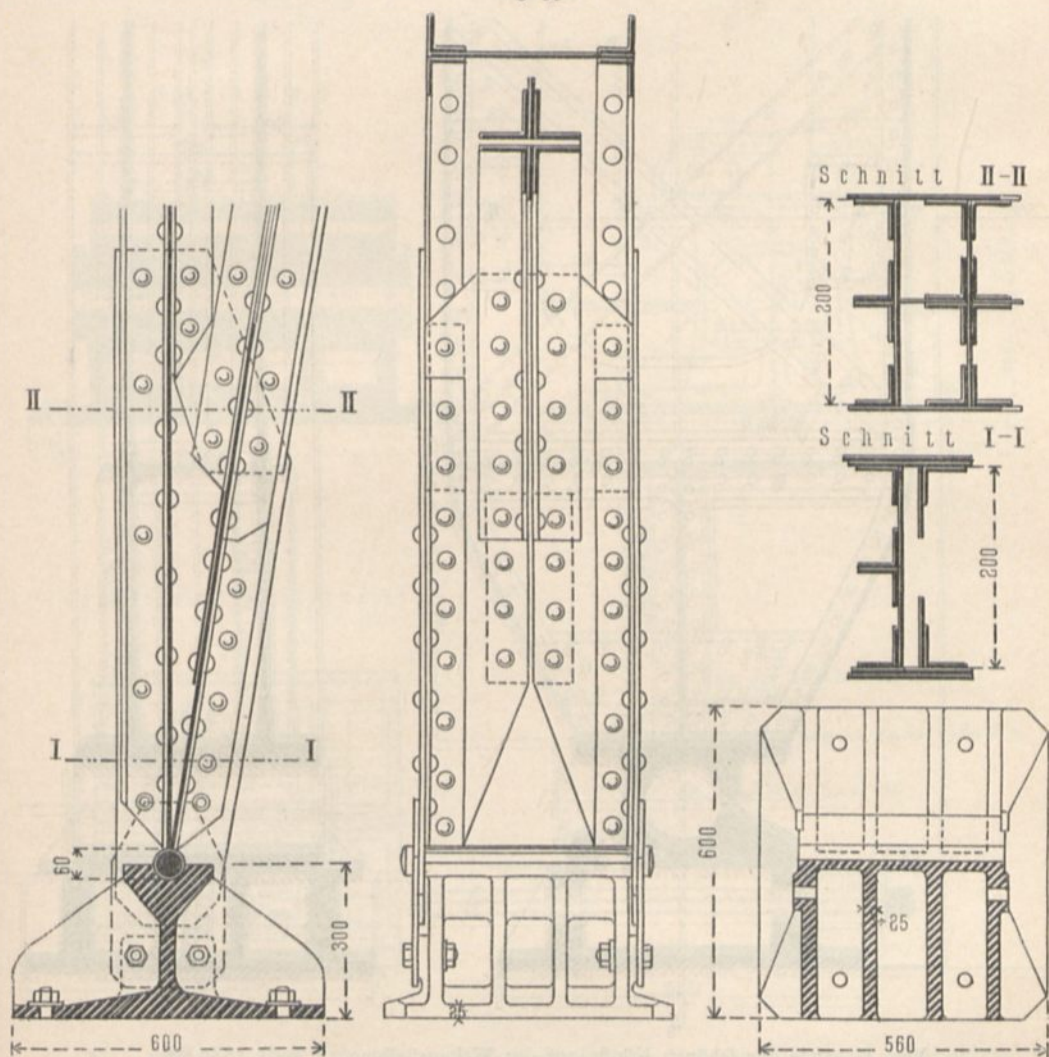
1) Man führt die Endstäbe der beiden Gurtungen geradlinig zusammen und construirt den Endknotenpunkt, wie die anderen Knotenpunkte (Fig. 553²⁴⁸⁾).

211.
Ausbildung
des
Endknoten-
punktes.

²⁵⁰⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1885, Bl. 16.

- 2) Man ordnet die Endstäbe der Gurtungen als gekrümmte Stäbe an (Fig. 554²⁴⁹).
- 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 an einander liegen (Fig. 555²⁵⁰).

Fig. 556.



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Mainz²⁵¹).

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

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.

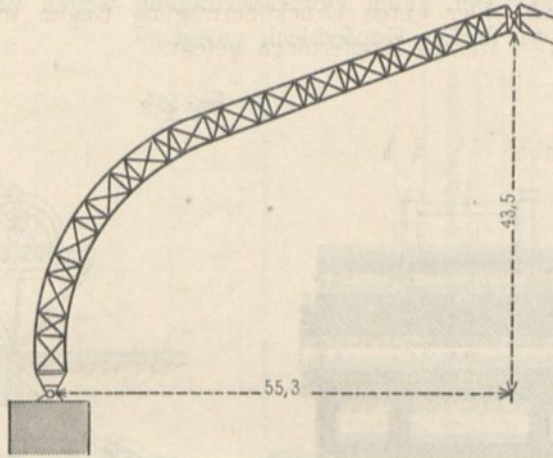
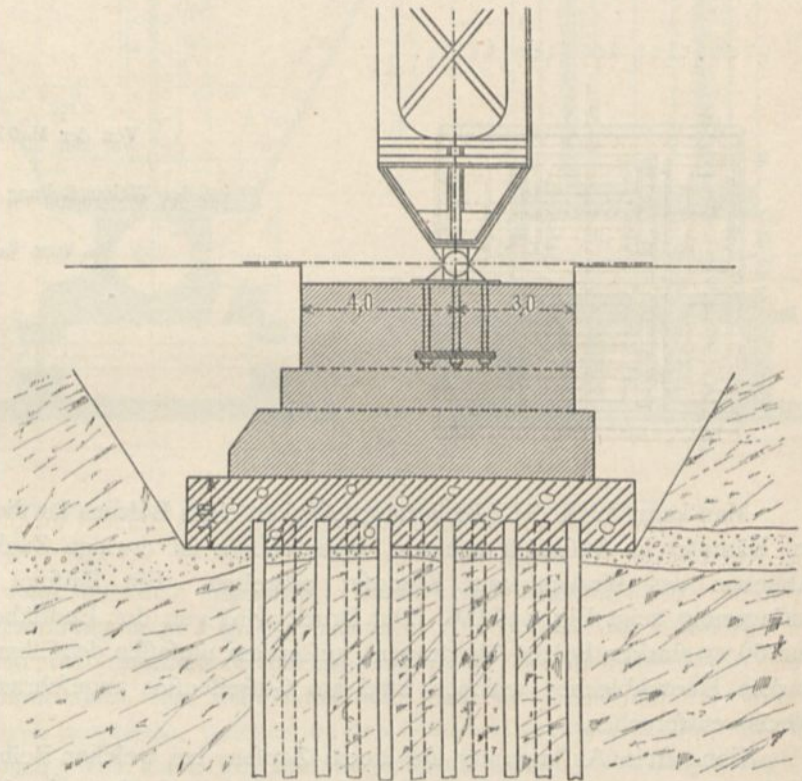
Fig. 553 giebt ein Beispiel für die Anordnung unter 1 und Fig. 554 ein solches für die Anordnung unter 2. Wenn die dritte Constructionsweise gewählt wird, so ist

²⁵¹) Nach freundlicher Mittheilung des Herrn General-Director Rieppel zu Nürnberg.

hälfte 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. 555 ist zunächst die am Binderende angeordnete Blechwand gehörig aussteift. Diese Aussteifung ist dadurch erreicht, daß jederseits auf die Blechwand zuerst zwischen die Winkeleisenfchenkel ein Verstärkungsblech gelegt ist, darauf über dieses und die Winkeleisenfchenkel jederseits ein zweites; am Ende sind dann 5 Bleche über einander vorhanden. Der so aussteifte Binderfuß ist auf ein Gufsstück gesetzt und mit demselben durch beiderseits aufgelegte Blechplatten verschraubt. 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. 555 dargestellte Verankerung angeordnet. Jeder Binder besteht aus zwei Einzelbindern, welche um 1,5 m von einander abstehen; in der Mitte zwischen den beiden Einzelbindern befindet sich ein 40 mm starker Anker aus Stahl (Rundeisen), welcher an einem kräftigen Kastenträger angreift.

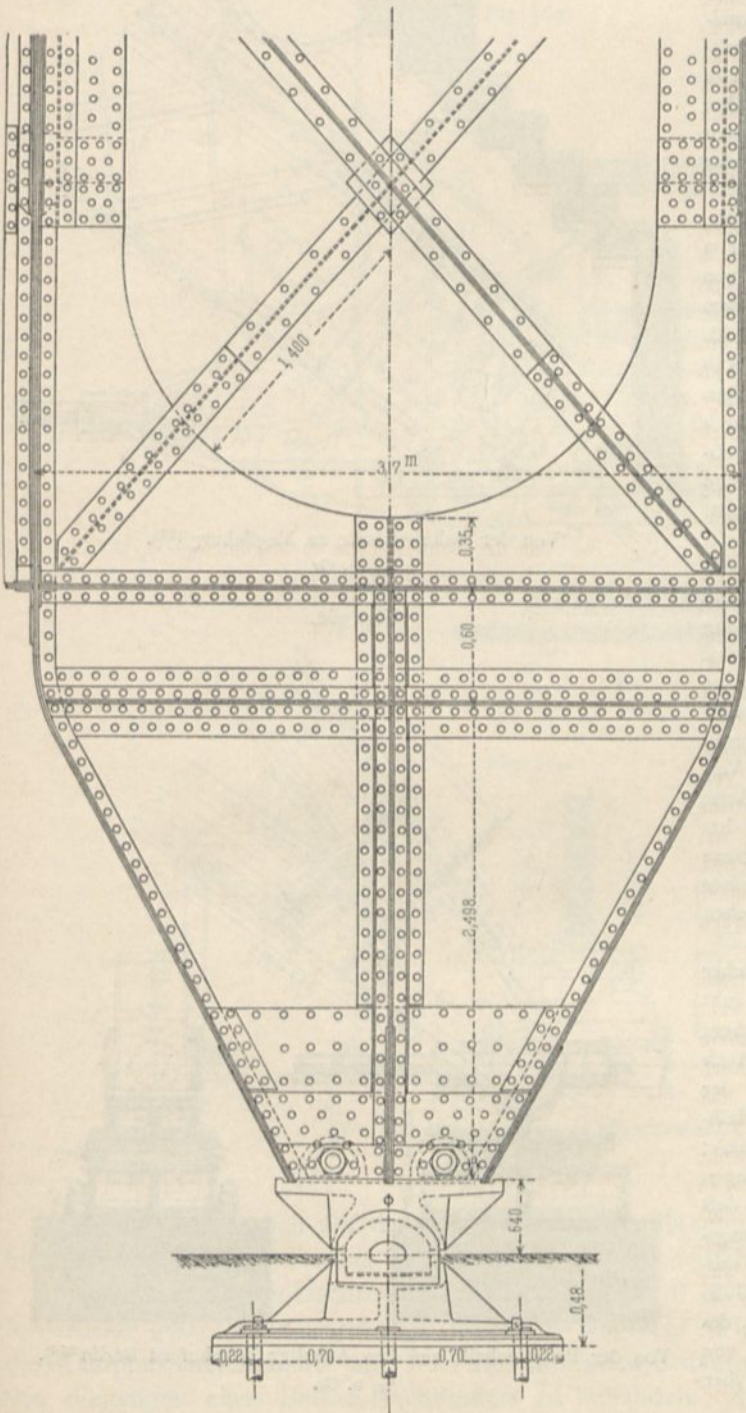
Fig. 559.

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

Von der Maschinenhalle auf der Welt-

Genaueres Einstellen des Ankers ist durch ein Schloß mit Rechts- und Linksgewinde möglich. Der Anker ist durch den ganzen Viaductpfeiler geführt und mit diesem verankert; die ganze Bahnhofshalle steht auf einem Viaduct. Zur Aufnahme der möglichen, nach innen wirkenden Horizontalkraft 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.

Fig. 560.



1/40 n. Gr.

ausstellung zu Paris 1889²⁵²⁾.

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 Resultante des Kämpferdruckes gerichtet ist; gleiche Neigung hat auch die Unterseite des Gussstückes am Binderfuß erhalten. Der Winkel gegen die Wagrechte beträgt $3^{\circ}45'$. Seitliche Verschiebung des Binderfußes gegen die Walze, bezw. letzterer gegen die Lagerplatte wird durch Vorsprünge an den Köpfen der Walze verhindert.

Fig. 557²⁵²⁾ zeigt den Fußpunkt der Gelenk-Dachbinder vom Gebäude der schönen Künste bei der Pariser Weltausstellung 1889.

Die Stützweite der Binder betrug 51,8 m, und der Binderabstand 18,1 m; der Höhenunterschied zwischen Kämpfer- und Scheitgelenken war 28,2 m. Ein Zugband (Rundeisen) von 90 mm Durchmesser (mit 3 Schließern versehen) verband unter dem Fußboden die beiden Kämpfergelenke; die Gelenkwalze aus Stahl hat 800 mm Länge und 250 mm Durchmesser; die Pfannen sind aus Gusseisen; dieselben haben einen etwas größeren Durchmesser erhalten, als die Walze.

Nach den gleichen Grundfätzen, aber in wesentlich größeren

Abmessungen, ist der Binderfuß der großen Maschinenhalle von der Pariser Weltausstellung 1889 construiert; derselbe ist in Fig. 558 bis 560²⁵³⁾ dargestellt.

Die Halle hat 110,6 m Stützweite, zwischen den Gelenkaxen gemessen, 44,9 m Höhenunterschied zwischen Kämpfer- und Scheiteltgelenken und 21,8 m Binderabstand (Fig. 559 u. 560). Dieses Kämpfergelenk besteht aus folgenden Theilen, welche der Reihe nach vom Fundamente aus auf einander folgen (vergl. Fig. 558):

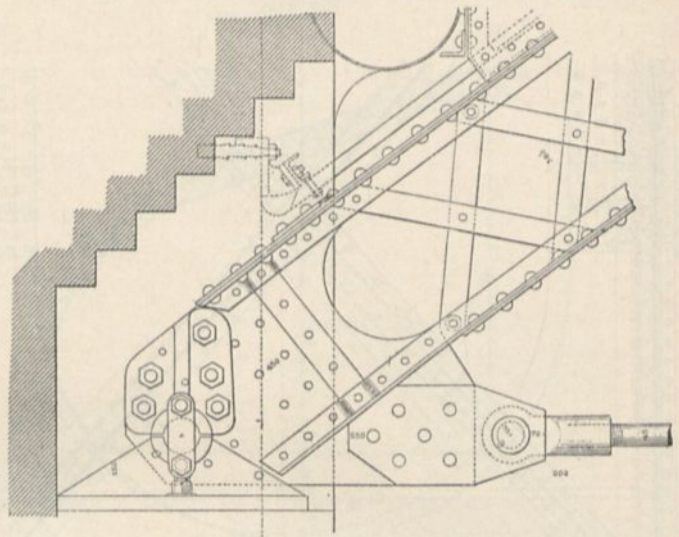
1) Einer Unterlagsplatte, 70 mm stark, 1,85 m lang, 1,7 m breit, welche durch 6 Bolzen von je 60 mm Durchmesser mit dem Fundament-Mauerwerk verankert ist.

2) Einem Gußstück zur Aufnahme des eigentlichen Gelenkes. Dieses mit der Unterlagsplatte durch Stahlklammern verbundene Gußstück ist 1,2 m lang, unten 1,3 m und oben 0,59 m breit, mit 50 mm, bezw. 80 mm starken Rippen versehen.

3) Dem Gelenk aus Gußeisen, welches unten eine ebene und oben eine cylindrische Begrenzung hat. Dasselbe ist 1,34 m lang, hat beiderseits vor Kopf 40 mm starke Vorfrünge, welche die Gußstücke (das untere und das obere, vergl. unter 4) umfassen und eine Verschiebung senkrecht zur Binderebene 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 Obertheil, welcher auf dem Gelenke (drehbar) ruht und mit dem Binderfuß in sichere Verbindung gebracht ist. Auch dieser Theil ist 1,2 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 wirkfame Druckübertragungsfläche etwa 0,68 Quadr.-Met. ausmacht. Das obere Ende dieses Gußstückes dient zur Aufnahme des Binders, bildet ein Quadrat von 1,2 m Seitenlänge und hat drei über

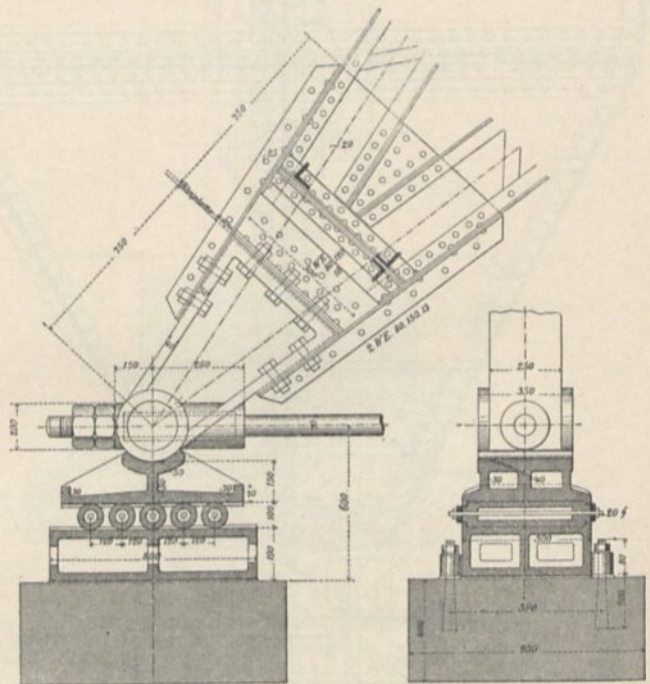
Fig. 561.



Von der Bahnhofshalle zu Magdeburg²⁵³⁾.

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

Fig. 562.



Von der Personenhalle auf dem Anhalter Bahnhof zu Berlin²⁵⁴⁾.

$\frac{1}{30}$ n. Gr.

²⁵³⁾ Siehe: Zeitschr. f. Bauw. 1879, Bl. 33.

²⁵⁴⁾ Fac.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, Bl. 9.

die ganze Länge laufende Rillen von 70, 50 und 70 mm Breite, in welche Bleiplatten gelegt sind. Endlich hat man zwei starke, halbcylindrische 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 aufnehmen; diese Vorsprünge sollen die erforderliche gute Verbindung des Binderfußes mit dem Obertheil sichern.

Fig. 563.

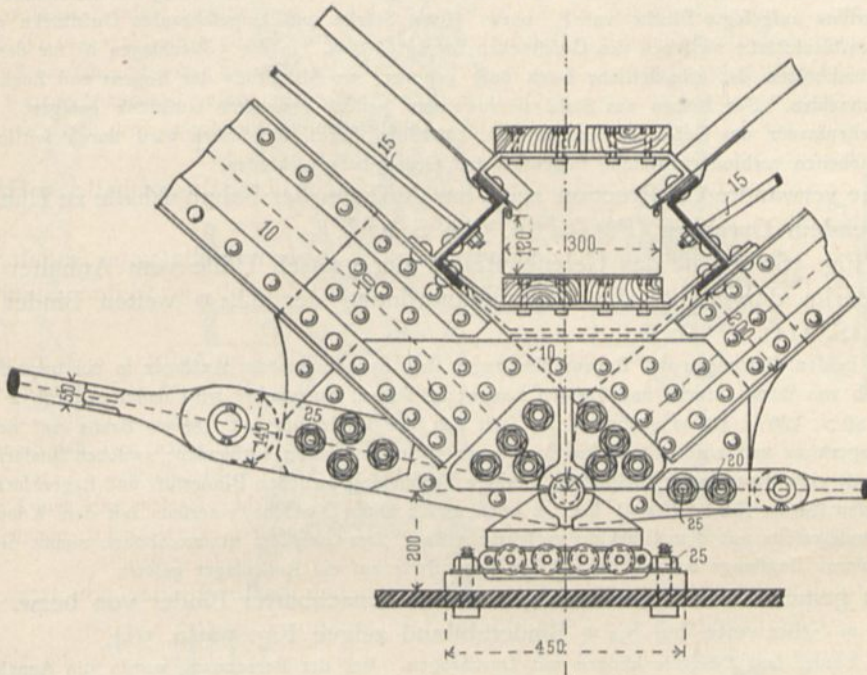
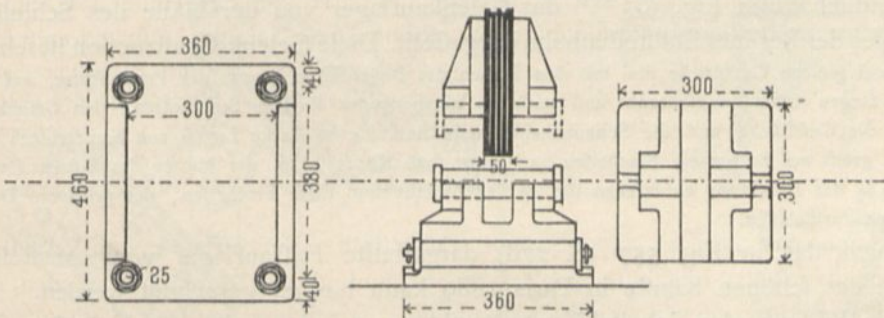


Fig. 564.



Von der Bahnhofshalle zu Oberhaufen.

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

Endlich möge noch auf die Constructions der Bahnhofshalle zu Frankfurt a. M. hingewiesen werden, worüber die unten angeführte Zeitschrift²⁵⁵⁾ Aufschluss giebt.

Ueber die Bogen-Dachbinder mit Durchzügen ist in Art. 151 (S. 209) das Erforderliche gefagt; die Durchzüge schliesen wagrecht (Fig. 561) oder steigend an die Kämpfer-Knotenpunkte an. Für die stützenden Seitenmauern sind die Auflager, wie diejenigen eines Balken-Dachbinders zu behandeln, d. h. ein Auflager ist fest,

213.
Kämpfergelenke
für Bogen-
dächer mit
Durchzügen.

²⁵⁵⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1891, Bl. 29-30.

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. 561²⁵³⁾ 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 Lafchen und einer Muffe mit Oese befestigt ist. Die Verstärkung des Knotenbleches ist durch jederseits aufgelegte Bleche von 8, bzw. 10 mm Stärke und aufgeschraubte Gufstücke erreicht. Die Gesamtblechstärke zwischen den Gufstücken beträgt 56 mm. In die 5 Blechlagen ist für den 70 mm starken Gelenkbolzen das erforderliche Loch dort gebohrt, wo Mittellinie des Bogens und Zugankeraxe 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 Construction zeigt das Auflager der Bahnhofshalle zu Hannover, mit steigendem Durchzug (Fig. 547 u. 548, S. 270).

In Fig. 562²⁵⁴⁾ ist das Gelenkaulager der großen Halle vom Anhalter Bahnhof zu Berlin dargestellt; die Gesamtanordnung der 62,5 m weiten Binder zeigt Fig. 441 (S. 211).

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 Winkeleisen von $80 \times 120 \times 16$ mm gestärkt. So setzt sich der Binderfuß mit 180 mm Breite auf den gusseisernen Lagerklotz und wird mit diesem hier durch 6 Schraubbolzen verbunden; zwischen Binderfuß und Lagerklotz ist eine 2 mm starke Bleiplatte. Fernere Verbindung zwischen Binderfuß und Lagerklotz stellen 4 Winkeleisen ($80 \times 150 \times 13$ mm) her, 2 oben und 2 unten, welche einerseits mit dem Knotenblech vernietet, andererseits mit dem Gufklotz verschraubt sind. Der Gufklotz ist durchbohrt, nimmt die 70 mm starke, stählerne Zugstange auf und ist auf der einen Seite auf ein Rollenlager gesetzt.

Ein gemeinsames Gelenkaulager zweier benachbarter Binder von bezw. 18,8 m und 11,4 m Stützweite bei 8,5 m Binderabstand zeigen Fig. 563 u. 564.

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 von einander abhängig machen.

Endlich ist in Fig. 565²⁵⁷⁾ das Gelenkaulager von der Halle des Schleifischen Bahnhofes der Berliner Stadteisenbahn dargestellt. Diese Gelenk-Construction ist sehr klar.

Zwei gleiche Gufstücke sind mit den Stäben des Bogenfußes, bzw. der Pendelstütze, auf welche sich der Bogen stützt, verschraubt und umfassen einen 84 mm starken Stahlbolzen, den Gelenkbolzen. Zwischen die Gufstücke und die Schmiedeeisentheile sind 2,5 mm starke Lagen von Kupferblech gelegt. Jederseits greift am Bolzen ein Flacheisen an, unter dem Kopf, bzw. 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.

Auch das in Fig. 557 (S. 278) dargestellte Fußaulager vom Ausstellungsbäude der schönen Künste in Paris 1889 kann hierher gerechnet werden.

214.
Scheitelgelenke.

Die Bildung des Scheitel-Knotenpunktes an jeder Seite des Gelenkes stimmt mit derjenigen des Kämpfer-Knotenpunktes 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 lothrechte 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. 566 u. 567^{248 u. 257)});

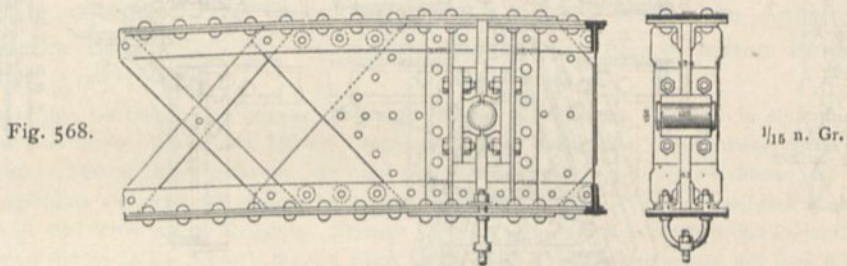
²⁵⁶⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, Bl. 16.

²⁵⁷⁾ Nach: Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886. Bl. 20 u. S. 83.

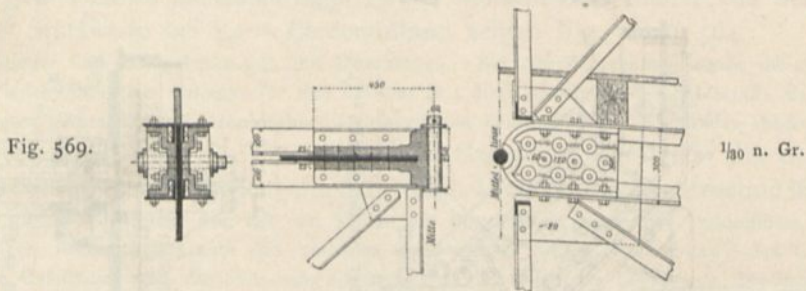
- 2) beide Bogenhälften umfassen den Scheitelbolzen ganz (Fig. 570 u. 571);
 3) für die wagrechte und für die lothrechte Seitenkraft wird je ein besonderes Constructions-glied angebracht (Fig. 573).

Bei der Construction nach 1 werden an beide Bogenenden gewöhnlich Gufsstücke angeschraubt. Ein Beispiel giebt Fig. 567.

Zwischen die Gurtungs-Winkleisen ist ein Knotenblech (10 mm) eingelegt, durch aufgelegte Bleche verstärkt, und dann sind vor Kopf 2 Winkleisen ($100 \times 100 \times 10$ mm) angebracht, welche mit einem Gufsstück verschraubt sind; zwischen beide Theile kommt eine Lage von Kupferblech. Zur weiteren Verbindung des Gufsstückes mit dem Binderende dienen je 2 Winkleisen 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 Lothrechten des Scheitelgelenkes angebrachte Hängefange befestigt ist, ohne dafs die Beweglichkeit leidet.



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Magdeburg²⁵⁸⁾.



Von der Personenhalle auf dem Anhalter Bahnhof zu Berlin²⁵⁹⁾.

Aehnlich ist die in Fig. 568²⁵⁸⁾ dargestellte Construction vom Bahnhof zu Magdeburg.

Der Bogenbinder — ein Gitterbogen — ist 380 mm hoch; Knotenbleche, Winkleisen, 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 Lafchen aus 8 mm starkem Blech, je eine auf der oberen, bezw. unteren Gurtung; dabei wurden die Lafchen-Nietlöcher genau denjenigen des Binders entsprechend gebohrt. Für die nachher auftretenden Belastungen (Wind, Schnee u. f. 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 Hängeeisen so befestigt, dafs es eine Bewegung der Bogenhälften gegen einander nicht behindert.

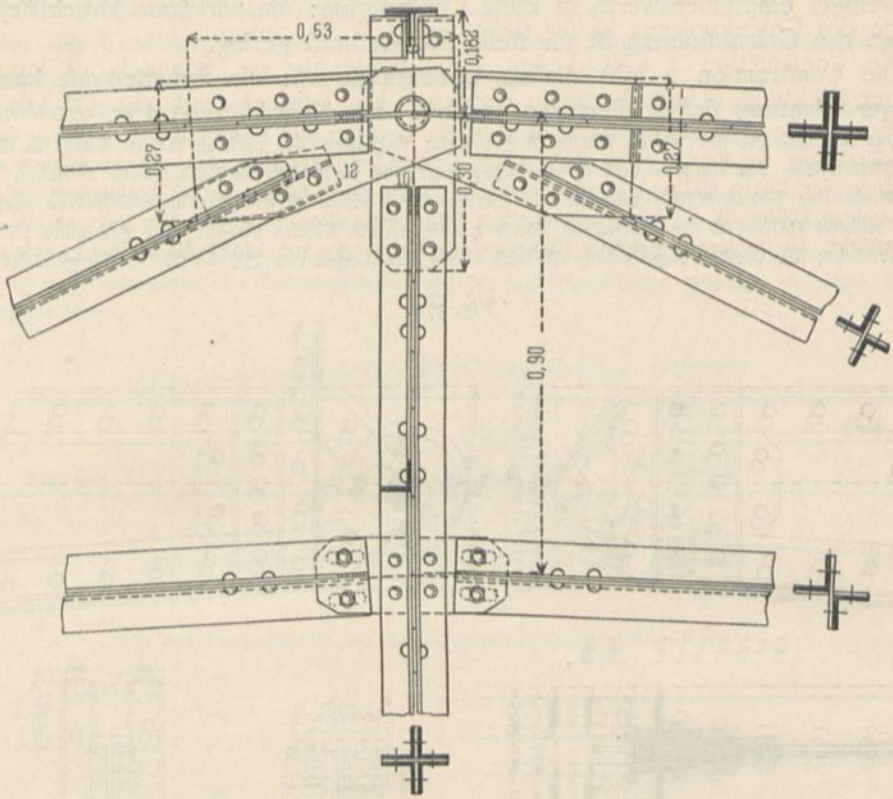
Beim Scheitelgelenk des Anhalter Bahnhofes zu Berlin (Fig. 569²⁵⁹⁾) sind beiderseits an das Knotenblech des Scheitels Gufsstücke geschraubt, welche sich gegen den Gelenkbolzen lehnen.

²⁵⁸⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1879, Bl. 33.

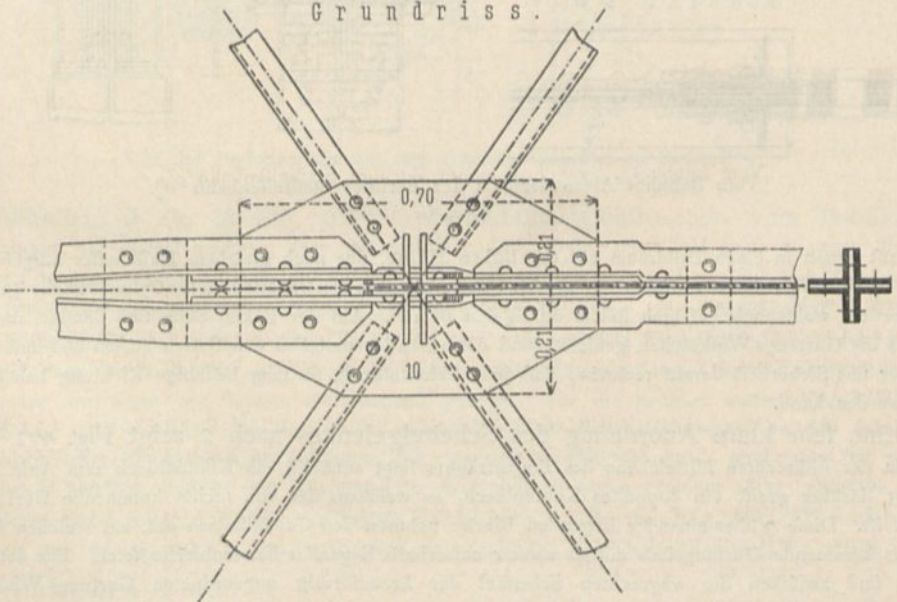
²⁵⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, Bl. 9.

Fig. 571.

Ansicht.



Grundriss.



Von der Personenhalle auf dem Centralbahnhof zu Mainz ²⁵¹).

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

Fig. 572.

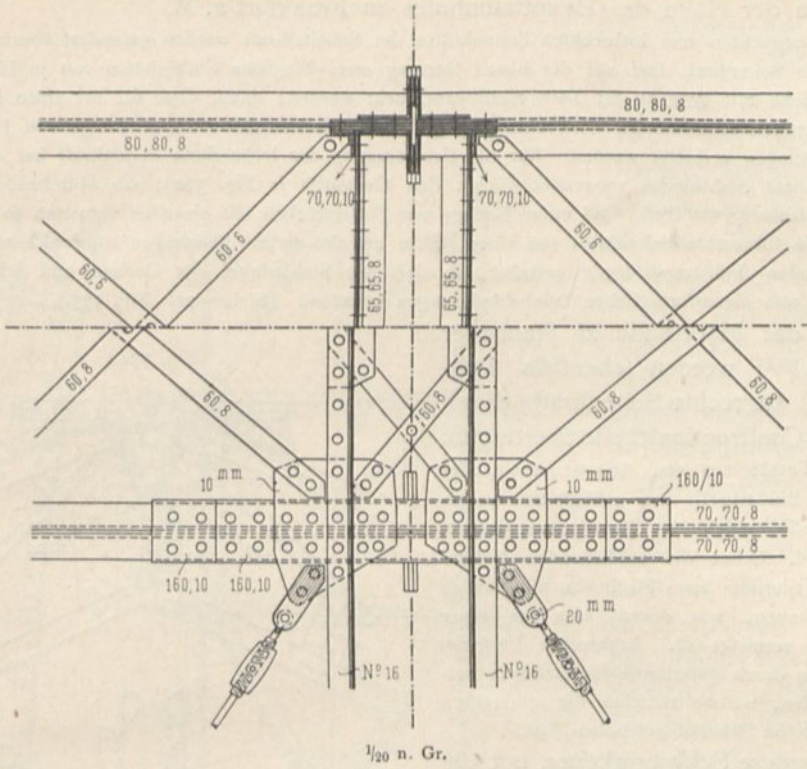
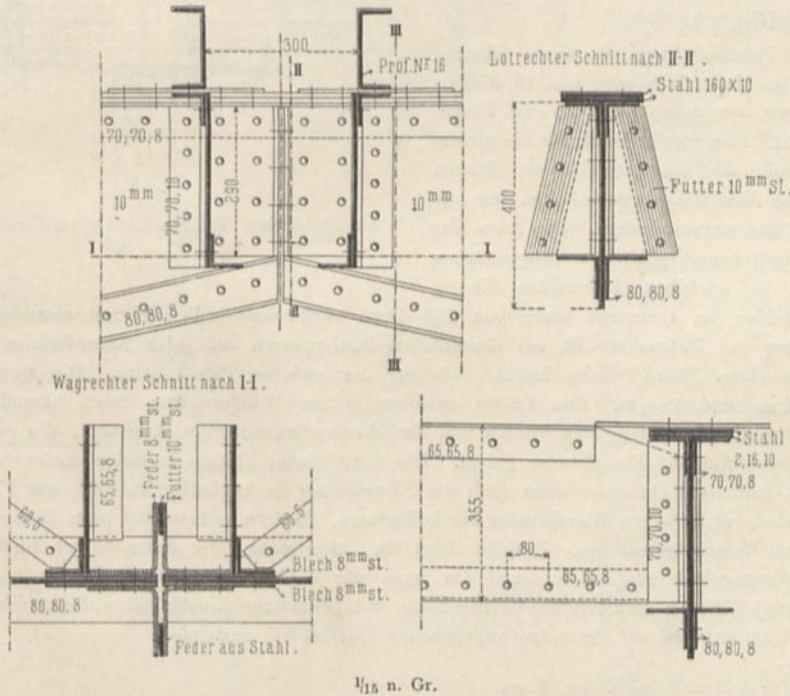


Fig. 573.



Scheitelgelenk der Perfonenhallen auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M. 260).

Für die Construction 3 bieten Fig. 572 u. 573²⁶⁰⁾ ein Beispiel, das Scheitelgelenk von der Halle des Hauptbahnhofes zu Frankfurt a. M.

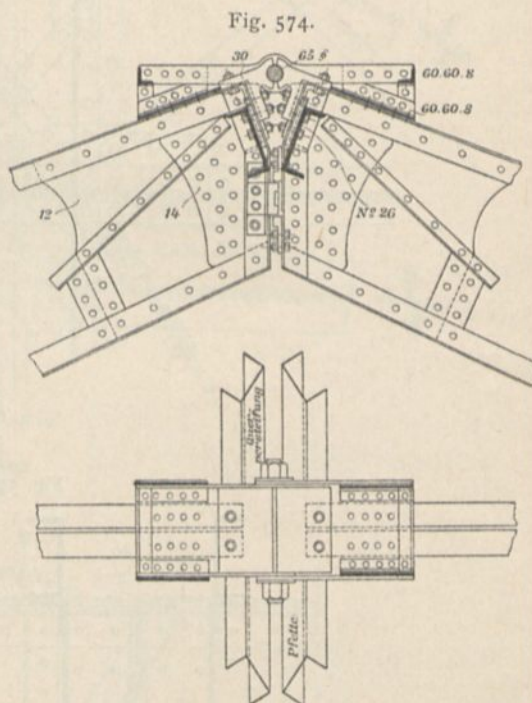
Die wagrechten und lothrechten Seitenkräfte der Scheitelkraft werden gefondert übertragen. Für die wagrechte Seitenkraft sind auf die obere Gurtung zwei biegbare Stahlplatten von je 160×10 mm genietet, welche mit 2500 kg für 1 qm meistbeansprucht werden; damit diese die für einen Bogenträger mit drei Gelenken erforderliche Winkeländerung gestatten, durften sie auf eine Länge von 11,5 cm nicht mit den Gurtungen vernietet werden. Für die Uebertragung der lothrechten Seitenkraft hat man winkelförmig gestaltete Stahlbleche verwendet (vergl. den Grundriss in Fig. 572); die abstehenden Schenkel dieser Stahlbleche (8 mm stark) sind unter Einlage von Futterstücken mit einander vernietet, so daß durch die Niete die lothrechte Seitenkraft von einer Hälfte auf die andere übertragen werden kann. Die abstehenden Enden sind trapezförmig gestaltet, so daß die Stahlwinkel das Oeffnen und Schließen der Scheitelfuge, also die erforderlichen Winkeländerungen gestatten. (Siehe auch Fig. 573.)

Bei der Markthalle zu Hannover (Fig. 574²⁶¹⁾ werden ebenfalls lothrechte und wagrechte Seitenkräfte durch besondere Constructionstheile übertragen.

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

Befondere Schwierigkeiten bot die Construction der Scheitelgelenke beim Bahnhof Friedrichstraße der Berliner Stadtbahn (Fig. 575²⁶²⁾.

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 gleichwerthigen Theile der einzelnen Binder, Pfetten u. f. w. gleiche Abmessungen zu erhalten, um die Herstellungskosten zu vermindern. Die Axen der zu einem Binderpaare gehörigen Bogenhälften liegen nicht in derselben lothrechten Ebene, sondern sie bilden im Grundriss einen von 180 Grad verschiedenen Winkel mit einander (Fig. 575). 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 bezüglichlichen Abstände sind 1,001 und 1,072 m. Die Felder zwischen je zwei Binderpaaren haben überall die gleiche Breite, was für die Herstellung der Pfetten und Zwischenconstructions wichtig war; die ganze Unregelmäßigkeit ist zwischen die Einzelbinder gelegt. Die Einzelbinder stoßen in Folge dieser Anordnung im Scheitel nicht genau auf einander, 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 Scheitelgelenk an. Dasselbe liegt im Schnittpunkt der Axen beider Binderpaarhälften und ist als Kugelgelenk ausgebildet, weil die Axen der beiden Binderfußgelenke nicht genau gleich liegen (Fig. 575). Wegen ausführlicher Beschreibung und besonderer Einzelheiten dieser sehr bemerkenswerthen Construction wird auf die unten angegebenen Quellen²⁶²⁾ verwiesen.



Scheitelgelenk der Markthalle zu Hannover²⁶¹⁾.

$\frac{1}{30}$ n. Gr.

²⁶⁰⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 332.

²⁶¹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 120.

²⁶²⁾ Nach: Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886. — Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 499 u. ff.

d) Dachbinder aus Holz und Eifen.

Als Dachbinder aus Holz und Eifen sollen solche Dachbinder bezeichnet werden, bei denen die für die Construction erforderlichen Stücke zum Theile aus Holz, zum Theile aus Eifen hergestellt sind. Diese Dachbinder wurden zuerst etwa um die Mitte unseres 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 Holz-Eisen-Dächer bilden den Uebergang 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.

215.
Uebersicht.

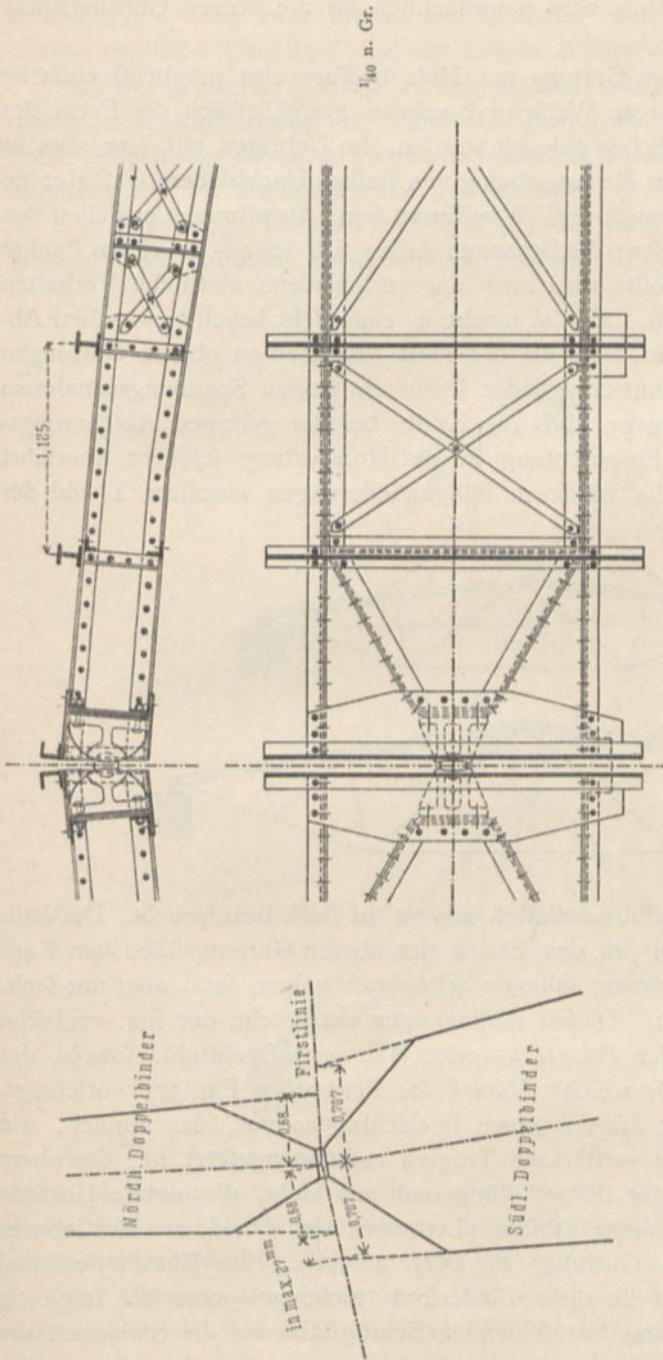


Fig. 575.

Scheitelgelenk des Bahnhofes Friedrichstraße der Berliner Stadtteifenbahn 262.

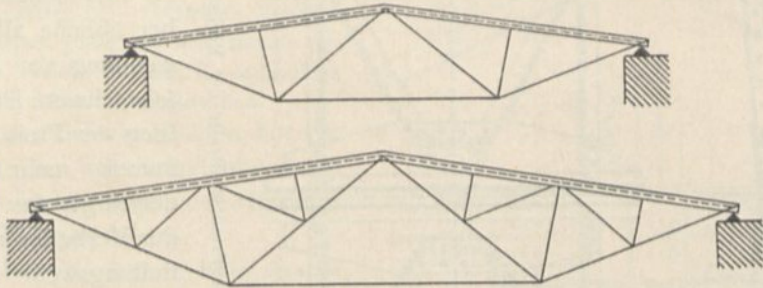
Bei diesen Dachbindern ist hauptsächlich in der Zuggurtung und in den auf Zug beanspruch-

ten 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 Gufseisen, gebildet; das Holz wird hauptsächlich für die oberen Gurtungsstäbe verwendet.

216.
Gesamt-
anordnung der
Binder.

Die Herstellung der oberen Gurtung aus Holz bedingt eine möglichst einfache Form. Deshalb ist zweckmäßiger Weise und nahezu ausschließlich die Form des Daches mit zwei ebenen Dachflächen gewählt worden. Im Uebrigen gilt hier alles in Art. 80 u. 81 (S. 100 u. 101) über die Anordnung von Balken-Dachbindern Gefagte: sie müssen geometrisch und sollten auch statisch bestimmt sein. Belastungen zwischen den Knotenpunkten sind zu vermeiden; die Stabaxen 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 beachtenswerthen Abhandlung²⁶³⁾ darauf aufmerksam, daß die aus Holz hergestellten oberen Gurtungen durch die angeschlossenen Spannwerksglieder keine einseitigen Spannungszunahmen erfahren sollten. Abgesehen davon, daß die Kräfte bei der geringen Abscherfestigkeit des Holzes in der Faserrichtung in die Holzgurtung schlecht überführt werden, würden auch durch die stärkeren Längenänderungen einzelner Theile der

Fig. 576.



Holzgurtung verschiedene Eisenstäbe entlastet, andere zu stark beansprucht. Deshalb solle das eiserne Spannwerk nur an den Enden der oberen Gurtungsstäbe (am Kopf und am First) eine in ihre Richtung fallende Seitenkraft haben, sonst aber nur senkrecht zu ihrer Richtung 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. 576 vorschlägt. Außer diesen letzteren schlägt *Marloh* einen Dreiecksbinder vor, der ähnlich, wie der *Polonceau*-Binder, aus zwei verstärkten Trägern zusammengesetzt ist; die obere Gurtung jedes dieser Einzelträger 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. 577 u. 578). 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 Holz-Eisen-Dächer mit Rücksicht auf die Kosten vorzuziehen seien. Die Ergebnisse sind die folgenden:

263) Siehe: Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 565.

1) Bei flachen Dächern und kleinen Weiten (bei einer Dachneigung $\text{tg } \alpha = \frac{1}{5}$ bis zu Weiten von etwa 15 m) sind rein eiserne Dächer vorteilhafter, als Holz-Eisen-Dächer, 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 Dreiecksbinder mit oberer Holzgurtung und eisernem parabolischem Spannwerk (Fig. 577 u. 578) am vorteil-

Fig. 577.

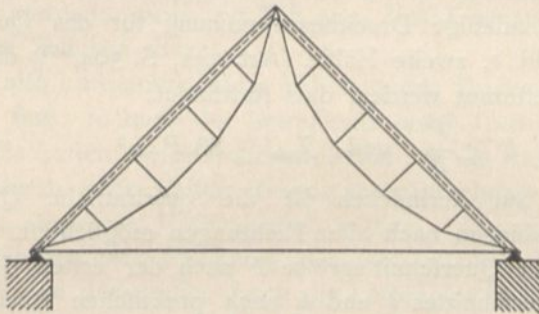
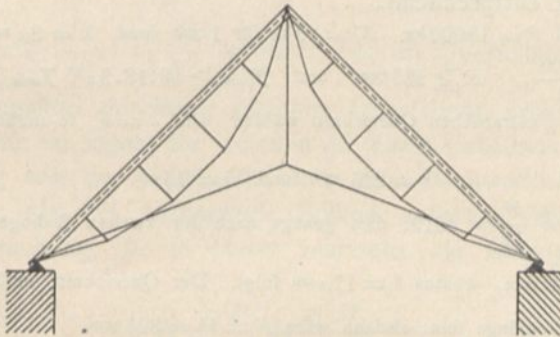


Fig. 578.



haftesten, wenn keine schweren Aufbauten auf das Dach zu setzen oder sonstige Einzellaften 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, so lange dasselbe zwischen $\frac{1}{3}$ 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 Holztheile und Eifentheile mit einander zu verbinden sind, also nur an der gedrückten Gurtung, an den gedrückten Gitterstäben und an den betreffenden Knotenpunkten.

1) Obere oder Strebengurtung.

218.
Pfeilen nur in
den Knoten-
punkten.

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

Die Querschnittsform ist rechteckig, zweckmäÙig quadratisch; je nach Bedarf ordnet man einen oder zwei neben einander liegende, gehörig in Verbindung gebrachte Balken an (Fig. 584). Die QuerschnittsgröÙe ist derart zu bestimmen, daÙ der Stab genügende Sicherheit sowohl gegen einfachen Druck, wie gegen Zerknicken bietet. Nennt man die gröÙste, 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 muÙ nach Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 341, S. 304²⁶⁴) dieses »Handbuches« der Querschnitt so bestimmt werden, daÙ stattfindet:

$$F \geq \frac{P}{K} \quad \text{und} \quad \mathcal{J}_{min} \geq 83 P \lambda_m^2 \quad \dots \quad 33.$$

Mit Rücksicht auf Zerknicken ist die quadratische Querschnittsform am günstigsten, wenn Ausbiegen nach allen Richtungen möglich ist. Man bestimmt nun am besten zunächst die QuerschnittsgröÙe 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 daÙ die zweite Gleichung erfüllt ist. Wenn dies nicht der Fall ist, so verstärkt man den Querschnitt entsprechend.

Beispiel. Es sei $P = 18000$ kg, $K = 80$ kg für 1 qcm und $\lambda = 2,2$ m; alsdann muÙ

$$F \geq \frac{18000}{80}, \quad F \geq 225 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad \mathcal{J}_{min} \geq 83 \cdot 18 \cdot 2,2^2, \quad \mathcal{J}_{min} \geq 7231$$

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

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

sein; alsdann wäre $\mathcal{J}_{min} = \frac{b^4}{12} = 4219$; dies genügt nach der zweiten Bedingung nicht; nach dieser

muÙ $\mathcal{J}_{min} = \frac{b^4}{12} = 7231$ sein, woraus $b = 17,2$ cm folgt. Der Querschnitt müÙte 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 Bedingungsgleichung, weil $\mathcal{J}_{min} = \frac{h b^3}{12}$ 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

²⁶⁴) 2. Aufl.: Art. 137, S. 116.

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 eben genannten Heft (Art. 336, S. 299²⁶⁵) 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 zumuthen dürfte, als nach obiger Formel; der Querschnitt brauchte dann nur ein \mathcal{F}_{min} zu haben, das ein Viertel des früheren beträgt. Diese Annahme aber ist zu günstig, insbesondere mit Rücksicht darauf, daß die Knotenpunkte nicht als feste Punkte angesehen werden können; die Pfetten verhindern ein Ausbiegen aus der Ebene des Binders nicht unter allen Umständen. Es empfiehlt sich deshalb, die oben angeführte Formel 33 anzuwenden. Diese Berechnungsweise kann auch gewählt werden, wenn es sich um Holz-Diagonalen handelt, deren Enden in gußeisernen Schuhen sitzen.

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 Biegungsbeanspruchungen, 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

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

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

Da der Gurtungsstab durchweg gleichen Querschnitt erhält, so ist derjenige Querschnitt zu Grunde zu legen, für welchen M seinen Größtwerth hat. Man kann bei dieser Rechnung von der Continuität über dem Fachwerkknoten absehen und die einzelnen Stäbe als frei aufliegende Balken 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 Werthe angemessene sind; anderenfalls verbessere man durch Annahme eines neuen Werthes für F .

Beispiel. In einem Stabe der oberen Gurtung eines Dachbinders herrscht in Folge seiner Zugehörigkeit zum Fachwerk ein größter Druck $P' = 14500$ kg. In der Mitte seiner Länge, die (in der Dachschräge gemessen) $4,5$ m beträgt, befindet sich eine Pfette, auf welche ungünstigstenfalls ein Winddruck $W = 700$ kg, so wie eine lothrechte Last von Schnee und Eigengewicht $G_1 + S = 1000$ 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 $(G_1 + S) \cos \alpha = 895$ kg und eine in die Axe fallende gleich $(G_1 + S) \sin \alpha = 447$ kg. Auf den Balken

219.
Pfetten
auch zwischen
den Knoten-
punkten.

wirkt also senkrecht zu seiner Axe und in seiner Mitte ungünstigstenfalls die Kraft $700 + 895 = 1595 \text{ kg}$, wofür abgerundet 1600 kg gesetzt wird. Das größte hierdurch erzeugte Moment ist $M = 800.225 = 180000 \text{ Kilogr.-Centim.}$

Die größte Axialkraft beträgt $14500 + 447 = 14947 \text{ kg}$, wofür abgerundet $P = 15000 \text{ kg}$ gesetzt wird. Nun sei die zulässige Beanspruchung $K = 100 \text{ kg}$ für 1 qcm ; alsdann lautet die Bedingungsgleichung für den Querschnitt:

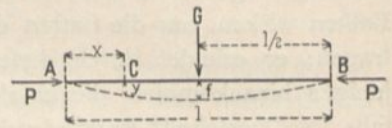
$$100 = \frac{15000}{F} + \frac{180000.6}{Fh}.$$

Nimmt man veruchsweise $F = 300 \text{ qcm}$ an, so ergibt sich $h = 72 \text{ cm}$, ein unbrauchbarer Werth. 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, $b = \frac{500}{31} = \approx 17 \text{ cm}$. Sonach würde ein Querschnitt von $17 \times 31 \text{ cm}$ genügen.

220.
Genauere
Berechnung.

Die vorstehende Berechnung ist eine Annäherungsrechnung, welche allerdings in den meisten Fällen genügen dürfte. 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 bequemeren Behandlung wegen ist in Fig. 579 die Balkenaxe wagrecht gezeichnet.

Fig. 579.



Der Anfangspunkt der Coordinaten liege in A und die Durchbiegung im Punkte C mit der Abscisse 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 Linie ²⁶⁶⁾ 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,

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

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

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

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

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

und

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

²⁶⁶⁾ Diese Gleichung gilt zunächst nur bis zur Balkenmitte. Da aber die Curve symmetrisch zur Mitte verläuft, so genügt die Untersuchung bis zur Mitte.

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.

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

fomit

$$f = \beta \left(\frac{1}{a} \operatorname{tg} \frac{al}{2} - \frac{l}{2} \right) \dots \dots \dots 34$$

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

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

Mit dem foeben gefundenen Werthe für f erhält man

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

$$M_{\text{mitte}} = \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \dots \dots \dots 35.$$

Die größte im meist gefährdeten Querschnitt stattfindende Beanspruchung ist demnach

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

Die Bedingungsgleichung für den Querschnitt ist fomit

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{P}{bh} + \frac{6}{bh^2} \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \\ K &= \frac{P}{F} + \frac{6}{Fh} \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{al}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 36.$$

Man wird zweckmäfsig zuerst M_{mitte} bestimmen und dann $F = bh$ annehmen, aus der Gleichung 36 die Querschnittsabmessung h (wie oben) ermitteln und sehen, ob die Werthe für b und h angemessen sind; anderenfalls verbessere man durch Annahme eines neuen Werthes für F .

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

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

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

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

$$M_{\text{mitte}} = \frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{a l}{2} \right) = \frac{1600}{2} 658 \cdot 0,356 = 187\,200 \text{ kgcm.}$$

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

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

Nunmehr lautet die Bedingungsgleichung für die Querschnittsbildung

$$K = \frac{15000}{F} + \frac{6}{F h} \left[\frac{G}{2a} \operatorname{tg} \left(\frac{a l}{2} \right) \right] = \frac{15000}{F} + \frac{6}{F h} 187\,200.$$

Mit $h = 30$ cm und $K = 100$ kg wird

$$F = \frac{15000}{100} + \frac{6}{100 \cdot 30} 187\,200 = 150 + 374 = 524 \text{ qcm}$$

und

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

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

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

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

$$M_{\text{mitte}} = \frac{1600 \cdot 600}{2} 0,394 = 189\,120 \text{ kgcm}, \quad \beta = 0,053 \quad \text{und} \quad f = 0,053 (600 \cdot 0,394 - 225) = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm};$$

$$F = \frac{15000}{100} + \frac{6}{100 \cdot 30} 189\,120 = 150 + 378 = 528 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad b = \frac{528}{30} = \approx 18 \text{ cm.}$$

Der Querschnitt 20×30 cm genügt also jedenfalls.

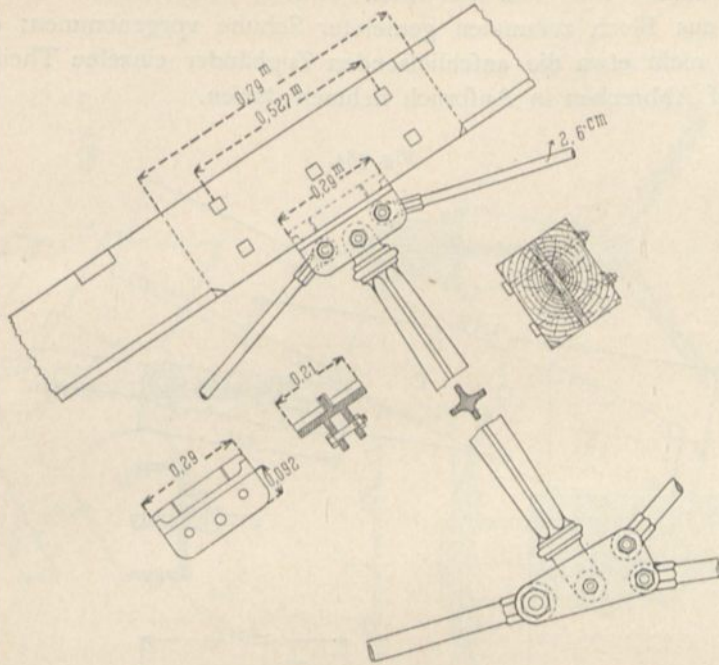
2) Auf Druck beanspruchte Gitterstäbe; Knotenpunkte.

Die auf Druck beanspruchten Gitterstäbe werden aus Holz, Gufseifen oder Schweifseifen hergestellt. Holz erhält rechteckigen (bzw. quadratischen) Querschnitt und Gufseifen kreis- oder kreuzförmigen Querschnitt (Fig. 580); auch setzt man wohl an den Kreisquerschnitt Kreuzarme. Bei den aus Gufseifen hergestellten Stäben kann man den Querschnitt auch leicht nach der Stabmitte hin vergrößern, wodurch man größere Sicherheit gegen Zerknicken erhält. Von den schweifseiferne Gitterstäben gilt das in Art. 173 bis 175 (S. 237) Gefagte. 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 stehende Symmetrieachsen mit gleich großen Trägheitsmomenten hat, so sind alle Trägheitsmomente gleich groß und die Querschnittsform am günstigsten.

Die allgemeine, in Art. 179 (S. 242) angegebene Regel für die Bildung der Knotenpunkte. Knotenpunkte ist auch hier zu beachten, d. h. die Axen der an einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe sollen einander möglichst in einem Punkte schneiden.

Fig. 580.

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



Von
der Central-
Markthalle
zu
Wien²⁶⁷⁾.

Fig. 581²⁶⁸⁾.

$\frac{1}{2}$ n. Gr.

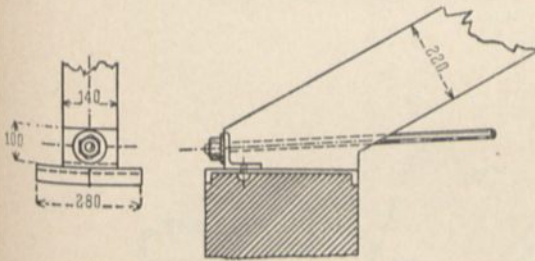


Fig. 582²⁶⁸⁾.

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

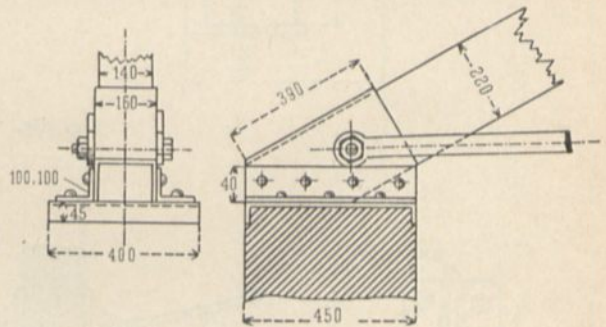
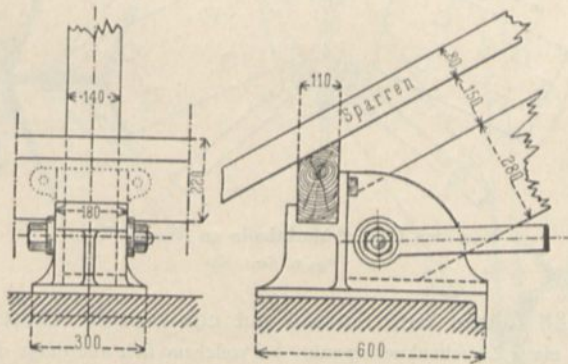


Fig. 583²⁶⁸⁾.

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



²⁶⁷⁾ Nach: WIST, a. a. O., Band I., Bl. 24, 25.

²⁶⁸⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1884, Pl. 38, 39.

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

Fig. 584.

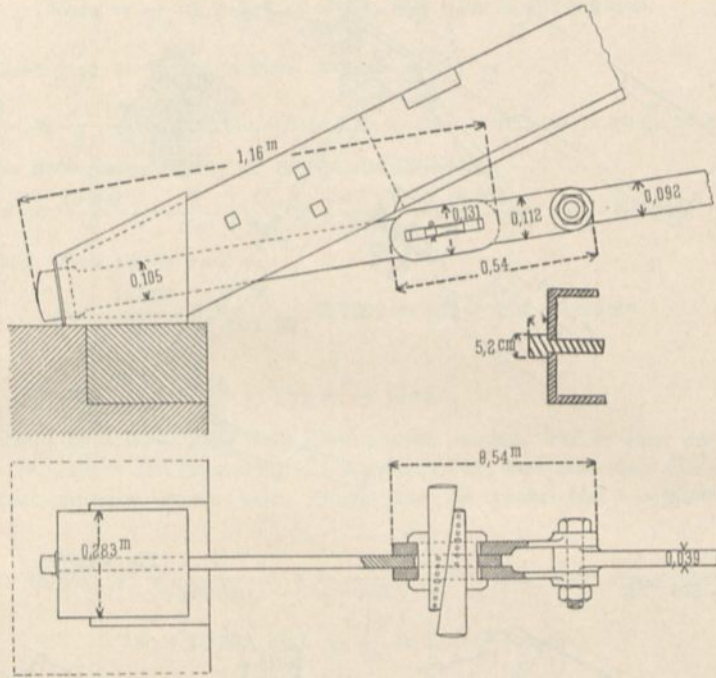
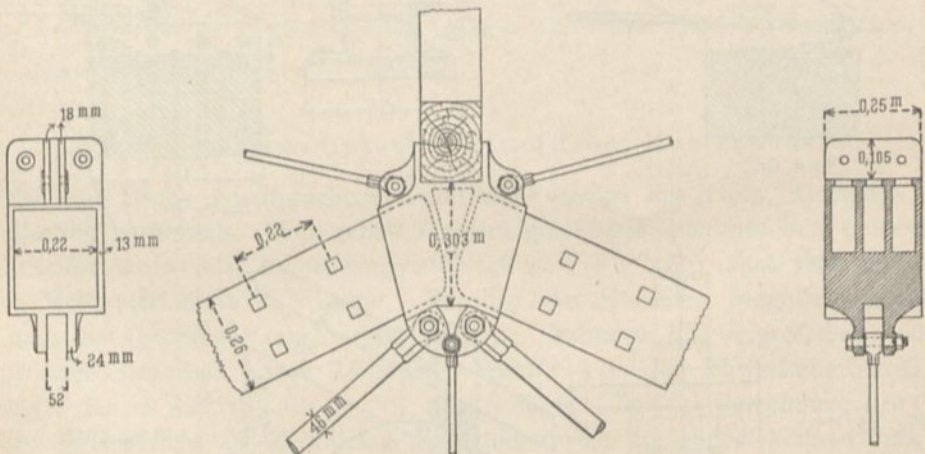


Fig. 585.



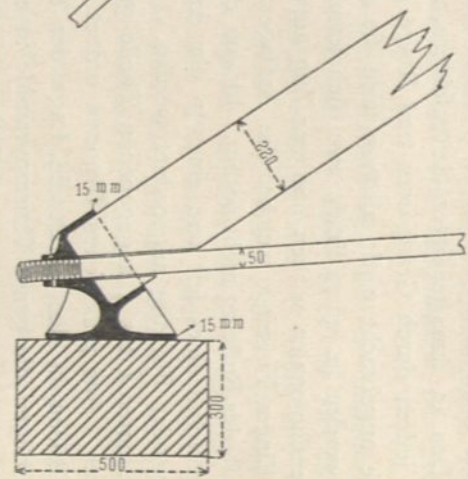
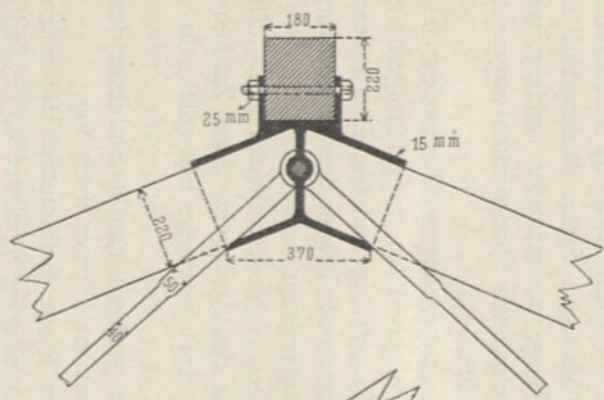
Von der Central-Markthalle zu Wien²⁶⁷⁾.

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

Fig. 580 bis 588 führen eine Anzahl gut konstruierter Knotenpunkte vor.

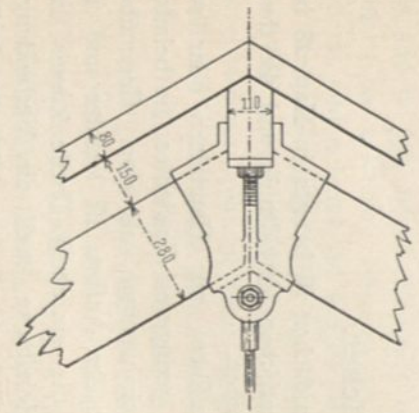
Fig. 580²⁶⁷⁾ zeigt einen Zwischenknotenpunkt, bei welchem sich allerdings die Axen der Zugbänder nicht auf der Axe des oberen Gurtungsstabes schneiden. Fig. 581 bis 584²⁶⁷⁾ geben Auflager-Knotenpunkte. Bei Fig. 581 ist ein Schuh überhaupt nicht verwendet; der untere als Rundeisen konstruirte Gurtungsstab ist durch das Ende des oberen Holz-Gurtungsstabes gesteckt. Fig. 582 zeigt einen aus

Fig. 586²⁶⁹⁾.



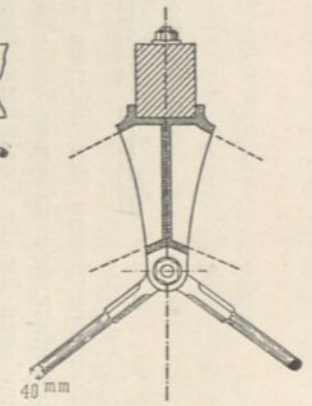
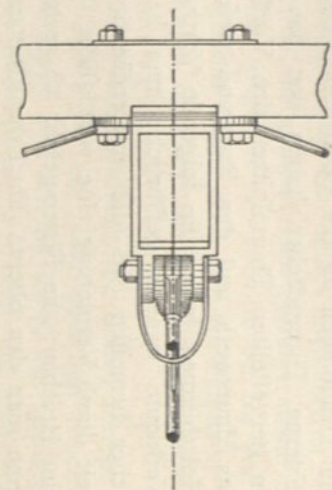
1/20 n. Gr.

Fig. 587²⁶⁸⁾.



1/20 n. Gr.

Fig. 588.



1/20 n. Gr.

Von einem Locomotivschuppen der Berlin-Hamburger Eisenbahn²⁷⁰⁾.

Schweißeisenblech zusammengenieteten Schuh. In Fig. 583, 584 u. 586 (unterer Theil ²⁶⁹) sind gusseiserne Schuhe verwendet. In Fig. 585 bis 588 sind endlich eine Anzahl von Firft-Knotenpunkten dargestellt, welche nach dem Vorstehenden ohne weitere Erläuterung verständlich sein dürften.

Einige weitere Knotenpunkte für Holz-Eisen-Dächer folgen im nächsten Kapitel.

30. Kapitel.

Eiserne Thurmdächer.

^{223.}
Allgemeines.

Die Gesamtanordnung der eisernen Thurmdächer ist bereits in Kap. 28 behandelt; insbesondere sind an jener Stelle die statischen Verhältnisse und die theoretischen Grundlagen für die Construction besprochen.

Eiserne Thurmdächer haben vor den massiven, aus Hausteinen oder aus Ziegeln hergestellten Thurmspitzen den Vortheil geringeren Gewichtes; sie belasten also das Mauerwerk und den Baugrund wesentlich weniger, als jene. Gegenüber den Holzthürmen haben sie folgende Vortheile: der Aufbau ist leichter und für die Werkleute weniger gefährlich; man kann die einzelnen Theile 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 Feuersgefahr ist geringer, als bei den Holzthürmen. Endlich kann man den oberen Theil des Helmes, etwa das obere Drittel, im Inneren des unteren Thurms theiles 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 Thurmhelme werden mit dem Thurmmauerwerk verankert.

Das Fachwerk des eisernen Thurmhelms besteht aus folgenden Theilen:

^{224.}
Theile eiserner
Thurmhelme.

1) Den Gratparren, welche von den Auflagern oder von besonderen Giebelspitzen aus (Fig. 356 u. 379, S. 153 u. 178) bis zur Spitze laufen und an dieser mittels einer verhältnismässig kurzen Helmstange mit einander vereinigt werden.

2) Den Ringen, welche, zwischen den einzelnen Stockwerken wagrecht herumlaufend die Gratparren mit einander verbinden.

3) Den in den geneigten Seitenfeldern angeordneten Diagonalen; es genügt, wenn in jedem durch Gratparren und Ringe gebildeten trapezförmigen Felde eine Diagonale angebracht wird; alsdann wird sie auf Zug und auf Druck beansprucht. Oder es werden in jedem Felde zwei sich kreuzende Diagonalen angebracht, welche wie Gegendiagonalen wirken und nur Zug aufnehmen.

4) Einem Fußring, welcher die Auflager verbindet. Wenn alle Auflager fest sind, so ist der Fußring nicht nöthig. Ist von den Auflagern, deren Zahl eine gerade ist, abwechselnd eines fest und eines in der Auflagerebene beweglich, so muß der Auflager- oder Fußring angeordnet werden.

Die unter 1 bis 4 angegebenen Theile genügen für die Stabilität des Thurmfachwerkes. Aus praktischen Gründen ordnet man ferner noch folg.

5) Böden in den durch die Lage der Ringe bestimmten Höhen an. Diese Böden zerlegen die ganze Thurmpyramide in einzelne Stockwerke; sie sind erforder-

²⁶⁹) Nach: Deutsches Bauhandbuch, Bd. II, Halbbd. 1. Berlin 1880. S. 170.

²⁷⁰) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1862, Bl. 65.

lich, um den Thurm besteigen zu können, und zum Anbringen der Treppen. Für die Stabilität des Fachwerkes sind sie nach Früherem nicht erforderlich, wenn alle Gratsparren bis zu den Auflagern hinabgehen. Bezüglich des Bodens in der Höhe der als Auflager dienenden Giebelspitzen wird auf Art. 122 (S. 153) u. 130 (S. 172) verwiesen.

Für die Dachdeckung sind Pfetten oder Sparren anzuordnen. Erstere können in kleineren lothrechten Abständen herumlaufend die Dachdeckung sofort aufnehmen; Fig. 589 u. 599 zeigen Beispiele dieser Anordnung, bei welcher auf jedes Stockwerk 3 bis 5 Pfetten kommen; die Pfetten in Fig. 589 sind $0,925\text{ m}$ von einander entfernt und nehmen die Kupferwellblechdeckung auf. Dachschalung auf den Grat- und Zwischensparren zeigt Fig. 613.

Die eisernen Thurmhelme sind meistens achtseitige Pyramiden; das die Grundfläche bildende Achteck kann ein gleichseitiges oder ein solches mit kürzeren Schrägseiten sein. Die Grate gehen entweder bis zur gemeinsamen Auflagerebene hinab; alsdann sind 8 Auflager vorhanden. Oder es gehen nur 4 Grate bis zur Auflagerebene hinab, während die zwischenliegenden Grate sich auf Giebelspitzen (nach Fig. 356) setzen. Es kommen auch Thürme vor, bei welchen alle Gratsparren sich auf Giebel setzen (siehe Fig. 379, S. 173).

Die Stockwerkshöhen, in welche die Pyramide durch die Böden zerlegt wird, nehmen von den Auflagern nach der Spitze zu ab. Die untersten Stockwerke haben, je nach der unteren Breite, eine Höhe von $3,5$ bis $4,0\text{ m}$, bei großen Abmessungen der Grundfläche bis zu $5,0\text{ m}$; nach oben zu nimmt die Höhe bis auf $2,5\text{ m}$ ab.

Beim Thurmhelm der katholischen Pfarrkirche zu Harfum mit einer unteren Helmbreite von $7,5\text{ m}$ und einer theoretischen Gesamthöhe von $22,0\text{ m}$ betragen die einzelnen Stockwerkshöhen von unten nach oben bezw. $3,4$, $3,0$, $3,0$, $2,5$, $2,5$, $2,0$, $2,0$ und $3,6\text{ m}$; die letztere Höhe entspricht dem obersten, nicht mehr mit Diagonalen in den Seitenfeldern versehenen Theile.

Beim Thurmhelm der St. Petri-Kirche zu Hamburg mit $11,5\text{ m}$ unterer Breite und 58 m Höhe nehmen die Stockwerkshöhen von $4,0$ bis auf $2,5\text{ m}$ ab.

Da das Thurm-Fachwerk ohne die Böden stabil ist, so kann man dieselben so construiren, wie es dem praktischen Bedürfnisse am besten entspricht. Vielfach werden sie — wohl nach dem Vorbild der *Moller'schen* Holzthürme (siehe Art. 123, S. 158) — aus je zwei einander unter rechten Winkeln schneidenden parallelen Balken gebildet; die vier Balken laufen nach den Eckpunkten des Achteckes (siehe Fig. 363 b, S. 159).

Wenn der obere Theil des Thurmes innerhalb des unteren zusammengebaut und nachher im Ganzen gehoben werden soll, so muß die Form der Böden so gewählt werden, daß Aufbau und Hebung möglich sind: es muß also in allen Böden des unteren Theiles ein innerer Raum, ein »freies Profil«, für den Durchgang des oberen Theiles frei gehalten werden, welcher etwas größer ist, als der unterste Boden des zu hebenden Theiles. Der Boden, auf welchem der Zusammenbau der Spitze erfolgt, muß sehr stark sein, genügend kräftig, um das ganze Gewicht der Spitze nebst den beim Zusammenbau erforderlichen weiteren Belastungen zu tragen.

Beim Thurm der St. Katharinen-Kirche zu Osnabrück hat man diesen Boden durch zwei Paare von sich im Grundriß unter rechtem Winkel kreuzenden Parabelträgern hergestellt. In Fig. 595²⁷¹⁾ sind dieselben mit *H*, bezw. *J* bezeichnet; die beiden Trägerpaare überkreuzen sich in den Punkten *IV* und *IV'*,

271) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, Bl. 865 bis 868.

Fig. 589.

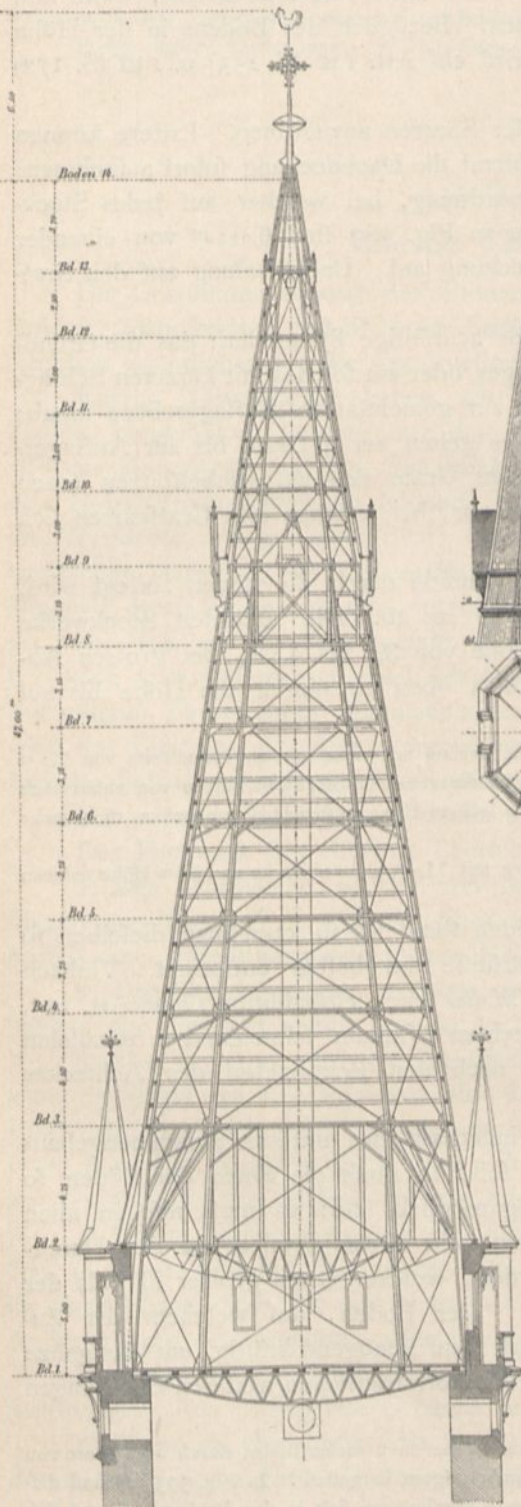
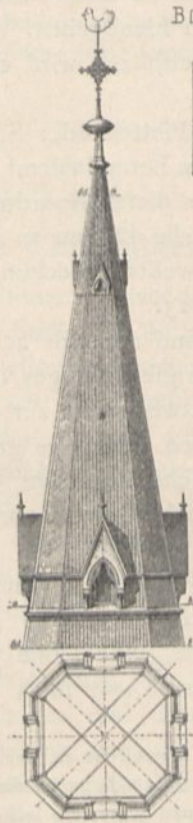
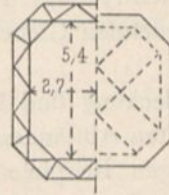


Fig. 590.



Boden 7 Boden 8



Boden 12 Boden 13

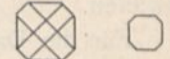


Fig. 592.

Boden 5 Boden 6

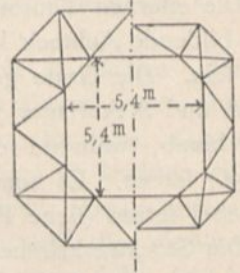
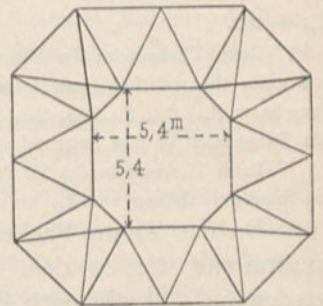


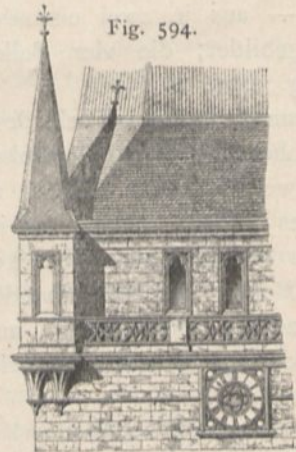
Fig. 593.

Boden 3



1/300 n. Gr.

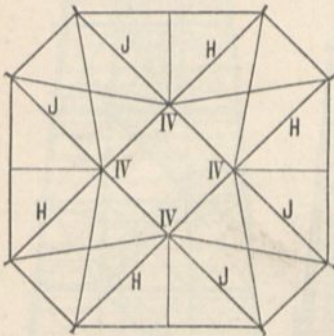
Fig. 594.



Vom Thurmhelm der St. Katharinen-Kirche zu Osnabrück 271).

wie dies auch in Fig. 589 ersichtlich ist. Die weiter oben folgenden Böden sind mit Rücksicht auf das eben erwähnte Heben der Spitze mit einem inneren, frei bleibenden Achteck construiert; eine Anzahl derselben ist in Fig. 591 bis 593 dargestellt.

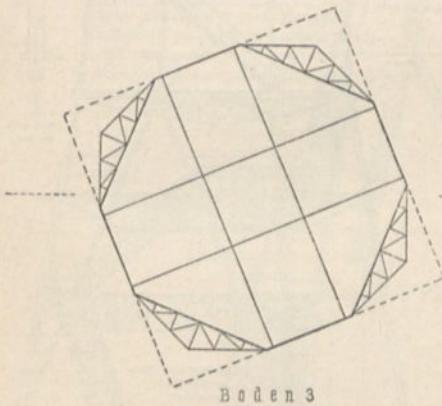
Fig. 595.



Boden 2

Von der St. Katharinen-Kirche zu Osnabrück²⁷¹⁾.
1/1000 n. Gr.

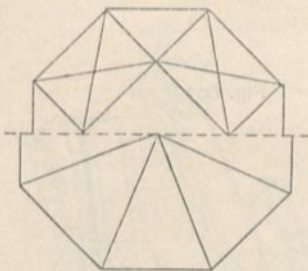
Fig. 596.



Boden 3

Fig. 597.

Boden 5



Boden 4

Vom Thurmbau St. Petri zu Hamburg²⁷²⁾.
1/1000 n. Gr.

Der untere Theil reicht bis einschliesslich Boden 8; die Gratparren desselben sind zunächst mit einigen Theilen ihres Querschnittes (einem Winkeleisen und dem Stehblech) bis zu Böden 9 weitergeführt; dann ist die Hebevorrichtung in der Höhe des Bodens 8 befestigt. Die Spitze bestand aus dem oberhalb des Bodens 9 liegenden pyramidalen Theile des Thurmes und einem prismatischen Stücke zwischen Boden 9 und Boden 8; die 8 Pfosten dieses letzteren Stückes waren einfache Winkeleisen ($6,5 \times 6,5 \times 0,8$ cm), dieselben, welche am pyramidalen Stück zwischen den Böden 8 und 9 noch fortgelassen waren. Nach Hebung der Spitze wurden beide Theile in der Höhe des Bodens 9 durch Verlasten der Gratparren mit einander verbunden und darauf die Schrägstäbe in den Seitenfeldern des Stockwerkes zwischen den Böden 8 und 9 eingezogen. Die Hebung erfolgte mittels 8 Hebeladen; das Gefammtgewicht der zu hebenden Spitze betrug etwa 4500 kg.

Aehnlich sind die Böden beim St. Petri-Thurm in Hamburg hergestellt (Fig. 596 bis 603²⁷²⁾. Im unteren Theile des Thurmes, bis einschliesslich Boden 9, bestehen sie aus zwei sich rechtwinkelig kreuzenden Trägerpaaren, von denen das eine Paar Hauptträger, das andere Paar Träger zweiter Ordnung ist, und die in den verschiedenen Stockwerken ihre Richtung wechseln (Fig. 599); das mittlere Quadrat dient zur Durchführung der Treppenanlage; in den anderen Rechtecken sind Diagonalkreuze zur Aussteifung angebracht (Fig. 597). Boden 4 ist mit 8 radialen Balken (Fig. 597) construiert. Im oberen Theile des Thurmes, von Boden 10 bis 16, bestehen die Böden aus einem inneren, achteckigen Ringe von Blechträger-Querschnitt, der durch 8 radiale Stichbalken mit dem äusseren Ringe und den Gratparren verbunden ist; die trapezförmigen Felder der Böden sind durch Diagonalkreuze versteift. In den inneren, frei bleibenden achteckigen Raum ist die Wendeltreppe eingebaut; über Boden 16 hören die Treppenanlage und der Aufbau in Stockwerken auf. In dem für die Wendeltreppe offen gelassenen Raume wurde die Spitze der Thurmpyramide (11,5 m zwischen Boden 18 bis zur theoretischen Spitze hoch) mit einem prismatischen, 5,0 m hohen Theile zusammengebaut und nachher im Ganzen gehoben (vergl. die kleine Ansicht des ganzen Thurmes in Fig. 599).

Bei kleinen und niedrigen Thürmen vereinfacht sich die Anordnung wesentlich.

Beispiele für solche kleine Thürme sind in Fig. 604 u. 608 vorgeführt und ohne Weiteres verständlich; die Einzelheiten der Construction an der Spitze, an den Auf-

²⁷¹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1883, Bl. 37, 38, 39.

Handbuch der Architektur. III. 2, d.

Fig. 598.

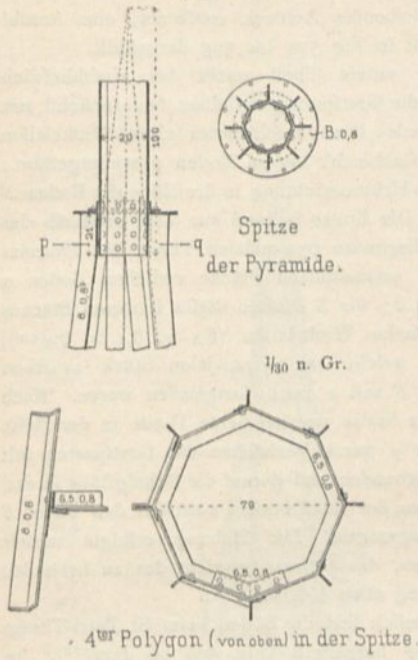


Fig. 600.

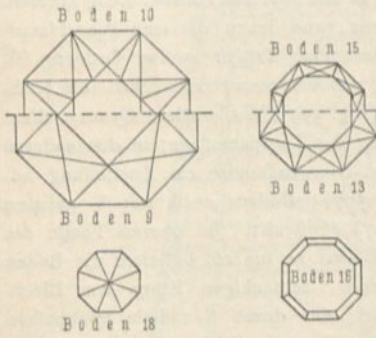
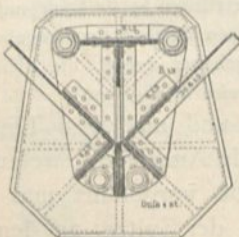


Fig. 601.



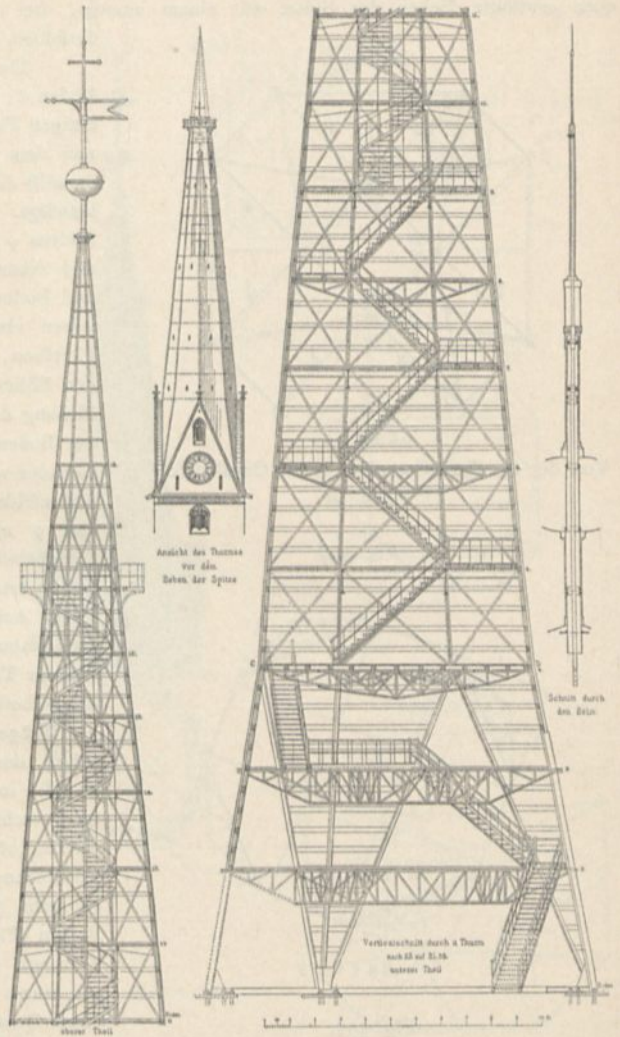
Fig. 602.



Auflagerplatte.

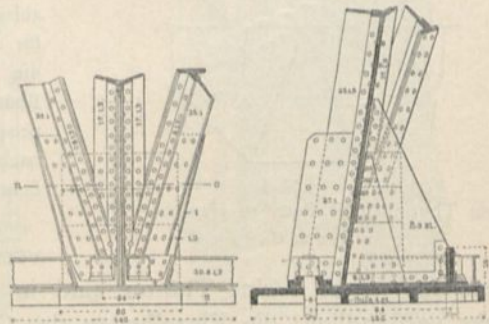
1/50 n. Cr.

Fig. 599.



1/400 n. Gr.

Fig. 603.

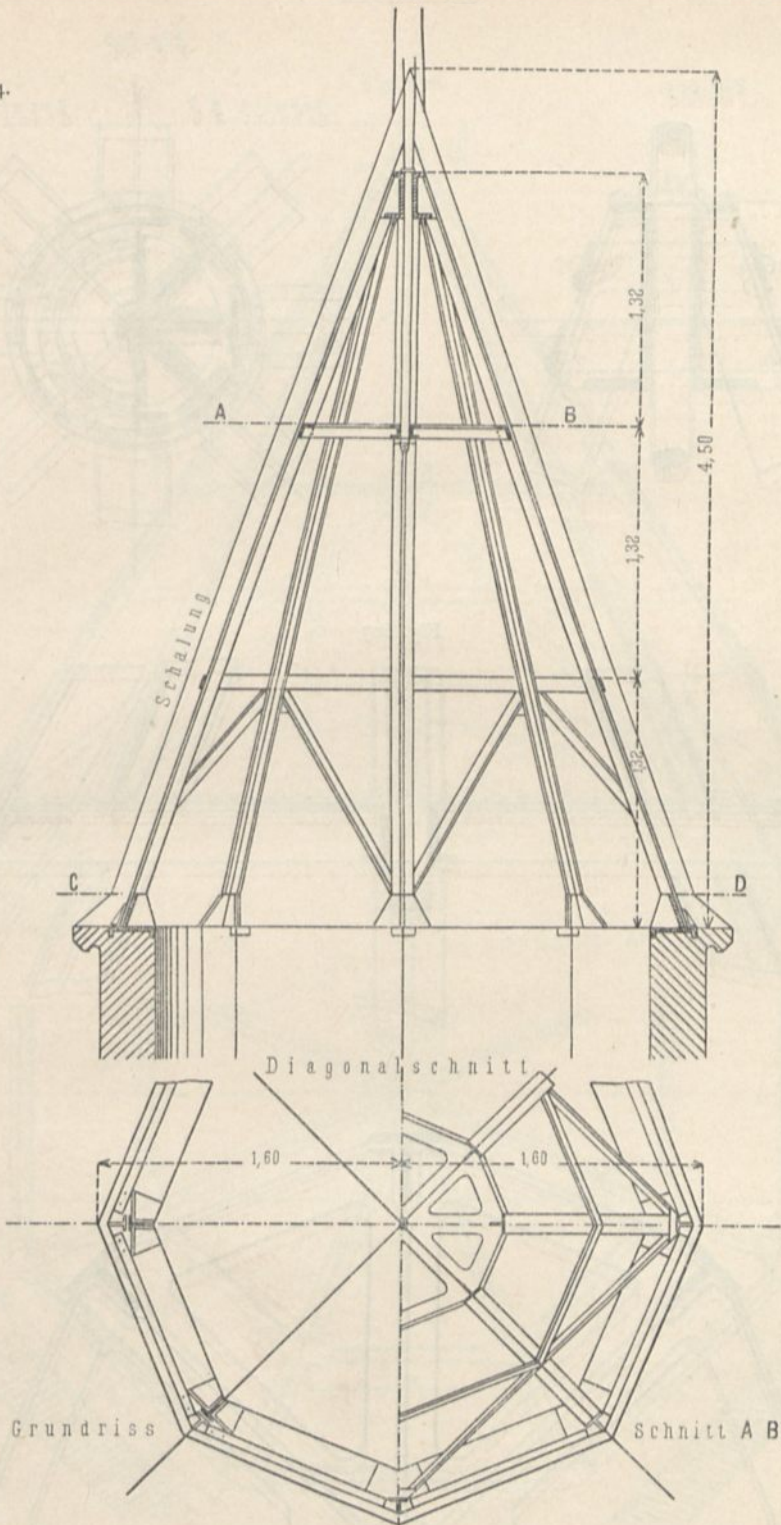


Fuß der Pyramide.

Vom Thurmbau St. Petri zu Hamburg 272).

Fig. 604.

1/40 n. Gr.



Vom Treppenturm der Kirche zu Sachsenhausen.

Fig. 605.

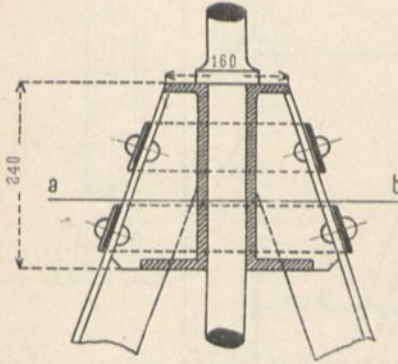


Fig. 606.

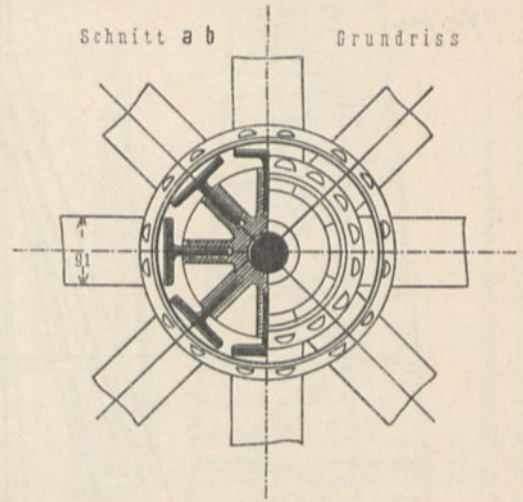
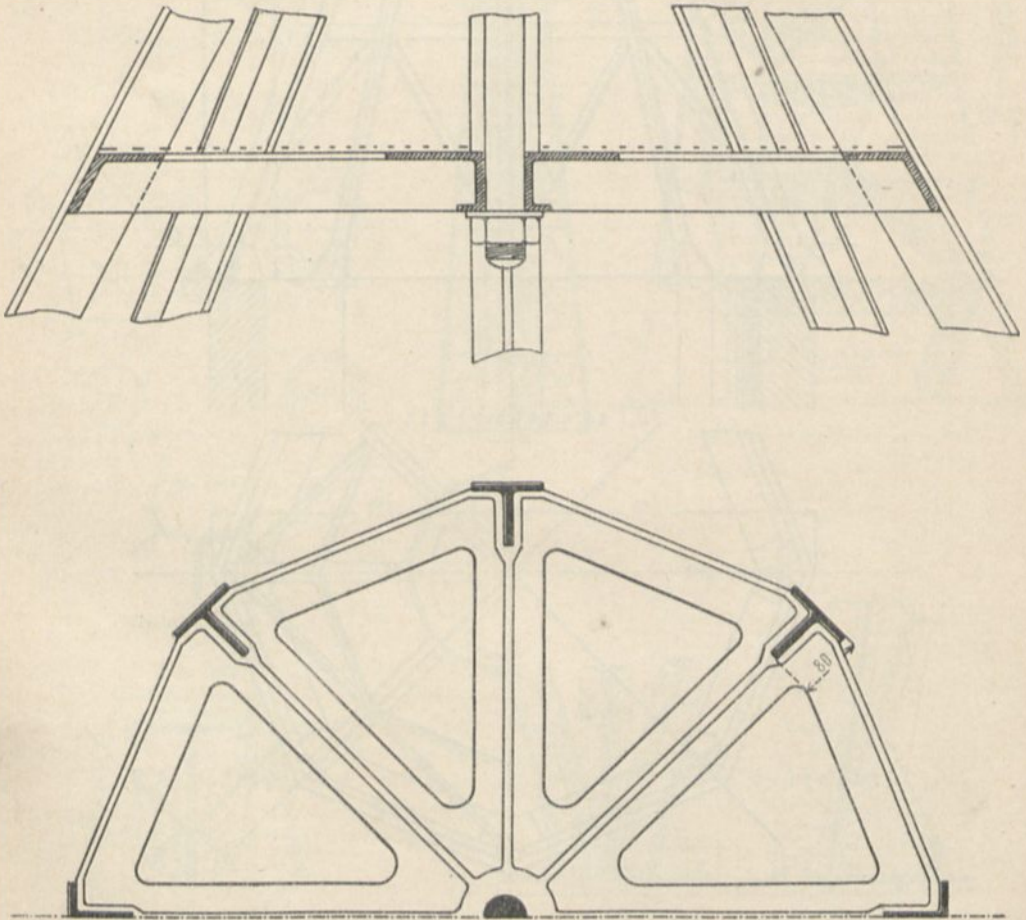


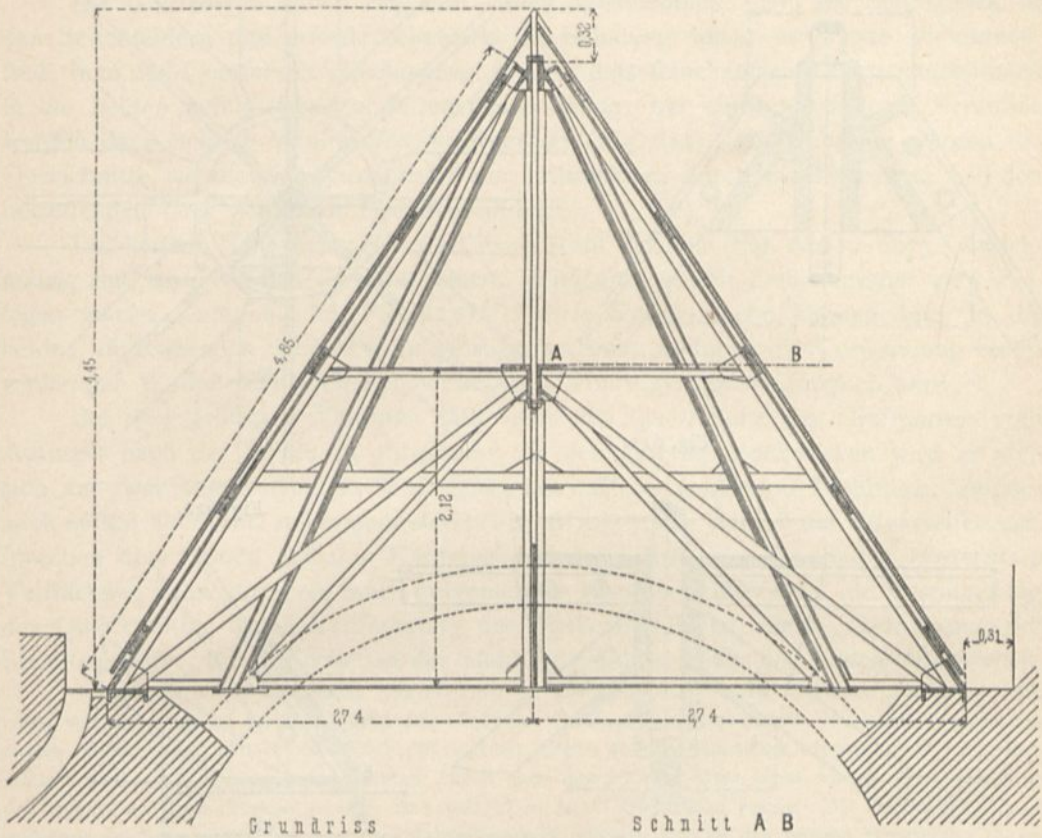
Fig. 607.



Vom Treppenthurm der Kirche zu Sachsenhausen.

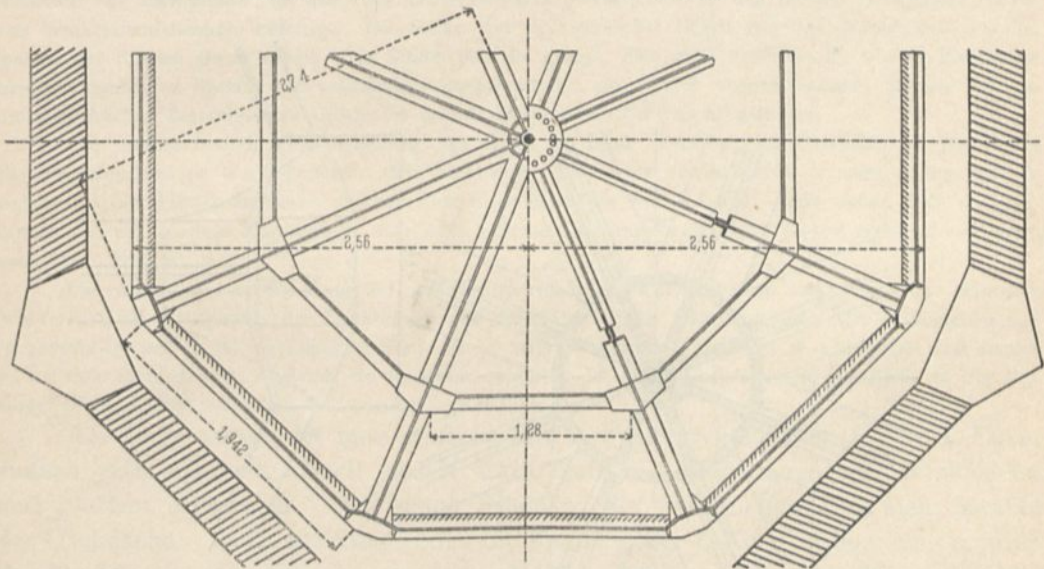
$\frac{1}{10}$ n. Gr.

Fig. 608.



Grundriss

Schnitt A B



Vom Thurm der Kirche zu Sachfenhaufen.

Fig. 610.

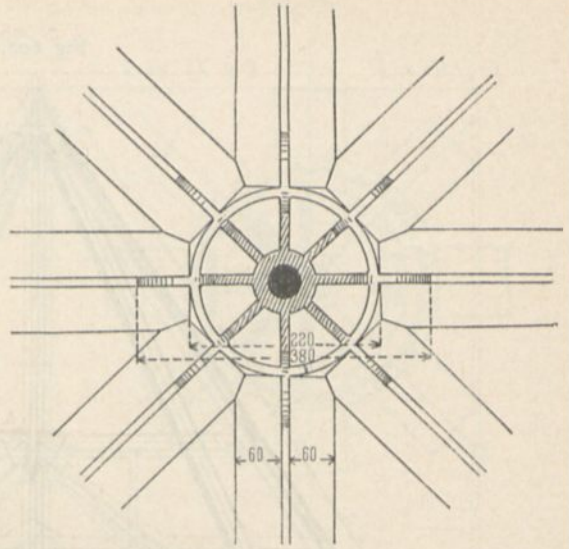


Fig. 609.

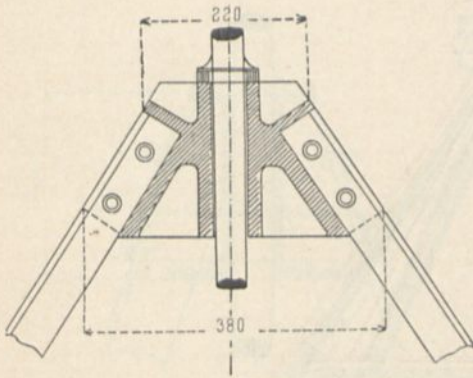


Fig. 611.

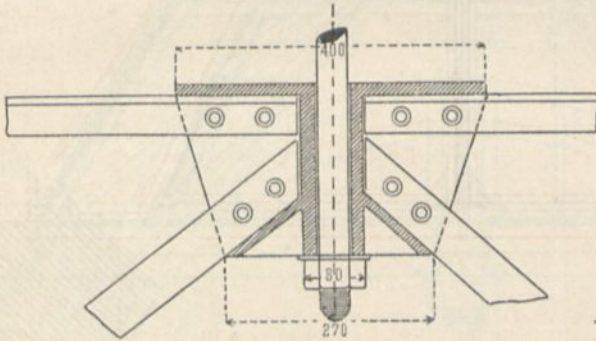
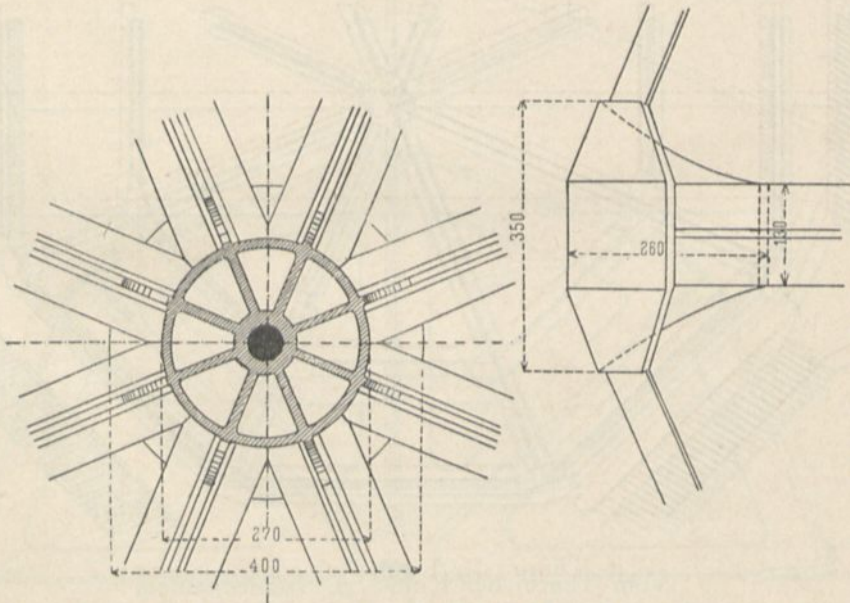
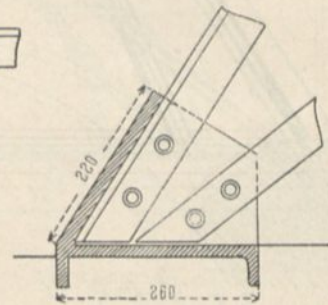


Fig. 612.



Vom Thurm der Kirche zu Sachfenhausen.

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

lagern und am unteren Ende der Helmftange zeigen Fig. 605, 606, 607, 609, 610, 611 u. 612.

Die Gratsparren haben Zug und Druck aufzunehmen. Um die Schrägfläbe in den Seitenfeldern und erforderlichenfalls die Schalung leicht anbringen zu können, stellt man den Querschnitt zweckmäfsig so her, dafs feine äufseren Begrenzungslinien in die beiden anschliessenden Seitenebenen fallen; bei einer achtseitigen Pyramide werden dann schiefe Winkeleifen erforderlich (Fig. 614). Im Uebrigen werden die Querschnitte wo möglich symmetrisch zur lothrechten, durch die Thurmaxe und den betreffenden Grat gehenden Ebene gebildet.

Bei kleinen Thürmen verwendet man wohl T-Eisen (Fig. 606 u. 607). Zweckmäfsig sind zwei Winkeleifen mit einem genügend weiten Zwischenraum zum Einlegen zweier Knotenbleche (Fig. 613²⁷³); diese Knotenbleche können dann in die beiden angrenzenden Seitenebenen gebogen werden, wodurch die Verwendung rechtwinkliger Winkeleifen auch bei achtseitigen Thurmpyramiden möglich wird.

Bei den gröfseren Thürmen läfst man den Querschnitt der Gratsparren vom Auflager nach der Spitze zu abnehmen; in den unteren Stockwerken wird er vielfach aus zwei schiefwinkligen Winkeleifen mit zwischengenietetem Stehblech, welches nach aufsen übersteht, zusammengesetzt (Fig. 618²⁷¹); die Winkel der Winkeleifen entsprechen dem halben äufseren Kantenwinkel der achtseitigen Pyramide. Die weitere Verstärkung kann durch ein innen aufgenietetes Blech erzielt werden, die Verringerung des Querschnittes durch Veränderung der Winkeleifenstärke, durch Veränderung der Stehblechmafsse, durch Fortlassen des Stehbleches, bezw. eines der beiden Winkeleifen.

So nehmen beim Kirchthurm von St. Petri in Hamburg die Winkeleifenstärken von oben nach unten von 0,8 cm bis zu 1,3 cm zu; ganz oben bestehen die Sparren nur aus einem Winkeleifen, dann aus zweien; weiter unten tritt ein Stehblech (16 × 1 cm) hinzu, welches allmählich bis auf 25 × 1,5 cm vergrößert wird; endlich kommen im unteren Theile noch innere Deckplatten hinzu, welche zur Vermeidung des Biegens aus zwei Stücken gebildet sind und 17 × 1,3 cm Querschnitt haben. Die Knotenbleche zum Anschluß der Schrägfläbe sind nach den Achteckwinkeln gebogen und an den inneren Deckplatten, bezw. den Winkeleifenchenkeln befestigt. Die Stöße der Sparrenwinkel liegen bei den Knotenblechen, diejenigen der Rippen etwas höher. Die Stöße sind so gelegt, dafs stets zwischen die oberen Enden der bereits eingebauten Sparren die vollständige Zwischendecke eingienietet werden konnte; alsdann wurden die zum Aufbau des folgenden Geschosses erforderlichen acht Rüstfängen gehoben.

Die architektonische Hervorhebung der Grate ist beim Thurmbau zu Osnabrück in der durch Fig. 614 angegebenen Weise erreicht. Die Stehbleche des Grates werden durch je zwei Balken umfaßt, welche auf den Pfetten aufliegen und mit dem Eisen-Fachwerk verbolzt sind; nach aufsen sind sie abgerundet und mit glattem Kupferblech überdeckt. Breite und Ausladung dieser Hölzer nehmen von unten nach oben stetig ab.

Das Anbringen der Schalung auf den Gratsparren und Zwischenparren zeigt Fig. 613. Einfache Winkeleifen als Gratparren des Dachreiters von derselben Kirche zeigt Fig. 615. Die Winkeleifen sind rechtwinkelig, und in sehr geschickter Weise ist es möglich gemacht, dieselben zu verwenden und an der Spitze zusammenzuführen, obgleich die Pyramide achtseitig ist. Der Dachreiter ist gleichfalls in Fig. 615 dargestellt und ohne besondere Erläuterung verständlich.

Als Ringe verwendet man einfache und doppelte Winkeleifen, so wie C-Eisen, einfach oder doppelt. Nach Bedarf setzt man die Ringe auch aus Winkeleifen und Blechen zusammen. Den einen Schenkel der Winkeleifen legt man parallel der Dachfläche. Auch die Stege oder die Flansche der C-Eisen ordnet man parallel der Dachfläche an; dadurch wird es möglich, die Ringe an den Knotenblechen bequem zu befestigen. Die zum Anbringen der Constructionstheile des Bodens etwa erforderlichen Knotenbleche müssen dann in die wagrechte Ebene gebogen werden

226.
Gratsparren.

227.
Ringe.

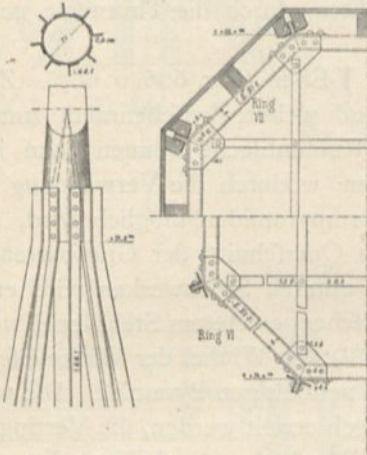
²⁷³) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, Bl. 15.

(Fig. 616²⁷¹). Verschiedene Ringquerschnitte zeigen Fig. 598, 604, 616 u. 620. Die Winkeleisen werden etwa in den Profilen $6,5 \times 6,5 \times 0,8$ bis $8 \times 8 \times 1,0$ cm, die E-Eisen in den Profilen Nr. 8 bis 14 gewählt.

Fast stets werden gekreuzte Diagonalen verwendet, so daß dieselben nur Zug aufzunehmen haben. Dem entsprechend verwendet man Flacheisen (von $4 \times 0,8$ cm

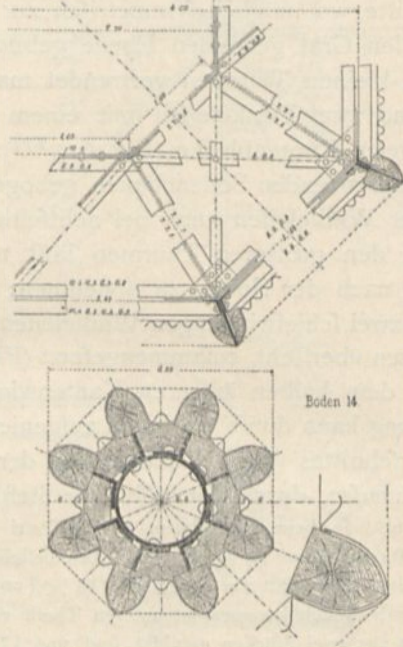
228.
Diagonalen
in den
Seitenflächen.

Fig. 613.



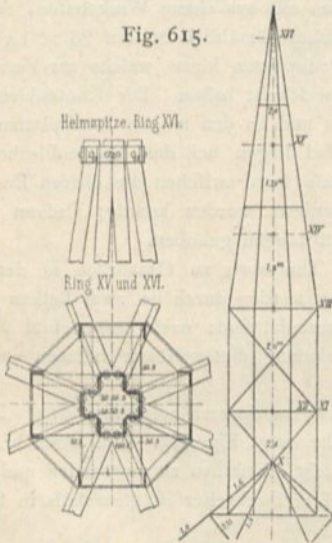
Von der katholischen Pfarrkirche zu Harfum²⁷³). — $\frac{1}{60}$ n. Gr.

Fig. 614.



$\frac{1}{100}$, bezw. $\frac{1}{20}$ n. Gr.

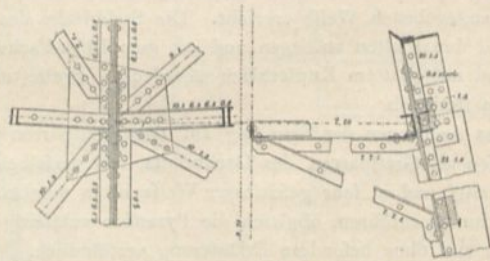
Fig. 615.



Dachreiter von der katholischen Pfarrkirche zu Harfum²⁷³).

$\frac{1}{30}$, bezw. $\frac{1}{50}$ n. Gr.

Fig. 616.



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

Von der St. Katharinen-Kirche zu Osnabrück²⁷¹).

an bis zu $10 \times 1,3$ cm) oder Rundeisen (von 13 bis 20 mm Durchmesser und mehr), letztere zweckmäßig mit Schlößern.

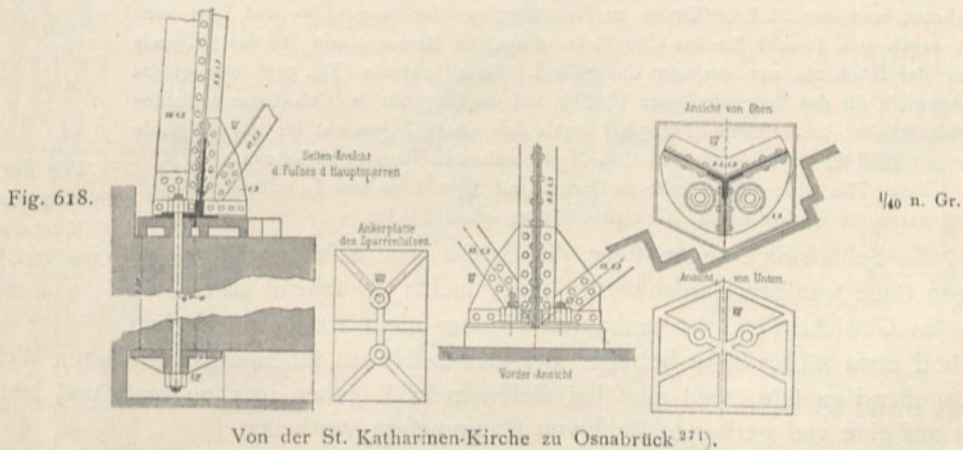
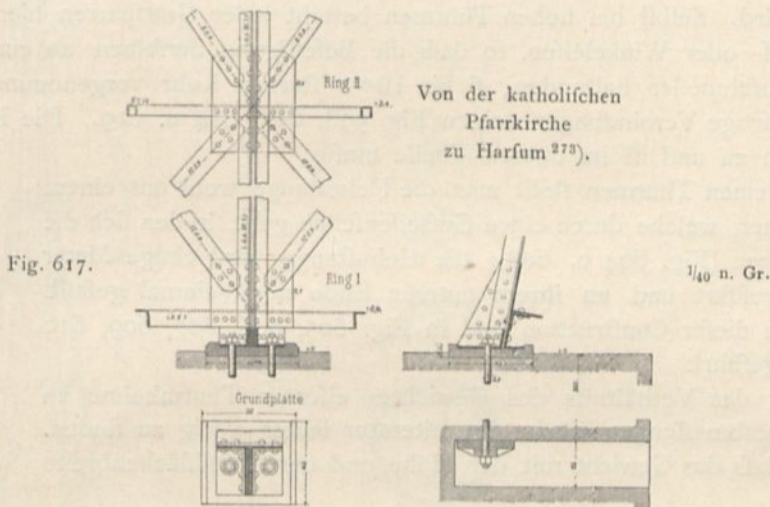
229.
Knotenpunkt.

Die Bildung der Knotenpunkte erfolgt nach den Grundfätzen, welche in Kap. 29 für die ebenen Knotenpunkte entwickelt sind. Die Schwierigkeit liegt hier nur darin, daß die einzelnen Stäbe nicht in denselben Ebenen liegen. Diese Schwierig-

keit wird durch Knotenbleche, welche in die verschiedenen Ebenen gebogen werden (Fig. 613), gehoben. Für den Anchluss der Diagonalen und Ringe werden andere Knotenbleche verwendet, als für den Anschluss der Stäbe in den Böden. Beispiele geben Fig. 613, 614 u. 616.

Bei den Auflager-Knotenpunkten ist außer dem Zusammenschluss der Stäbe noch die gute Lagerung zu erzielen. Unter Hinweis auf die in Kap. 29 entwickelten Grundätze für die Construction der Auflager-Knotenpunkte und Auflager dürfte es

230.
Auflager-
Knotenpunkte
und Lager.



genügen, die Löfungen in Fig. 617 u. 618 vorzuführen. Die Auflager sind sämtlich als feste construiert.

Einen besonders schwierig herzustellenden Auflager-Knotenpunkt, vom Thurmhelm der St. Petri-Kirche zu Hamburg herrührend, stellt Fig. 601 bis 603 (S. 306) dar; es ist derjenige Punkt, in welchem sich der Fuß des Gratsparren mit den Füßen zweier Giebelsparren vereinigt. Vier Gratparren setzen sich bei diesem Thurm auf je zwei Giebelsparren; die vier anderen Gratparren laufen bis zur Auflagerfläche hinab (Fig. 599, S. 306). Am unteren Ende des Gratsparrens ist ein in den erforderlichen Biegungen ausge schmiedetes Knotenblech eingelegt, an welches die Giebelsparren mit ihren Winkeleifen und der Deckplatte angeschlossen sind. Die Stehbleche und radialen Schenkel der Winkeleifen sind mit besonderen, starken Unterlagsplatten für die Muttern der äußeren Ankerbolzen vernietet.

231.
Verankerung.

Alle Auflagerpunkte werden in der Regel verankert; die Masse der Ankerbolzen und die Tiefe der Verankerung hängt von der Berechnung ab; in dieser Beziehung sei auf Art. 117 (S. 144) verwiesen. Die Anker sind gewöhnlich Rundeisen, bis 80 mm im Durchmesser stark. Man soll die am unteren Ende der Anker befindliche Ankerplatte zugänglich erhalten (Fig. 617 u. 618).

232.
Spitze.

Am Knotenpunkt der Spitze treffen alle Gratparren zusammen und sind hier mit einander zu verbinden. Nach dem Vorbilde der Holzthürme ordnet man vielfach eine Helmstange an, welche jedoch hier aus Eisen, gewöhnlich als Eisenrohr, construiert wird. Selbst bei hohen Thürmen besteht jeder Gratparren hier nur noch aus einem T- oder Winkeleisen, so daß die Befestigung derselben an einem 20 bis 30 cm im Durchmesser haltenden, 6 bis 10 mm starken Rohr vorgenommen werden kann. Derartige Verbindungen zeigen Fig. 598, 613, 614 u. 619. Die Helmstange läuft conisch zu und ist im oberen Theile massiv.

Bei kleinen Thürmen stellt man die Helmstange wohl aus einem Rundeisen her, welche durch einen Gufseisenschuh geht, in den sich die Sparren setzen (Fig. 604 u. 608); die Helmstange wird einige Meter weit hinabgeführt und an ihrem unteren Ende noch einmal gefast. Einzelheiten dieser Construction sind in Fig. 605, 606, 607, 609, 610 u. 611 vorgeführt.

233.
Gewichte
eiserner
Thurmhelme.

Ueber das Verhältniß des Gewichtes eiserner Thurmhelme zu ihren Hauptabmessungen ist in der Literatur leider wenig zu finden. Sicher ist, daß das Gewicht mit der Höhe und der Grundflächenbreite wächst.

Bei den beiden großen Thurmbauten, denjenigen der Katharinen-Kirche zu Osnabrück und der St. Petri-Kirche zu Hamburg, welche bezw. 47 m und 71 m hoch sind, ergab sich sowohl für das Cub.-Meter umbauten Raumes, wie für das steigende Meter der Höhe ein nur geringer Unterschied. Beim letzteren (Fig. 599) beträgt das Eisengewicht für das steigende Meter 1282 kg und dasjenige für das Cub.-Meter umbauten Raumes 26,8 kg; bei ersterem (Fig. 589) ergab sich das Eisengewicht für das steigende Meter zu 1257 kg, dasjenige für das Cub.-Meter umbauten Raumes zu 24,2 kg.

Beim Thurm der Pfarrkirche zu Harfum mit 22 m Höhe und 7,6 m breiter Grundfläche waren die entsprechenden Gewichte 516 kg, bezw. 32,4 kg.

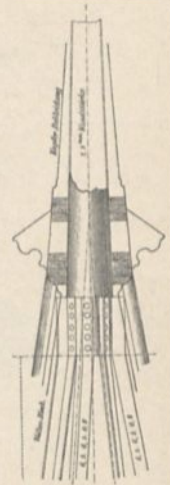
Zu Schlusfolgerungen über die Größe des Eisengewichtes genügen diese wenigen Zahlenwerthe noch nicht; es scheint aber, als ob das Gewicht für 1 cbm umbauten Raumes nicht stark veränderlich ist und etwa 25 bis 33 kg beträgt. Bei kleinen Höhen scheinen die größeren Werthe maßgebend zu sein, weil man bei diesen mehr Zugaben machen muß und letztere sich auf eine viel geringere Zahl von Raummeter vertheilen.

234.
Zwei
weitere
beachtenswerthe
Constructions.

Am Schlus des vorliegenden Kapitels seien noch zwei der neuesten Zeit entstammende Constructions, diejenigen des Domes zu Halberstadt und der Reformations-Kirche zu Wiesbaden, vorgeführt. Die Construction der Thürme am Dom zu Halberstadt ist in Fig. 620 u. 621²⁷⁴⁾ dargestellt.

Die achtsieftige Thurmpyramide von 25,050 m Höhe setzt sich auf einen 8,988 m hohen Unterbau in ähnlicher Weise, wie beim Thurmbau von St. Petri in Hamburg; vier Gratparren gehen bis zum Fuß des Unterbaues; die anderen vier finden ihre Stützpunkte auf vier Giebelspitzen. Die Pyramide selbst hat vier untere Stockwerke von je 3,465 m Höhe; über dem obersten dieser vier Stockwerke liegt der Boden 7.

Fig. 619.



Von der
St. Katharinen-
Kirche zu
Osnabrück²⁷¹⁾,
1/40 n. Gr.

²⁷⁴⁾ Nach freundlichen Mittheilungen des Herrn Commerzienraths Behrens vom Berliner »Cyclops«, welcher diese Thürme ausgeführt hat; der Entwurf dazu rührt von Herrn Ingenieur Cramer in Berlin her.

Nun folgt ein Stockwerk von 2,52 m Höhe, dann Boden 8, ein weiteres 2,52 m hohes Stockwerk und darauf Boden 9. Der Theil des Thurmes über Boden 8 ist in Fig. 620 dargestellt. In allen Seitenfeldern der Thurmpyramide sind gekreuzte Schrägfläbe aus Flacheisen (85 × 10 bis 65 × 8 mm stark). Während das Eisen-Fachwerk unter dem Boden 9 als achteitige Pyramide construirt ist, zeigt sich der oben befindliche Theil, die Spitze, als vierseitige Pyramide; in die äußere Erscheinung tritt aber letztere nicht;

Fig. 620.

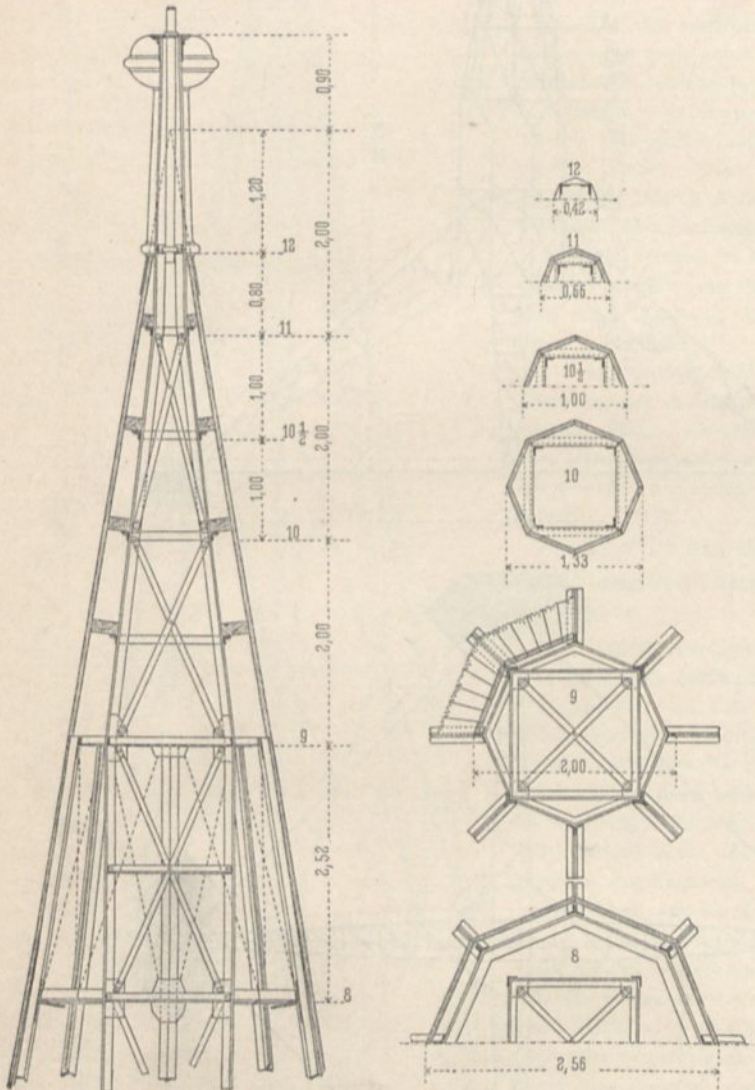
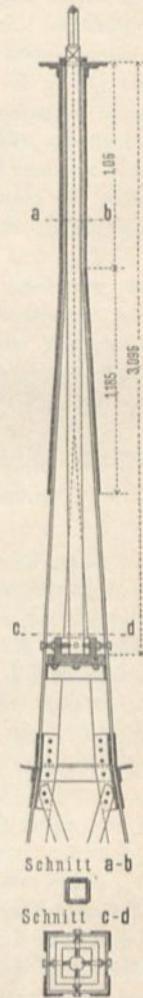
 $\frac{1}{75}$ n. Gr.Vom Thurm zu Halberstadt²⁷⁴).

Fig. 621.



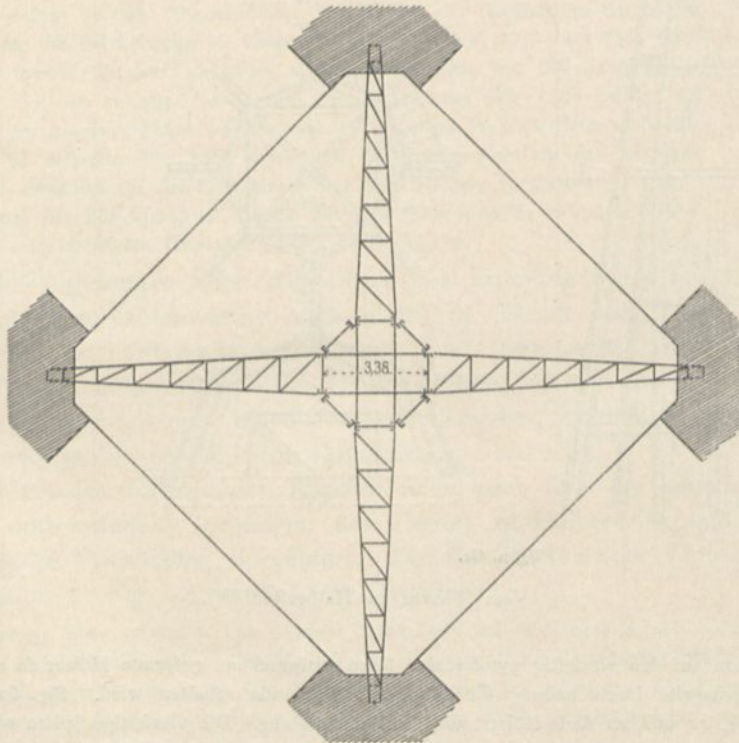
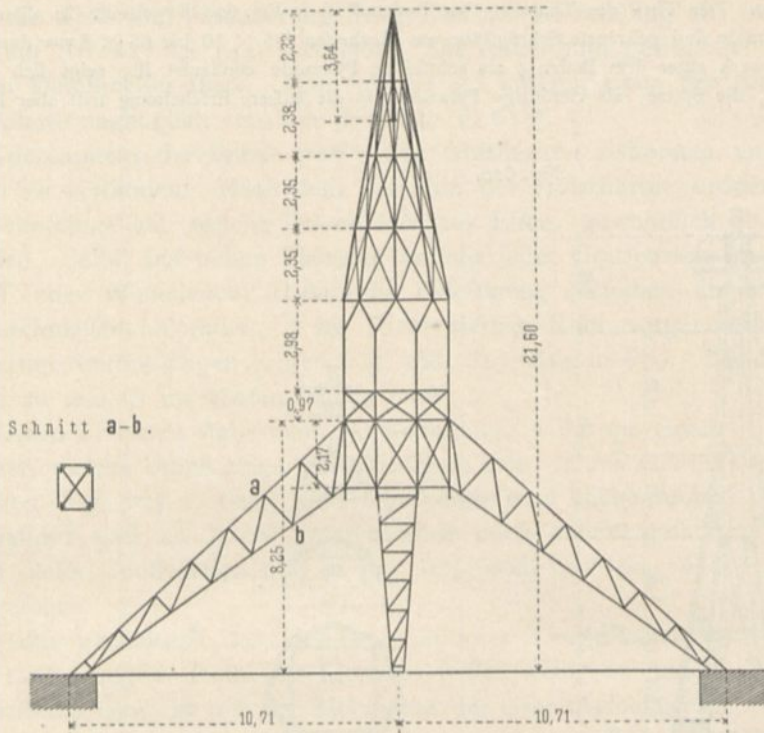
Schnitt a-b

Schnitt c-d

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

vielmehr hat man auf den vierseitig pyramidalen Kern entsprechend geformte Hölzer so aufgefüttert, daß durch die aufgenagelte Dachschalung die achteitige Pyramide erhalten wird. Fig. 620 zeigt in den Böden 10, 10 $\frac{1}{2}$, 11 und 12 diese Hölzer und die Dachschalung. Die vierseitige Spitze wurde im Inneren des Thurmes zusammengenietet und im Ganzen gehoben; um eine sichere Führung beim Heben zu haben, verlängerte man die Spitze um zwei Stockwerkshöhen vom Boden 9 aus nach unten; nach der Hebung reicht also das Führungsgerüst bis zum Boden 7 hinab.

Fig. 622.



Von der Reformations-Kirche zu Wiesbaden ²⁷⁵).

$\frac{1}{250}$ n. Gr.

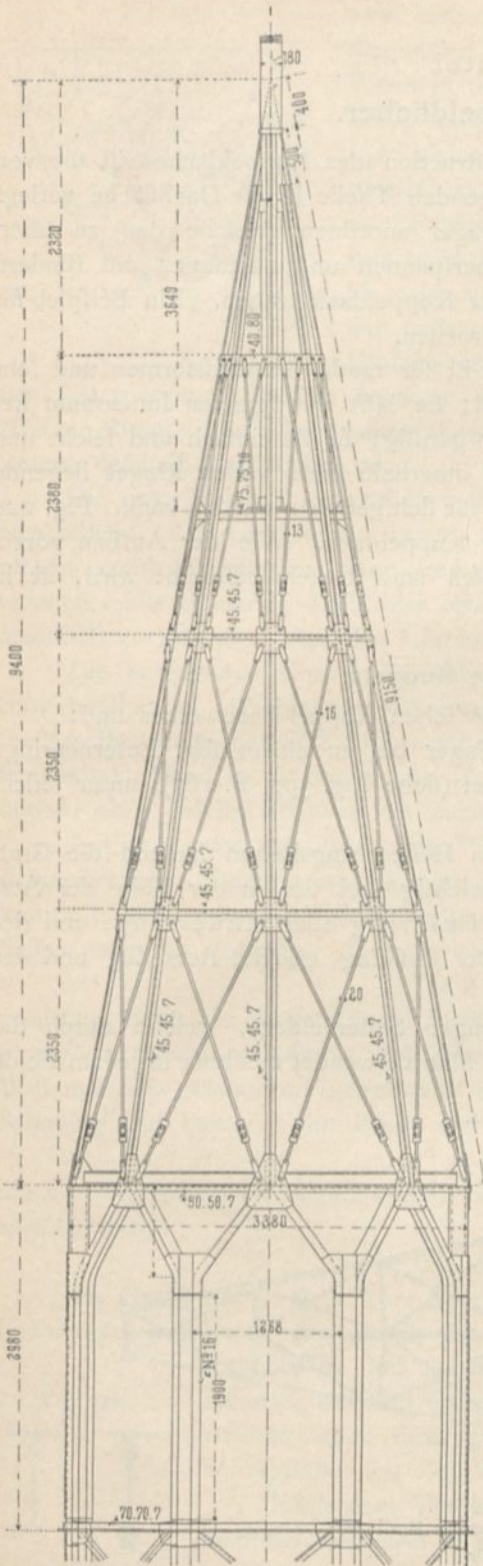


Fig. 623.

Von der Reformations-Kirche zu Wiesbaden ²⁷⁵⁾.

$\frac{3}{200}$ n. Gr.

Die vier Gratsparren der Spitze und ihre Verlängerungen nach unten sind einfache, rechtwinkelige Winkeleisen, welche bei Boden \varnothing genau in die entsprechenden Gratsparren des unteren, achtseitigen Theiles hineinpassen und leicht mit letzteren vernietet werden können. Diese Construction ist in Fig. 620 dargestellt. Durch Aufsetzen der vierseitigen Spitze wird das ganze Fachwerk einfach statisch unbestimmt, ist also viel leichter zu berechnen, als wenn die achtseitige Pyramide ganz durchgeführt wird; vor Allem aber wird hierdurch die Construction einfach und leicht herstellbar.

Die Spitze selbst und die Befestigung des Thurmkreuzes an seinem unteren Ende in einer gußeisernen Platte, die Art, wie die vier Winkeleisen oben zusammengeführt und durch aufgenietete Bleche mit einander verbunden werden, ist in Fig. 621 dargestellt.

Den Thurm der Reformations-Kirche zu Wiesbaden veranschaulichen Fig. 622 u. 623 ²⁷⁵⁾.

Derselbe wird, wie Fig. 622 im Grundriss und Aufriss darstellt, durch einen vierfüßigen eisernen Bock getragen, der die Last des Thurmes auf die vier Eck-Mauerpfeiler überträgt. Jeder Fuß des Bockes ist ein räumliches Fachwerk (vergl. den Schnitt in Fig. 622) und dient auch als Kehlbander. Der Thurm ist achtseitig; die acht Gratsparren setzen sich auf acht Giebelspitzen. Alle Seitenfelder sind mit gekreuzten Zugdiagonalen versehen. Die Pfosten des prismatischen unteren Thurmtheiles bestehen aus je zwei L-Eisen Nr. 16; die Stege derselben sind winkerecht zu den begrenzenden Seitenflächen gestellt, so daß die beiden zu demselben Pfosten gehörigen Stege einen Winkel von 45 Grad mit einander einschließen (siehe den Grundriss in Fig. 622). Auf die Flanche der L-Eisen gelegte, entsprechend gebogene Knotenbleche verbinden beide L-Eisen mit einander und ermöglichen den Anschluß der Ringe und Schrägfläbe. Die oberen Enden der L-Eisen sind so gebogen, daß die 8 Giebel entstehen, auf deren Spitzen sich die Gratsparren setzen.

²⁷⁵⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Erbauers, Herrn Geh. Regierungsrath Professor *Olsen* in Berlin.

31. Kapitel.

Eiserne Kuppeldächer.

235.
Construction.

Die in der Neuzeit meist übliche Construction des Kuppeldaches ist die von *Schwedler* angegebene, bei welcher alle tragenden Theile in die Dachfläche verlegt sind. Man kann aber auch ebene Hauptträger anordnen, welche den zu überdeckenden Raum in der einen Richtung überspannen und zusammen mit Bindern zweiter, auch wohl noch dritter Ordnung das Kuppeldach tragen. Ein Beispiel für eine solche Construction ist in Art. 248 besprochen.

Die *Schwedler'sche* Kuppel-Construction ist für runde Grundrisformen und sehr große Weiten mit gutem Erfolge ausgeführt; sie läßt den ganzen Innenraum frei und wirkt dadurch auch architektonisch sehr günstig; sie ist einfach und leicht und gestattet ein bequemes Aufstellen, da jeder innerhalb eines vollen Ringes liegende Kuppeltheil ein festes System bildet, welches für sich gehoben werden kann. Fig. 220 (S. 77) zeigt im mittleren Theile ein solches Kuppeldach. Wie der Aufbau vorzunehmen ist, damit das Fachwerk geometrisch und statisch bestimmt wird, ist in Art. 138 (S. 186 u. 187) vorgeführt.

a) *Schwedler'sche* Kuppeln.236.
Theile.

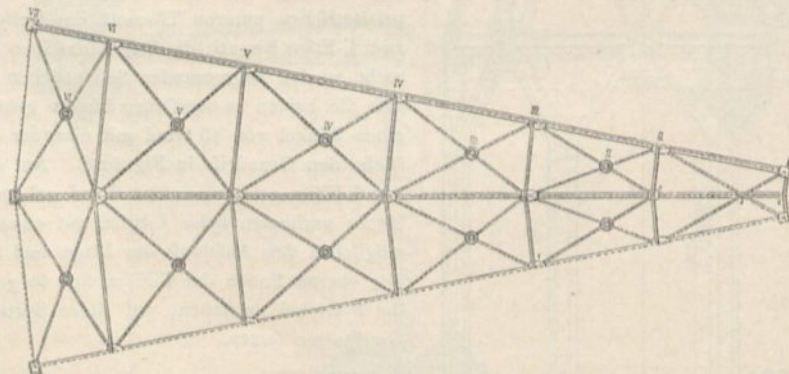
Die nothwendigen Theile des *Schwedler'schen* Kuppel-Fachwerkes sind:

1) Die Gratsparren, welche vom Auflager bis zu einem sog. Laternenringe laufen und meistens gebrochene Linien bilden (siehe Fig. 397, S. 187); unter jedem Grat ist ein Gratsparren anzuordnen.

2) Die Ringe, welche in verschiedenen Höhen ringsherum laufend die Grat sparren mit einander verbinden; besonders wichtig sind der in der Höhe der Auflager anzubringende unterste Ring, der sog. Fußring oder Mauerring, und der oberste Ring, der sog. Laternenring. Der Fußring erleidet stets Zug und der Laternenring stets Druck.

3) Die Schrägstäbe in den trapezförmigen Seitenfeldern, welche durch die Grat sparren und die Ringe gebildet werden. Man verwendet meistens in jedem Felde

Fig. 624.

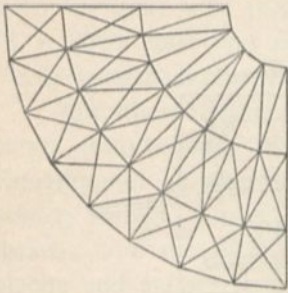


Von einem Gasbehälter zu Berlin²⁷⁶⁾.

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

²⁷⁶⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1876, Bl. 32.

Fig. 625.



zwei einander kreuzende Schrägstäbe, welche wie Gegen-
diagonalen wirken und nur auf Zug beansprucht werden.
Wenn in den obersten Seitenfeldern, welche nur geringe
Breite erhalten, die Schrägstäbe mit den Gratsparren
sehr kleine Winkel einschließen würden, so läßt man
dieselbst wohl die Schrägstäbe nach Fig. 624²⁷⁶⁾ über
zwei Felder laufen. Eine andere Lösung dieser Schwierig-
keit zeigt Fig. 625. Abwechselnd ist immer ein Sparren
bis zum Laternenring durchgeführt, während jeweilig
der andere Sparren am nächst unteren Ringe in zwei
Sparren zerpalten ist, welche nach den Eckpunkten

des Laternenringes laufen; letzterer hat dann nur halb so viele Seiten, als die
anderen Ringe. Diese Anordnung ist weniger einfach, als die in Fig. 624 vorgeführte,
welche deshalb vorzuziehen ist.

Die unter 1 bis 3 angegebenen Theile sind für die Standfähigkeit der Kuppel
ausreichend. Die Gratsparren tragen noch die Pfetten, welche meistens als Holz-
pfetten construirt werden, rings um die Kuppel laufen und die Holzschalung auf-
nehmen. Die Schalung spielt hier eine große Rolle, um einseitige Belastungen un-
schädlich zu machen. Auf den Laternenring setzt sich fast stets eine Laterne.

Die erzeugende Curve der Kuppel ist gewöhnlich eine Parabel oder eine
cubische Parabel. Wählt man die letztere Curve, so herrscht bei gleichmäßig ver-
theilter Belastung in den Zwischenringen die Spannung Null. Näheres darüber ist
in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 454, S. 424²⁷⁷⁾ dieses »Handbuches« zu
finden; eben dieselbst ist auch ein Zahlenbeispiel durchgerechnet.

Auf Grund der von *Scharowsky*²⁷⁸⁾ durchgeführten Berechnungen der Gewichte
*Schwedler's*cher Kuppeln mit Durchmesser von 10 bis zu 60 m hat der Verfasser
ermittelt, daß man das Eifengewicht g' für das Quadr.-Meter überdeckter Grund-
fläche nach der Formel

$$g' = 0,25 D + 19,5 \dots \dots \dots 37.$$

ermitteln kann. In dieser Formel bedeutet D den Durchmesser der Kuppel (in Met.);
 g' wird in Kilogr. erhalten, und zwar einschließlic des Gewichtes der Laterne.
Will man das gefammte Eigengewicht der Kuppel haben, so rechne man für Pfetten,
Schalung und Deckung mit Pappe ein Gewicht

$$g'' = 35,5 \text{ Kilogr.}$$

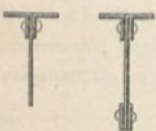
hinzu. Das gefammte Eigengewicht für das Quadr.-Meter überdeckter Grundfläche
wird demnach

$$g = 0,25 D + 55 \text{ Kilogr.} \dots \dots \dots 38.$$

Die Gratsparren, auch kurz Sparren genannt, werden als Stäbe des Kuppel-
Fachwerkes auf Druck und durch die Pfetten außerdem noch auf Biegung bean-
sprucht; sie sind für diese zusammengesetzte Beanspruchung zu be-
rechnen, und die Querschnittsform ist mit Rücksicht auf dieselbe zu
wählen; auch muß gute Befestigung der Knotenbleche für die
Schrägstäbe, der fog. Wind-Knotenbleche, möglich sein.

Nach dem Vorgange *Schwedler's* construirt man die Sparren
meistens aus zwei Winkeleisen mit dazwischen befindlichem Steh-

Fig. 626.



^{237.}
Kuppelcurve.

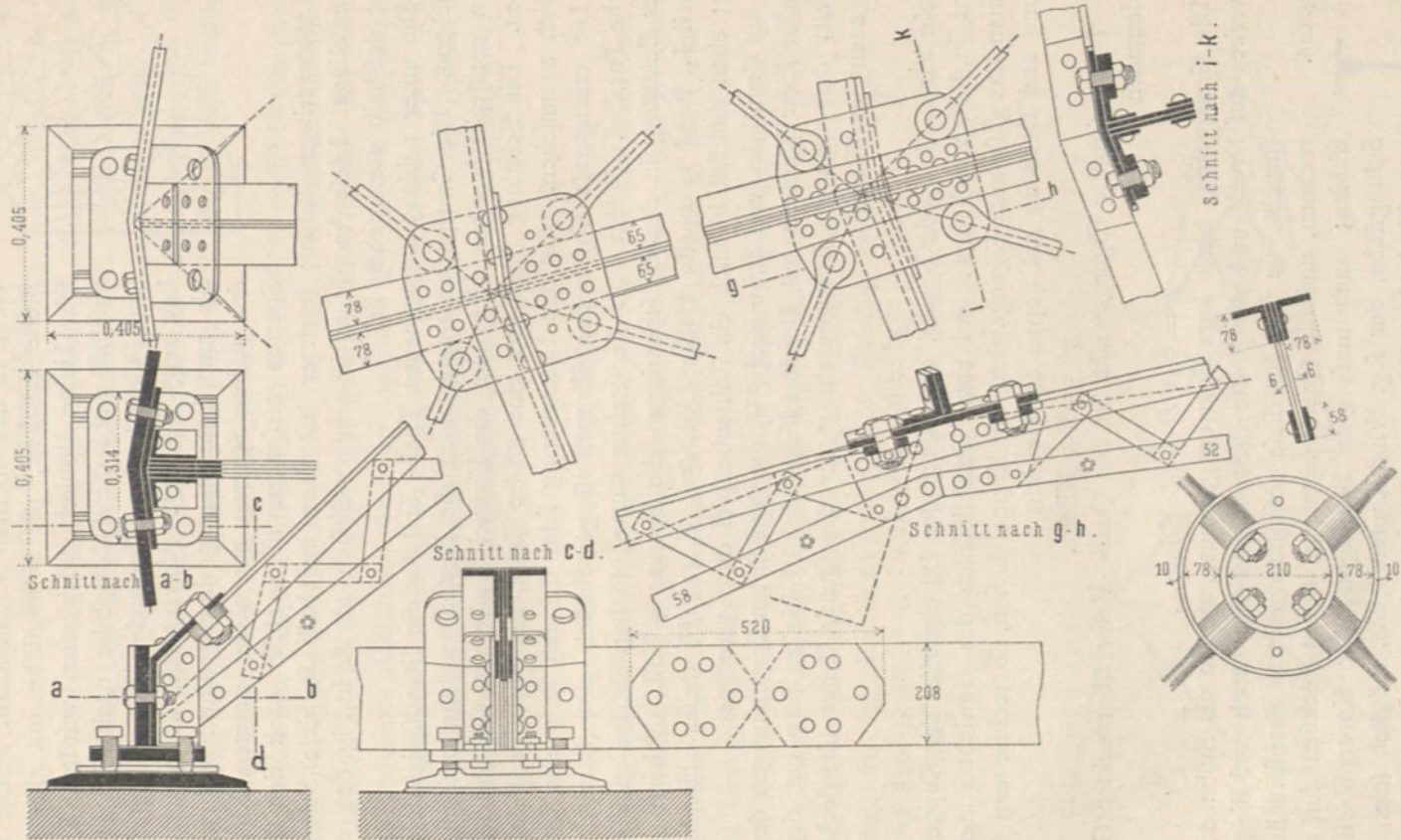
^{238.}
Eigengewicht
der Kuppel.

^{239.}
Gratsparren.

²⁷⁷⁾ 2. Aufl.: Art. 243, S. 231.

²⁷⁸⁾ In: Musterbuch für Eisen-Constructionen. Leipzig 1895. Theil I, S. 136, 137.

Fig. 627.



Vom Gasbehälter am Hellweg zu Berlin²⁷⁹⁾.

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

blech, welches nach Bedarf noch durch zwei weitere aufgenietete lothrechte Flacheisen verstärkt wird (Fig. 626). Die Winkeleisen sind etwa $40 \times 40 \times 6$ bis $75 \times 75 \times 10$ mm stark und die Stehbleche 120×8 bis 320×10 mm. Die aufgenieteten Verstärkungsflacheisen haben etwa 40×6 bis 50×8 mm Querschnitt.

Die obere Begrenzung der Sparren ist krummlinig, der erzeugenden Kuppelcurve entsprechend; die untere Begrenzung des Stehbleches von Knotenpunkt zu Knotenpunkt ist eine Gerade. Die Stöße des Stehbleches werden in die Knotenpunkte verlegt, also an diejenigen Stellen, an welchen Sparren und Ringe zusammentreffen. Auf die nicht lothrechten Winkeleisenfächer kommen die Wind-Knotenbleche und auf letztere die Ringe (Fig. 628 u. 629²⁸¹).

Die Sparren werden wohl auch aus Gitterwerk hergestellt, bestehend aus zwei Winkeleisen als oberer und zwei Flacheisen als unterer Gurtung, so wie dazwischen liegendem Flacheisen-Gitterwerk (Fig. 627²⁷⁹). An den Knotenpunkten und in der

Fig. 628.

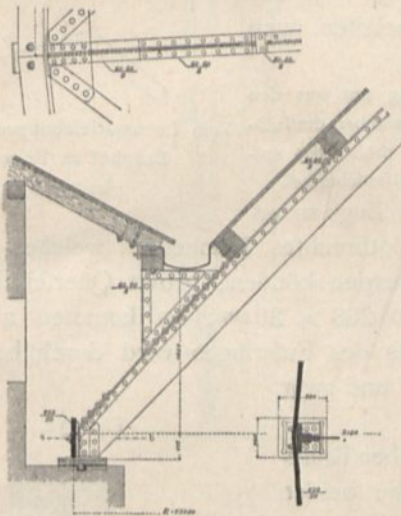
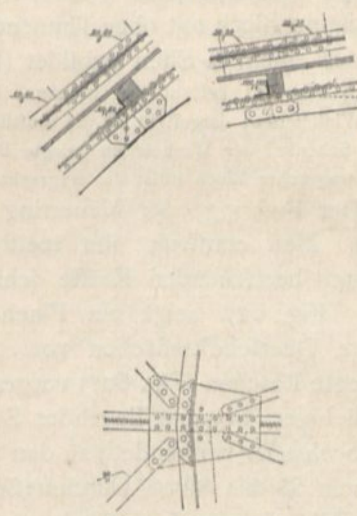


Fig. 629.



Vom Gafometer der dritten Gasanstalt zu Dresden²⁸¹).

$\frac{1}{50}$ n. Gr.

Nähe des Mauer- und Laternenringes ersetzt man das Gitterwerk zweckmäÙig durch eine Blechwand. Gegen die Verwendung von Gittersparren spricht die schon mehrfach hervorgehobene Schwierigkeit guter Unterhaltung und bei Kuppeln mittlerer GröÙe der Umstand, daÙ bei sparfamer Ausführung die einzelnen Theile sehr geringe Abmessungen erhalten, was zu Unzuträglichkeiten führt. Wenn es sich um sehr groÙe Kuppeln handelt, so wird man allerdings dennoch zu Gittersparren greifen.

Ein Beispiel ist die Kuppel vom Blumen-Ausstellungsdom in der Weltausstellung zu Chicago. Dieselbe hatte 57 m Durchmesser und als Erzeugende einen Viertelkreis von 28,5 m Halbmesser, bildete also eine volle Halbkugel. Jeder der 20 Hauptsparren war im Querschnitt 0,914 m hoch, bestand in der oberen und unteren Gurtung aus je zwei Winkeleisen von $100 \times 76 \times 10$ mm und doppelter Netzwerkvergitterung zwischen den Gurtungen (Flacheisen 90×10 mm²⁸⁰).

²⁷⁹) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1866, Bl. 11.

²⁸⁰) Siche: Allg. Bauz. 1893, S. 13 u. Bl. 1, 2, 3, 4, 5. — Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 457.

²⁸¹) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 860.

240.
Zwischenringe.

Die Zwischenringe können schwach fein, wenn sie nur als Theile des Kuppel-Fachwerkes zu wirken haben. Sie bestehen meistens nur aus einem Winkeleisen, etwa $50 \times 50 \times 7$ bis $120 \times 120 \times 13$ mm stark. Der Stofs wird an denjenigen Stellen vorgenommen, wo Sparren und Ringe einander treffen; für den einen Schenkel dient das Wind-Knotenblech als Stofsblech, und für den anderen Schenkel wird ein besonderes Stofsblech aufgelegt. Damit diese einfachen Winkeleisen bei dem auftretenden Drucke nicht zerknickt werden oder ausbiegen, hat *Schwedler* sie mit den angrenzenden Holzpfetten durch 8 bis 10 mm starke Schraubenbolzen verbunden.

Beim Blumen-Ausstellungsdom in Chicago sind die Ringe zugleich Pfetten und deshalb mit Blechträger-Querschnitt construirt.

241.
Laternenring.

Der Laternenring muß widerstandsfähig gegen Druck sein. Er wird aus zwei Winkeleisen (Fig. 631²⁸²⁾, aus lothrechttem Blech mit oben säumenden Winkeleisen, auch wohl aus einem \square -Eisen gebildet (Fig. 630).

In Fig. 631 besteht der wirkfame Laternenring nur aus den beiden Winkeleisen; dargestellt ist die Stofsstelle: das zwischen die lothrechten Schenkel der Winkeleisen gelegte Blech stößt diese; das aufgelegte wagrechte Blech stößt die wagrechten Winkeleisenschinkel.

242.
Fußring.

Der Fußring oder Mauerring hat nur Zug zu ertragen. Man construirt ihn meistens als lothrechtes Flacheisen, welches, da die im Ringe herrschenden Kräfte sehr groß werden können, große Querschnittsfläche erhält. Fig. 627 zeigt ein Flacheisen von 208×20 mm; es kommen aber viel größere Querschnittsflächen vor. Der Stofs des Fußringes wird durch beiderseits aufgelegte Lafchen (Fig. 627) vorgenommen, und zwar an beliebiger, bequem liegender Stelle.

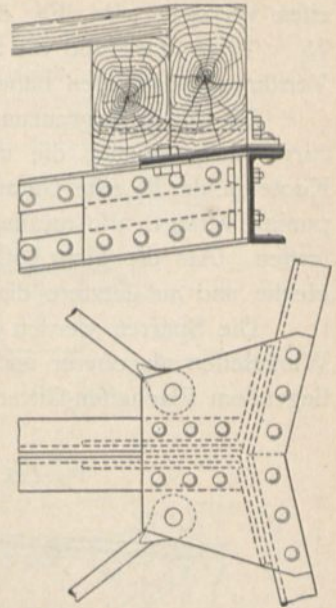
243.
Schrägfläbe.

Schwedler verwendete zu den Schrägfläben Rundeisen von 25 bis 30 mm Durchmesser; wo die beiden Schrägfläbe sich treffen, wurde ein Schloß (Fig. 627) angebracht, mit dessen Hilfe etwaige Ungenauigkeiten beseitigt werden können. Um Durchbiegung in Folge des Gewichtes der Schloßer zu vermeiden, hängte *Schwedler* dieselben mittels Schleifen an den Holzpfetten auf. *Scharowsky* zieht für die Schrägfläbe Flacheisen vor, weil die Rundeisen theurer seien, durch die große Zahl von Spannschloßern leicht ungleichmäßige Spannung in die Diagonalen komme, die Spannschloßer durch ihr Gewicht die Schrägfläbe durchbiegen und der nur durch Bolzen zu bewirkende Anschluß der Rundeisen-Diagonalen starke Knotenbleche erfordere.

244.
Knotenpunkte.

Die Construction der Knotenpunkte an den Zwischenringen bietet keine Schwierigkeit; der An-

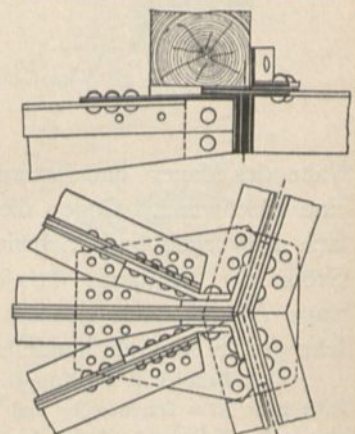
Fig. 630.



Vom Locomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Bremen.

1/15 n. Gr.

Fig. 631.



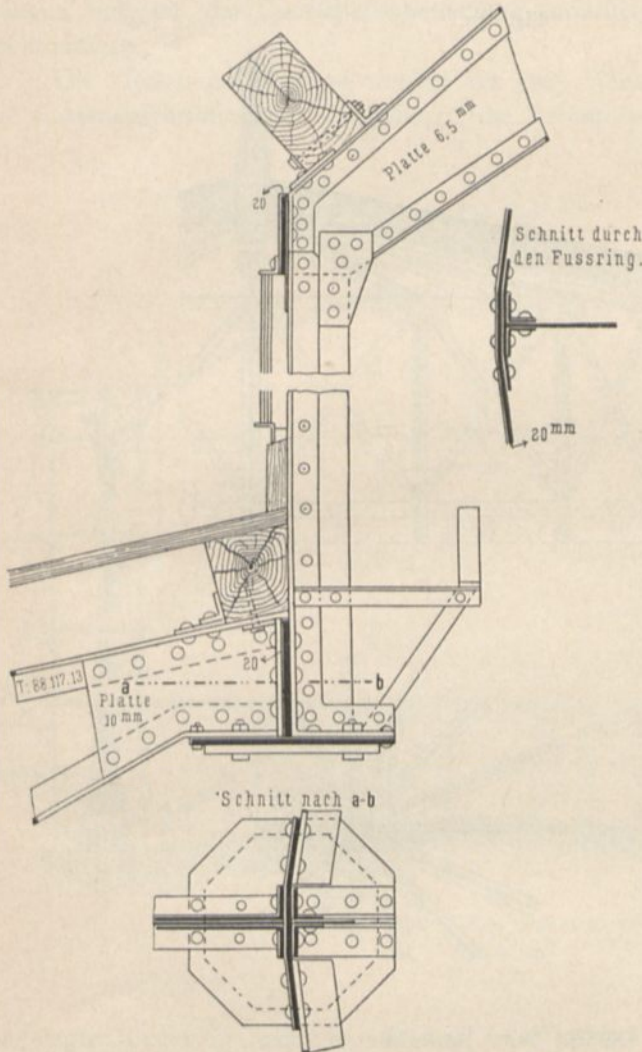
Vom Gasbehälter in der Holzmarktstraße zu Berlin²⁸²⁾.

1/16 n. Gr.

²⁸²⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1866, Bl. 10.

schluss der Schrägstäbe und Ringe erfolgt mittels des Knotenbleches, welches in die anschließenden Seitenebenen gebogen wird und den Stofs der wagrechten Winkel-eisenfchenkel fowohl bei den Sparren, wie bei den Ringen vermittelt; die lothrechten Winkel-eisenfchenkel werden durch Bleche, die Stehbleche der Sparren durch beiderseitige Lafchen (Fig. 629) gestofsen. Die etwa auf das Stehblech gelegten

Fig. 632.



Von einem Locomotivschuppen der Preussischen Ostbahn.
1/20 n. Gr.

Verstärkungs-Flacheisen dürfen in der Regel, da sie nur wegen der Biegebungsbeanspruchung aufgesetzt sind, diese aber nahe an den Knotenpunkten sehr klein ist, stumpf vor die Stofslafchen laufen.

Die Verbindung der Sparren mit dem Laternenring wird mittels lothrechter Winkel-eisen oder winkelförmig gebogener Bleche und entsprechend geformter Knotenbleche vorgenommen. Ein Beispiel zeigt Fig. 630. Verwickelter ist die Construction, wenn nach Fig. 625 (S. 319) drei Gratsparren an einem Punkte des Laternenringes zusammentreffen. Einen solchen Knotenpunkt veranschaulicht Fig. 631²⁸²⁾; für den Anschluß der beiden schräg anlaufenden Sparren sind besondere lothrechte Knotenbleche auf die Schenkel der beiden Winkel gelegt, welche den mittelfsten Sparren mit dem Laternenring verbinden; außerdem sind die drei Sparren auch mit dem Wind-Knotenblech vernietet.

Die Verbindung der Sparren mit dem Laternenring wird mittels lothrechter Winkel-eisen oder winkelförmig gebogener Bleche und entsprechend geformter Knotenbleche vorgenommen. Ein Beispiel zeigt Fig. 630. Verwickelter ist die Construction, wenn nach Fig. 625 (S. 319) drei Gratsparren an einem Punkte des Laternenringes zusammentreffen. Einen solchen Knotenpunkt veranschaulicht Fig. 631²⁸²⁾; für den Anschluß der beiden schräg anlaufenden Sparren sind besondere lothrechte Knotenbleche auf die Schenkel der beiden Winkel gelegt, welche den mittelfsten Sparren mit dem Laternenring verbinden; außerdem sind die drei Sparren auch mit dem Wind-Knotenblech vernietet.

Die Auflager-Knotenpunkte sind zugleich diejenigen Knotenpunkte, in denen die Gratsparren mit dem Fufsring

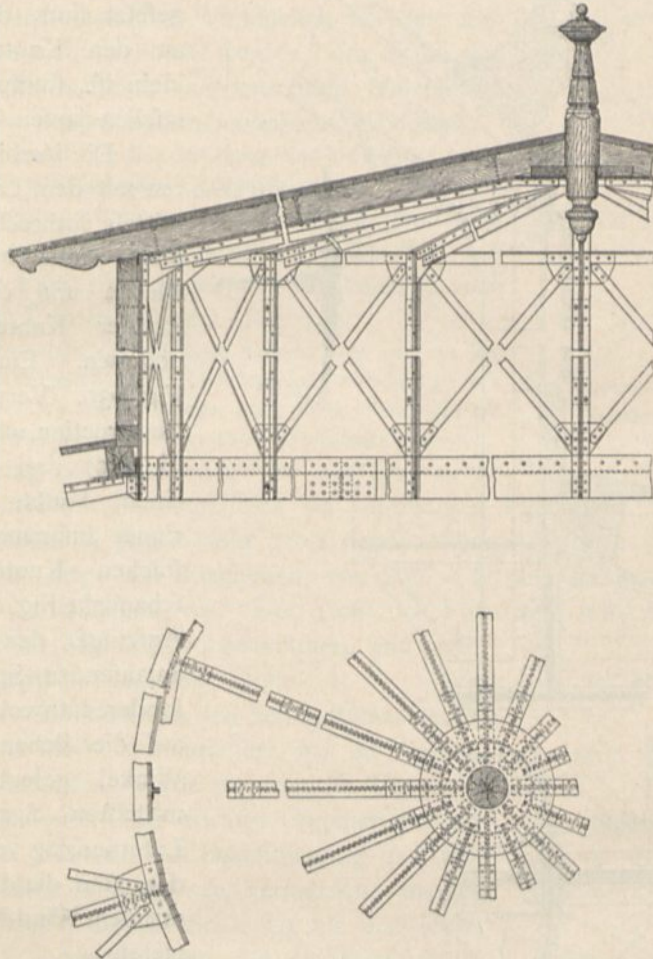
Die Auflager-Knotenpunkte sind zugleich diejenigen Knotenpunkte, in denen die Gratsparren mit dem Fufsring

²⁴⁵⁻
Auflager-
Knotenpunkte.

der Grundfläche; deshalb sind die gusseisernen Auflagerplatten in Fig. 627 mit gehobelten Bahnen hergestellt, in welche die vier Stellschrauben passen.

Wenn der Fußring am oberen Ende eines lothrechten, cylindrischen Aufbaues liegt, wie beim Locomotivschuppen in Fig. 220 (S. 77), so ändert sich die Construction etwas; ein solcher Knotenpunkt ist in Fig. 632 dargestellt.

Fig. 633.

Laterne²⁸³⁾. — $\frac{1}{50}$ n. Gr.

246.
Laterne.

Die Laterne soll des Zusammenhanges wegen an dieser Stelle sofort mit besprochen werden. Nennt man den Durchmesser des Grundrißkreises der Kuppel D , den Durchmesser der Laterne D_2 , die Höhe des lothrechten Unterbaues der Laterne h_1 und die Dachhöhe der Laterne h_2 , so kann man

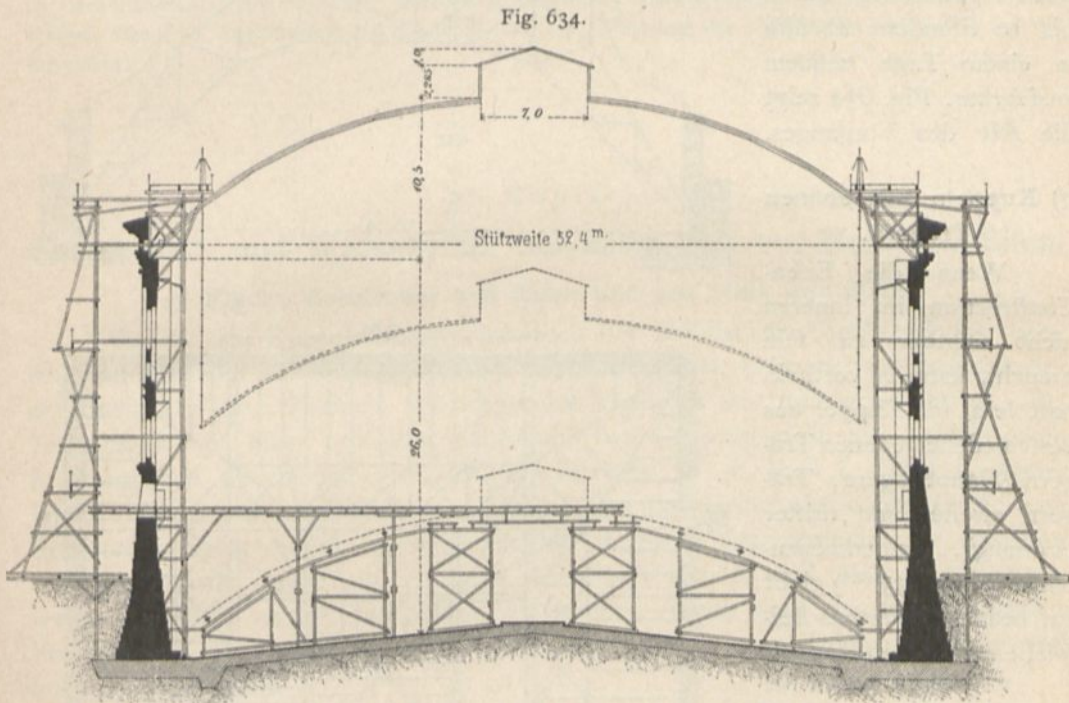
$$D_2 = 0,2 D, \quad h_1 = 0,05 D \quad \text{und} \quad h_2 = 0,02 D$$

eingeführen²⁸³⁾. Die Anzahl der Seiten für die Laterne und demnach die Zahl der

²⁸³⁾ Nach: SCHAROWSKY, a. a. O., Theil I, S. 131, 134, 135.

Sparren für dieselbe wählt man zweckmäfsig kleiner, als die Zahl der Kuppelsparren, etwa halb, unter Umständen nur ein Viertel so grofs, wie letztere. Es empfiehlt sich, die lothrechten Laternenpfosten an den Laternenring nicht in den Knotenpunkten, in welchen die Gratsparren der Kuppel anschliesen, sondern daneben oder je in der Mitte zwischen zwei Knotenpunkten anzuordnen; die Anschlüsse werden alsdann einfacher²⁸³⁾. Die hierdurch im Laternenring erzeugten Biegungsspannungen sind bei der Querschnittsbemessung natürlich als Zusatzspannungen zu berücksichtigen.

Die Pfosten der Laterne werden aus zwei Winkeleisen mit Zwischenraum und die Laternenparren eben so construirt; die Verbindung durch in die Zwischenräume



Vom Gafometer der dritten Gasanstalt zu Dresden²⁸⁴⁾.

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

eingelegte Bleche ist leicht herzustellen. Am oberen Ende der Pfosten mufs, wegen der durch die Laternenparren ausgeübten Kräfte, ein Zugring angebracht werden; die lothrechten Seitenflächen der Laterne sind durch Schrägstäbe (Flach- oder Rund-eisen) auszusteiern. Fig. 633²⁸³⁾ giebt eine solche Laterne.

Da jeder innerhalb eines vollen Ringes liegende Theil der Kuppel ein festes System bildet und als solches gehoben werden kann, so baut man die ganze Kuppel mit Ausnahme der äufsersten Ringzone unten zusammen und hebt nunmehr die ganze Construction von einem festen zur Ausführung der Umfangsmauer errichteten Ringgerüst aus (Fig. 634²⁸⁴⁾ oder von fliegenden Gerüsten aus in die erforderliche Höhe.

²⁴⁷
Aufstellung
des
Kuppeldaches.

²⁸⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 858.

Das Heben erfolgt mit Hilfe von Hebeln; die auswärts liegenden Theile, d. h. den Mauerring, die Auflager und die äußersten Sparrentheile, baut man auf dem Gerüst zusammen und verbindet sie mit der in den Hebeln hängenden Dach-Construction durch Vernietung. Diese Aufstellung des Kuppeldaches ist von *Schwedler* angegeben und vielfach ausgeführt; die Hebung erfordert gewöhnlich nur 8 bis 10 Stunden, ist also in einem Tage bequem ausführbar. Fig. 634 zeigt die Art des Vorganges.

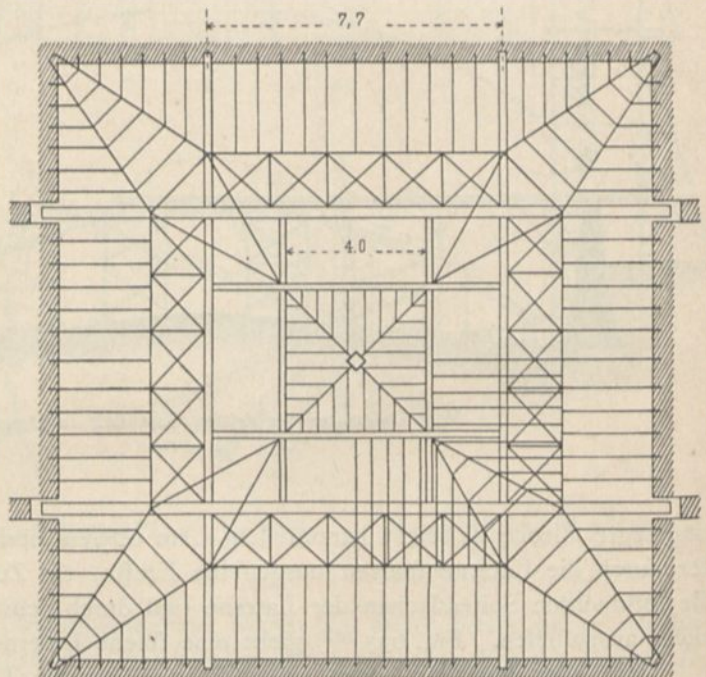
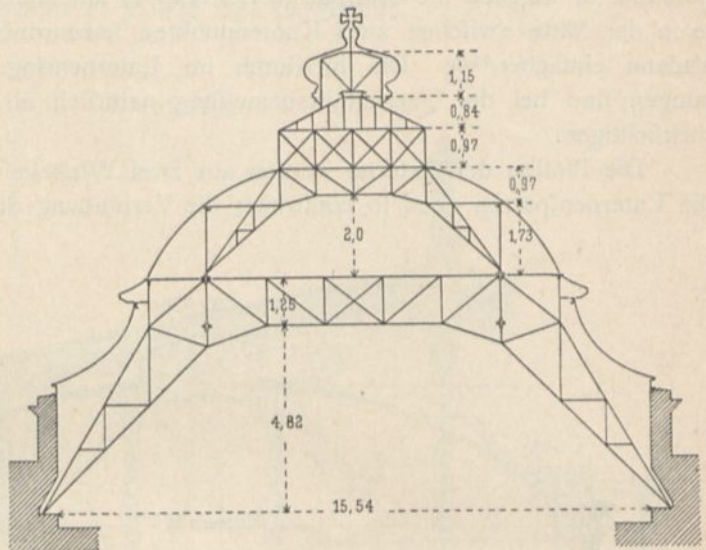
b) Kuppeln mit ebenen Trägern.

248.
Beispiel.

Wenn die Eisen-Construction im Inneren nicht sichtbar zu sein braucht, kann es vortheilhaft sein, die Kuppel aus verschiedenen ebenen Trägern (Hauptträgern, Trägern zweiter und dritter Ordnung), zusammenzubauen. Fig. 635²⁸⁵⁾ giebt ein beachtenswerthes Beispiel einer solchen Kuppel.

Es handelte sich um die Ueberdeckung eines quadratischen, im Lichten 15,54 m weiten Raumes. Zwei Hauptträger, welche 16,04 m Stützweite und 7,7 m Abstand von einander haben, überspannen den Raum; die Träger sind Fachwerkträger von der eigenartigen, aus Fig. 635 ersichtlichen Gestalt. Gegen diese Hauptträger setzen sich unter einem Winkel von 90 Grad im Grundriß zwei Nebenhauptträger derart, daß im Grundriß ein quadratischer Raum von 7,70 m Seitenlänge entsteht. Der so gebildete untere Kuppeltheil nimmt nunmehr den oberen Kuppeltheil auf, dessen Hauptträger wiederum zwei, den unteren ähnlich gebildete Träger sind. Auch hier sind Nebenträger, wie unten, angeordnet. Die Fußpunkte dieser Träger

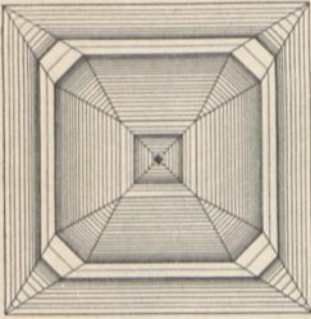
Fig. 635.



Vom Erbgroßherzoglichen Palais zu Karlsruhe²⁸⁵⁾.

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

²⁸⁵⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Oberbaudirectors Professor Dr. *Durm* zu Karlsruhe.

Fig. 636²⁸⁵⁾.

im Grundrifs trapezförmige Flächen; zwischen je zwei dieser Flächen ist über Ecke eine folche mit dreieckigem Grundrifs eingeschaltet; die Grate, so wie die Anordnung der Dachflächen sind in Fig. 636²⁸⁵⁾ angegeben.

liegen aber nicht in den Eckpunkten des Quadrates von 7,70 m Seitenlänge, sondern weiter nach innen, so das man im Grundrifs ein inneres Quadrat von 4,00 m Seitenlänge erhält. Auf die wagrechten Theile der oberen Gurtungen dieser Träger setzt sich jederseits eine 0,07 m hohe, lothrechte, verglaste Wand, welche das ebenfalls verglaste vierseitige Zelddach aufnimmt. In der Höhe der oberen Gurtung der zuerst erwähnten Träger sind noch die im Grundrifs dargestellten wagrechten Träger (Fachwerkträger mit gekreuzten Diagonalen) angebracht, welche zusammen mit den dreieckigen, an die Eckpunkte des großen Quadrates anschließenden Feldern das Viereck zu einer unverschieblichen Scheibe machen. Die innere Gurtung der wagrechten Träger ist zugleich die obere Gurtung der Hauptträger und Nebenhauptträger. Von der oberen Gurtung der Träger des oberen Kuppeltheiles nach der äußeren Gurtung der wagrechten Träger laufen gekrümmte, verglaste,

32. Kapitel.

Flache Zelt- und Walmdächer aus Eifen und aus Holz und Eifen.

a) Flache Zeldächer aus Eifen und aus Holz und Eifen.

Wie bei den Kuppeldächern wird auch bei den flachen Zeldächern die Construction entweder aus ebenen Bindern zusammengesetzt, oder es werden nach Art der *Schwedler*'schen Kuppeln alle tragenden Theile in die Dachfläche verlegt. Bei Zeldächern mit einer größeren Seitenzahl der Grundfigur ist die letztere Constructionweise üblich und zweckmäfsig; hierüber ist in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 456, S. 427²⁸⁶⁾ dieses »Handbuches« das Erforderliche gefagt; die Construction im Einzelnen ist derjenigen bei den Kuppeln ganz ähnlich, nur einfacher, weil die Sparren geradlinig verlaufen. Deshalb braucht auf diese Constructionweise hier nicht näher eingegangen zu werden. Wenn aber das flache Zelddach über quadratischer Grundfläche zu erbauen ist, so greift man vielfach zur Construction aus ebenen Bindern.

Naturgemäfs ergibt sich die folgende Anordnung. Man legt in die Richtung der einen Diagonale des Grundquadrats einen Binder, welcher als Hauptträger des Ganzen wirkt und als Balkenbinder hergestellt wird, sei es als englischer Dachstuhl, sei es als *Polonceau*- (*Wiegmann*-)Dachstuhl. Gegen diesen Träger lehnen sich unter rechtem Winkel im Grundrifs zwei Halbbinder, welche der zweiten Diagonale des Grundquadrats entsprechen. Diese beiden sich im Grundrifs durchschneidenden Binder nehmen die Pfetten auf; wird die Länge der Pfetten zu groß, so ordnet man Zwischenbinder, fog. Schiffbinder, an.

Was die Auflagerung anlangt, so ist ein Auflager des Hauptbinders fest, das andere in der Richtung der Axe beweglich zu machen; damit der Firstpunkt des Hauptbinders im Raume fest gelegt werde, muß auch eines der Auflager der beiden Halbbinder als festes hergestellt werden, während das andere in der Richtung der betreffenden Diagonale des Grundquadrats beweglich zu machen ist.

249.
Allgemeines.

250.
Eisernes
Zelddach
über
quadratischer
Grundfläche.

²⁸⁶⁾ 2. Aufl.: Art. 245, S. 234.

Fig. 638.

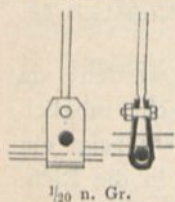


Fig. 637²⁸⁷⁾ stellt ein solches Zeltdach über nahezu quadratischem Lichthofe dar; an der Dach-Construction ist das innere Deckenlicht aufgehängt.

Der Hauptbinder ist ein englischer Dachbinder (er ist zur Hälfte im Grundriss dargestellt und als »Gratbinder« bezeichnet). Ganz entsprechend sind die beiden Halbbinder ausgebildet. Dabei sind die zwei aus Rundeisen hergestellten Mittelstäbe der unteren Gurtungen der sich kreuzenden Träger in etwas verschiedene Höhe gelegt (Fig. 638). Gegen die Diagonal- oder Gratbinder setzen sich die Schiftbinder *B* (siehe den Grundriss). Fig. 637 veranschaulicht im Grundriss im ersten Viertel die Binderanordnung, im zweiten Viertel den Verlauf der Pfetten und im dritten Viertel die Sparrenanordnung. Schwierigkeit machen die Construction der Spitze und der Anchluss der Schiftbinder an die Diagonalbinder. Fig. 639 zeigt die Spitze: die obere Gurtung der Binder ist aus einem T-Eisen (200 × 100 × 16 mm) gebildet; am First-Knotenpunkte sind doppelte Knotenbleche über die lothrechten Schenkel der T-Eisen gelegt, zwischen welche sich die Schrägstäbe des Hauptbinders setzen. Vor die Knotenbleche flossen rechtwinkelig die T-Eisen der oberen Gurtungen der Halbbinder und werden mit dem Hauptbinder durch doppelte Knotenbleche und lothrechte Winkeleisen verbunden.

Fig. 639.

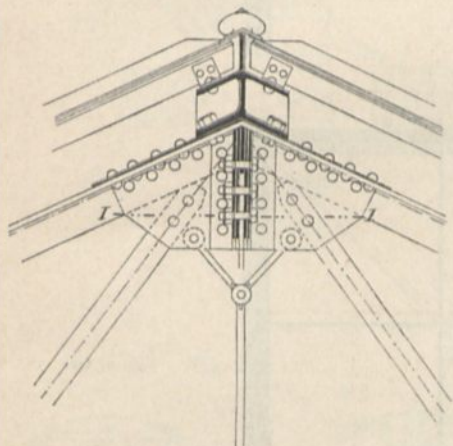
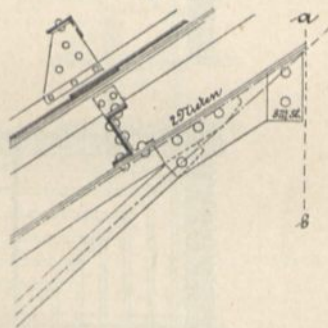
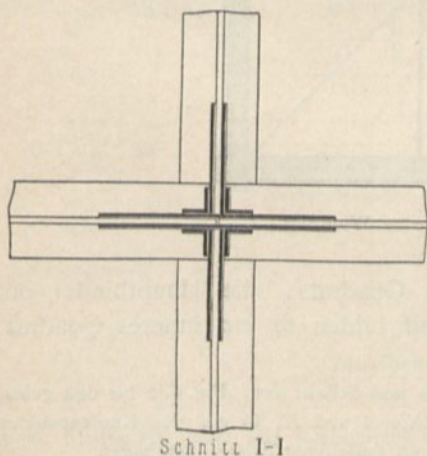
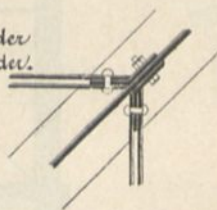


Fig. 640.



Anstoß
der Schift-Binder
an den Gratbinder.



Schnitt I-I

Vom Amtsgerichtshaus zu Breslau²⁸⁷⁾.

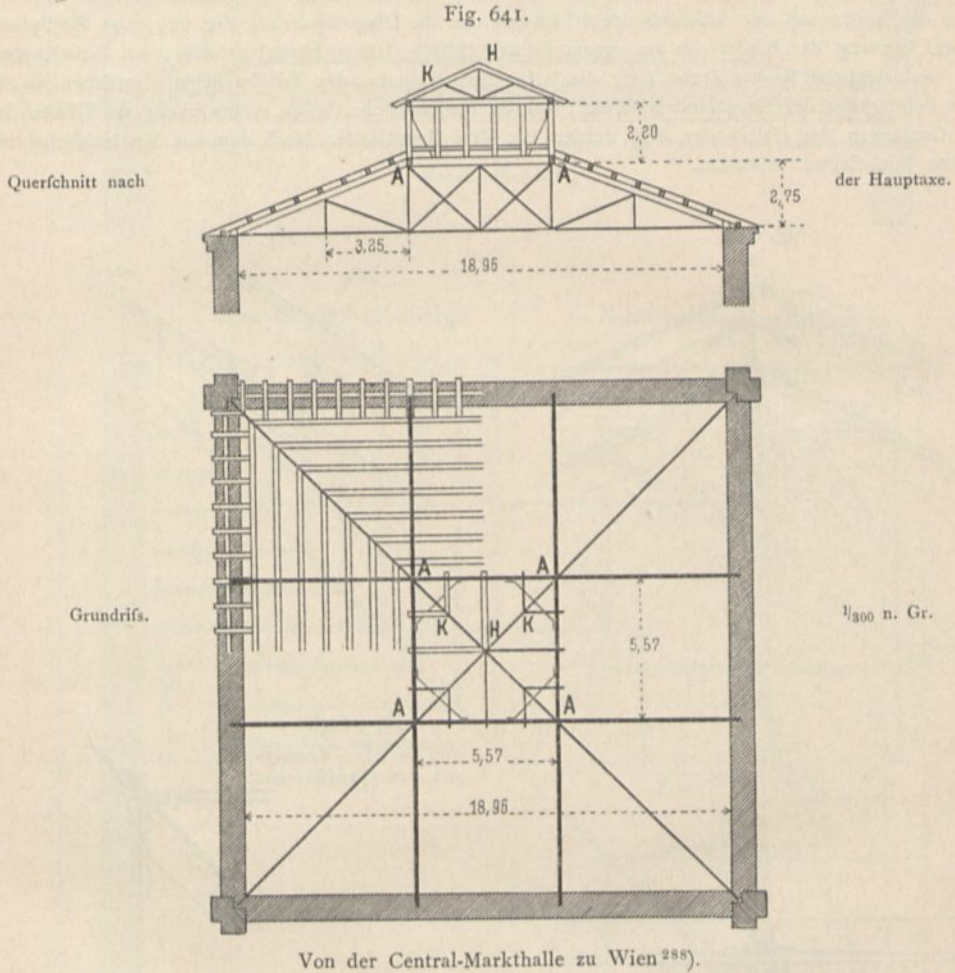
1/20 n. Gr.

²⁸⁷⁾ Fac.-Repr. nach der betr. Ausführungszeichnung.

Der Anschluß der Schiffbinder erfolgt mit Hilfe von entsprechend zugeschnittenen Winkelblechen, deren Winkel 45 Grad ist (Fig. 640). Doppelte Knotenbleche verbinden diese Winkelbleche mit den T-Eisen ($160 \times 80 \times 13$ mm), welche die obere Gurtung der Schiffbinder bilden.

251.
Zeltdach über
quadratischer
Grundfläche
als Holz-
Eisen-Dach.

Auch als Holz-Eisen-Dach kann das flache Zeltdach construiert werden; da hierbei die Bildung der Knotenpunkte mittels gusseiserner Schuhe leicht möglich ist, so empfiehlt sich diese Constructionsweise unter Umständen. Fig. 641²⁸⁸⁾ zeigt ein solches Dach. Die Hauptträger sind bei diesem Beispiele aber nicht in die Richtungen der Diagonale des Grundquadrats gelegt; vielmehr laufen je zwei Haupt-



binder parallel zu den Seitenrichtungen des Quadrats; die Hauptbinder durchschneiden einander unter rechten Winkeln und bilden so ein inneres Quadrat für den Laternen-Aufbau.

Fig. 641 führt die Gefammtanordnung im Grundriß und Schnitt vor; Fig. 642 bis 644 geben die ohne Weiteres verständlichen Einzelheiten der Knotenpunkte *A* und *H*, so wie des Knotenpunktes *K*, in welchem die Schiffsparren sich mit den Gratsparren durch gusseiserne Schuhe vereinigen.

252.
Weitere
Beispiele.

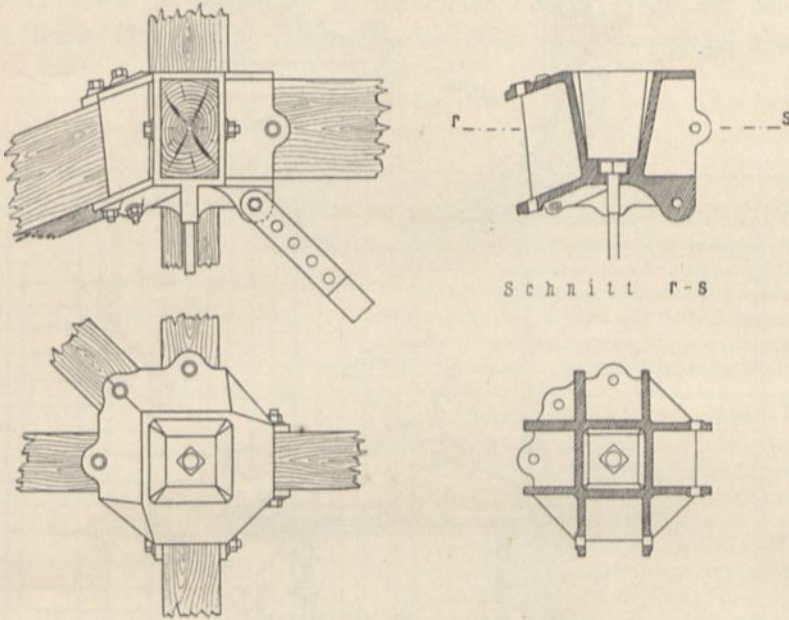
Es möge noch darauf hingewiesen werden, daß auch in Fig. 635 (S. 326) der oberste Abschluß des Kuppeldaches durch ein Zeltdach über quadratischem Raume

²⁸⁸⁾ Nach: WIST, a. a. O., Bd. I, Bl. 26, 29 30.

von 4 m Seitenlänge gebildet ist. Die Binder sind unter die Grate gelegt und durch rechtwinkelige Winkeleisen mit einander verbunden.

Endlich ist in Fig. 645 u. 646 ein eisernes Zeltdach über einem kleinen, acht-

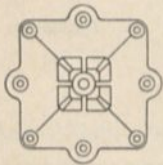
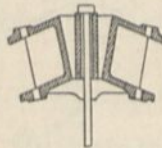
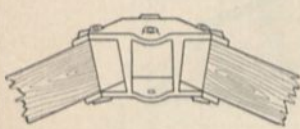
Fig. 642.



Schnitt r-s

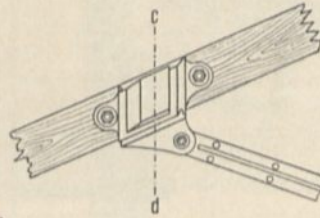
Knotenpunkt A.

Fig. 643.



Knotenpunkt H.

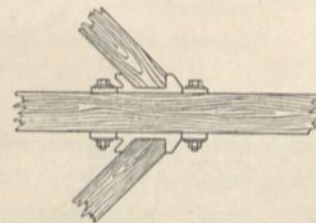
Fig. 644.



Schnitt c-d.



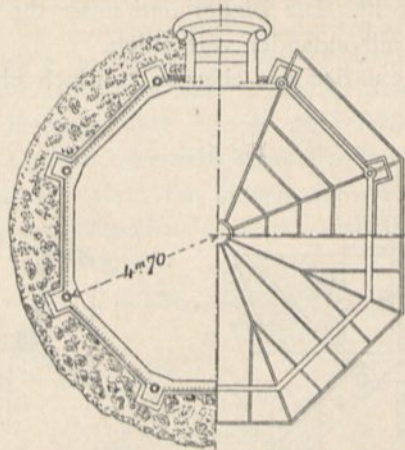
Knotenpunkt K.

Einzelheiten zu Fig. 641²⁸⁹⁾.

seitigen Musik-Pavillon im Grundriss und den Einzelheiten der Spitze vorgeführt. Der Zusammenschluss der 8 Gratsparran an der Spitze erfolgt mit Hilfe eines achteckigen, gußeisernen Prismas, an welches sich die Sparren mit Winkelblechen setzen.

²⁸⁹⁾ Facs.-Repr. nach: *Nouv. annales de la constr.* 1890, Pl. 9-10.

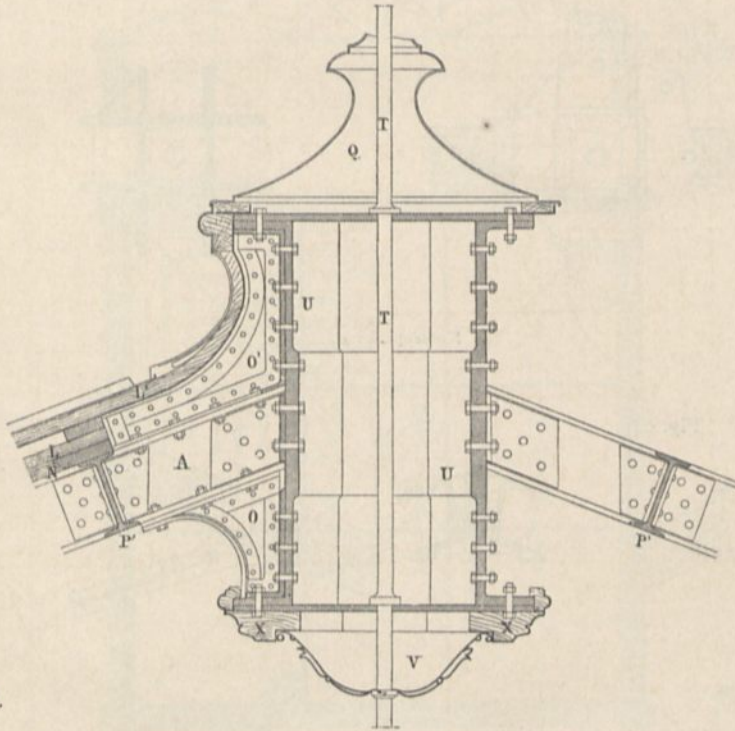
Fig. 645.



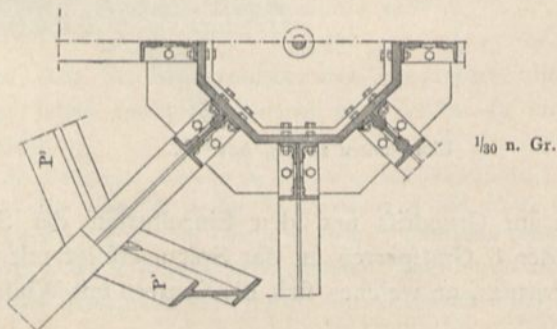
Grundriss.

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

Fig. 646.



Dachspitze.



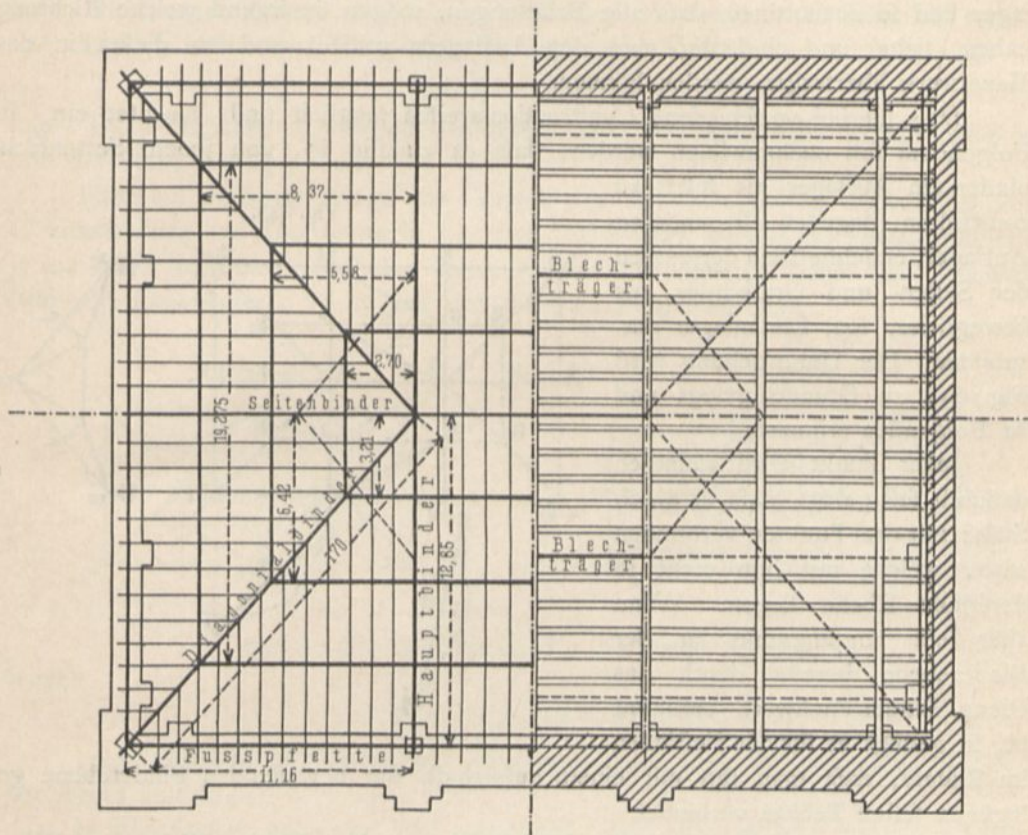
Von einem Musik-Pavillon ²⁸⁹.

b) Eiserne Walmdächer.

Die allgemeine Anordnung der abgewalmten Dächer ist in Art. 63 (S. 74) angegeben, für die eisernen Dächer besonders auf S. 76 u. 77; als Beispiele sind Fig. 218 u. 219 (S. 75 u. 76) vorgeführt, worauf hier verwiesen wird. Für die Besprechung der hier in Erwägung zu ziehenden Punkte möge ein beiderseits abgewalmtes Dach über rechteckigem Raume (Fig. 647) betrachtet werden. Der

253.
Allgemeines.

Fig. 647.



Dachbinder und Pfetten.

Balkenlage.

Von der Eingangshalle auf dem Bahnhof zu Hannover.

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

mittlere Theil des Daches wird als gewöhnliches Satteldach conſtruirt; an jeder Seite werden unter die Grate die Gratbinder gelegt, welche gemeinfam mit den Satteldachbindern die wagrecht herumlaufenden Pfetten tragen. Das eine Auflager des Gratbinders liegt auf der Umfangsmauer, das zweite an der Verbindungsſtelle mit dem äußerſten Satteldachbinder, am fog. Anfallsbinder, und zwar im Anfallspunkte. Es wäre denkbar, daß dieſer zweite Auflagerpunkt der Gratbinder durch Auslegerträger, welche über die letzten Satteldachbinder hinausreichen, unterſtützt würde.

In Fig. 647 iſt nur auf der linken Hälfte die Dach-Conſtruction dargeſtellt; die rechte Hälfte giebt die Conſtruction der von dem Dache getragenen Balkendecke.

Jeder Gratbinder kann als ein Pultdachbinder angesehen werden. Wenn sich die Pfetten nicht von einem Gratbinder zum anderen frei tragen können, so werden auf der Walmseite noch Zwischenbinder (auch halbe Binder genannt) angeordnet (siehe Fig. 218, S. 75); auch diese sind eine Art Pultdachbinder. Unter Umständen können noch weitere Zwischenbinder erforderlich sein; dieselben schiften sich an die Gratbinder und werden Schiftbinder genannt.

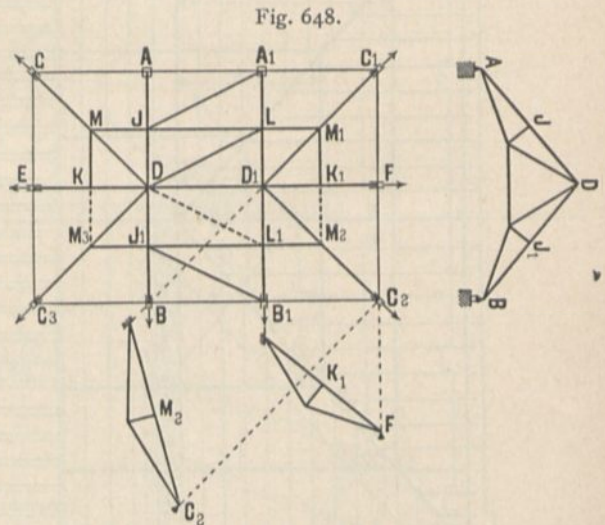
254.
Auflagerung.

Wichtig ist die Frage, wie die Binder für die Walmdächer aufgelagert werden müssen; die Unterfuchung soll im Zusammenhange mit derjenigen über die Anordnung der Stäbe des entstehenden Raumbachwerkes geführt werden. Stäbe und Auflager sind so anzuordnen, daß alle Belastungen, mögen sie irgend welche Richtung haben, sicher und eindeutig nach den Auflagern geleitet und an diesen in das Mauerwerk übertragen werden können.

Daß hierbei verschiedene Constructionsweisen möglich sind, leuchtet ein. In Folgendem soll nachgewiesen werden, daß es zulässig ist, von jedem Satteldachbinder ein Auflager als festes zu construiiren, dagegen alle anderen Auflager, einschließlic derjenigen der Seiten- und Gratbinder, als bewegliche, sog. Linienlager auszubilden. Der Unterfuchung wird Fig. 648 zu Grunde gelegt und an Folgendes erinnert:

Jeder Punkt wird räumlich dadurch fest gelegt, daß er durch Stäbe mit drei Punkten verbunden wird, welche mit ihm nicht in derselben Ebene liegen. Wenn aber ein Knotenpunkt in der Binderebene bereits durch das ebene Binder-Fachwerk bestimmt ist, so genügt es für das Festlegen im Raume, daß man ihn mit einem außerhalb der betreffenden Binderebene gelegenen festen Punkte verbindet.

Das zu untersuchende Dach soll als Satteldachbinder sog. *Polonceau*- (*Wiegmann*-)Binder haben; Seiten- und Gratbinder haben entsprechende Fachwerke, welche in Fig. 648 seitlich herausgezeichnet sind. Die in Fig. 648 eingetragenen Pfeile geben die Bewegungsrichtungen der beweglichen Auflager an. Zu bemerken ist, daß der Sinn der Pfeile auch negativ werden kann. A und A_1 sind feste Punkte; B und B_1 sind räumlich gleichfalls bestimmt: in den Binderebenen durch das Binder-Fachwerk, im Raume durch die hinzukommende Seitenkraft des Auflagerdruckes, welche das Heraustreten aus der betreffenden Binderebene verhindert; Punkt F im Binder AB wird durch Stab FA_1 räumlich bestimmt, Punkt L im Binder A_1B_1 durch Stab FL und Punkt D durch Stab DL ; eben so Punkt F_1 durch Stab F_1B_1 , Punkt L_1 durch Stab F_1L_1 und Punkt D_1 durch Stab D_1D . Die Auflagerpunkte E, F, C, C_1, C_2, C_3 werden durch die Fachwerke ihrer bez. Binder und die Auflagerbedingungen zu räumlich bestimmten Punkten. Nunmehr wird weiter räumlich fest gelegt: M durch Stab FM , K durch Stab MK , M_3 durch Stab F_1M_3 , M_1



durch Stab LM_1 , Punkt K_1 durch Stab M_1K_1 und Punkt M_2 durch Stab M_2L_1 . Hiermit sind alle Punkte bestimmt; weitere Stäbe sind nicht erforderlich. Man wird in der Regel die punktierten Stäbe DL_1 , KM_3 und K_1M_2 ebenfalls anordnen; sie machen das Fachwerk statisch unbestimmt. Man sieht, daß auch keine Verbindungsstäbe der Auflager nöthig sind.

Die Zahl der Auflager-Unbekannten ist, weil 2 feste (Punkt-)Lager und 8 bewegliche (Linien-)Lager vorhanden sind: $n = 2 \cdot 3 + 8 \cdot 2 = 22$. Das Fachwerk enthält 22 räumliche Knotenpunkte und (an den unteren Gurtungen der Binder) 10 ebene Knotenpunkte; es ist also $K_R = 22$ und $K_E = 10$. Die Zahl der verfügbaren Gleichungen ist dem gemäß $3 K_R + 2 K_E = 86$, die Zahl der Stäbe des statisch und räumlich bestimmten Fachwerkes beträgt $s = 3 K_R + 2 K_E - n$; also muß

$$s = 86 - 22 = 64$$

sein. Diese Stabzahl ist wirklich vorhanden, und, wie vorstehend nachgewiesen ist, sind die Stäbe richtig gestellt.

Falls bei größerer Länge das Dach drei Satteldachbinder erforderlich sind, so kommt man zur Anordnung in Fig. 649, bei welcher wieder die Satteldachbinder je ein festes und ein bewegliches Lager haben; alle anderen Lager sind gleichfalls (wie vor) Linienlager. Es ist (mit den früheren Bezeichnungen):

Fig. 649.

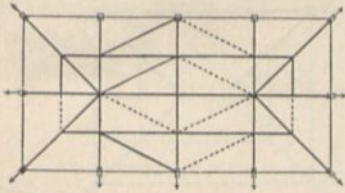
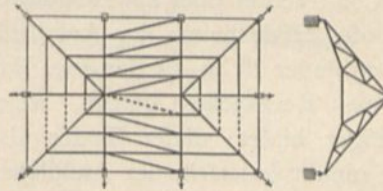


Fig. 650.



$$n = 3 \cdot 3 + 2 \cdot 9 = 27, K_R = 27 \text{ und } K_E = 12;$$

folglich

$$s = 3 \cdot 27 + 2 \cdot 12 - 27 = 78.$$

Diese Stabzahl ist vorhanden. Man wird auch hier die punktierten Stäbe in der Regel ausführen.

In Fig. 650 ist noch der Fall vorgeführt, daß eine größere Zahl von Pfetten (drei) jederseits zwischen First- und Fußpfette liegt. Es ist

$$n = 3 \cdot 2 + 2 \cdot 8 = 22, K_R = 42 \text{ und } K_E = 30,$$

folglich

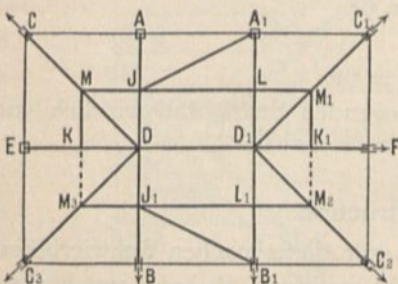
$$s = 3 \cdot 42 + 2 \cdot 30 - 22 = 164.$$

Diese Stabzahl ist wirklich vorhanden.

Nach vorstehenden Angaben kann man gleichfalls die Anordnung der Kehlbinders vornehmen.

Man erhält auch ein räumlich und statisch bestimmtes Fachwerk, wenn man aufser einem Lager je eines Satteldachbinders noch ein Lager eines Seitenbinders

Fig. 651.



fest macht und alle anderen Lager als Linienlager konstruiert. Diese Anordnung zeigt Fig. 651.

Wiederum sind A und A_1 , außerdem noch E feste Punkte, B und B_1 durch die Binder-Fachwerke und die Auflagerbedingung fest gelegt. \mathcal{F} wird räumlich durch Stab $A_1\mathcal{F}_1$, Punkt L durch Stab $L\mathcal{F}$, Punkt \mathcal{F}_1 durch \mathcal{F}_1B_1 und Punkt L_1 durch $L_1\mathcal{F}_1$ bestimmt; eben so Punkt D durch Stab ED und Punkt D_1 durch D_1D ; weiter der Auflagerpunkt F durch FD_1 , Punkt C durch CD , Punkt C_1 durch C_1D_1 , C_2 durch C_2D_1 und Punkt C_3 durch C_3D . Jeder dieser Auflagerpunkte braucht nur mit einem festen Punkte verbunden zu werden, weil die Linienauflagerung die anderen beiden Stäbe ersetzt, welche weiter noch zum räumlichen Festlegen nöthig sind. M wird durch Stab $M\mathcal{F}$ bestimmt, Punkt M_1 durch Stab M_1L , Punkt K durch KM , Punkt K_1 durch K_1M_1 , Punkt M_3 durch Stab $M_3\mathcal{F}_1$ und Punkt M_2 durch Stab M_2L_1 . Die punktirten Stäbe sind nicht erforderlich, werden aber wohl meistens ausgeführt. Man hat 3 feste und 7 Linienlager, also $n = 3 \cdot 3 + 2 \cdot 7 = 23$ Auflager-Unbekannte.

Zahl der räumlichen Knotenpunkte $K_R = 22$;

Zahl der ebenen Knotenpunkte $K_E = 10$;

Zahl der verfügbaren Gleichungen: $3 \cdot 22 + 2 \cdot 10 = 86$;

Zahl der erforderlichen Stäbe: $s = 86 - 23 = 63$.

Diese Zahl ist wirklich vorhanden.

Eigenartig ist die in Fig. 652 dargestellte Dach-Construction über der Eingangshalle des Bahnhofes Hildesheim: der Anfallsbinder für die Gratbinder ist in die längere Halbirungslinie des Rechteckes gelegt, welches die Grundfigur bildet; dieser Binder als Hauptträger nimmt jederseits im Anfallspunkte die beiden Gratbinder auf. Die Pfetten auf den beiden langen Seiten ergeben sich als sehr lang und sind deshalb als Fachwerkträger (mit gekrümmter unterer Gurtung) konstruiert. Ein Auflager des Hauptträgers ist fest; das zweite ist als bewegliches ausgebildet; die Diagonalbinder auf der einen Seite müssen Punktlager erhalten; auf der anderen Seite müssen die Lager bewegliche (Linien-)Lager sein. Man findet leicht, daß für geometrische und statische Bestimmtheit ein in der Walmfläche liegender Schrägstab anzuordnen ist (in Fig. 652 ist dieser Stab punktirt). Es sind 3 feste und 3 bewegliche (Linien-)Auflager vorhanden; also ist $n = 3 \cdot 3 + 3 \cdot 2 = 15$.

Zahl der räumlichen Knotenpunkte $K_R = 14$;

Zahl der ebenen Knotenpunkte $K_E = 6$;

demnach muß die Stabzahl

$$s = 3 \cdot 14 + 2 \cdot 6 - 15 = 39$$

sein; diese Zahl ist mit dem in der Walmfläche liegenden Schrägstab wirklich vorhanden.

c) Einzelheiten der Construction.

Hier sind nur die Gratbinder zu besprechen, nur diese machen Schwierigkeit. Die Neigung der oberen Gurtung beim Gratbinder ist geringer, als beim zugehörigen

Fig. 652.

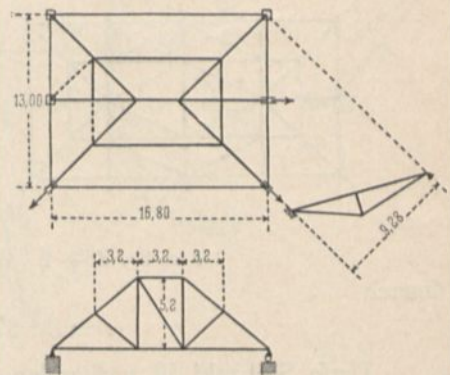
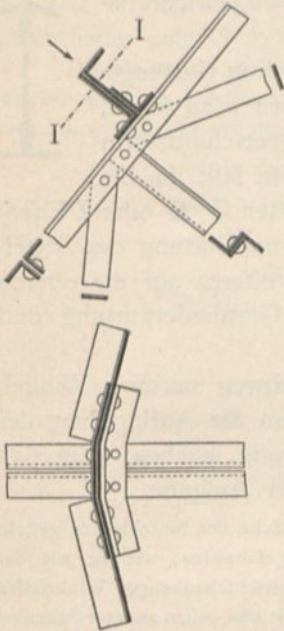
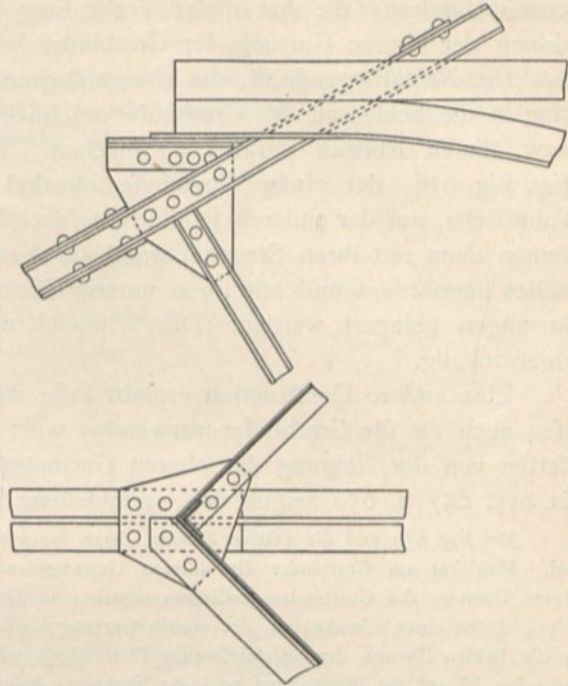


Fig. 653.



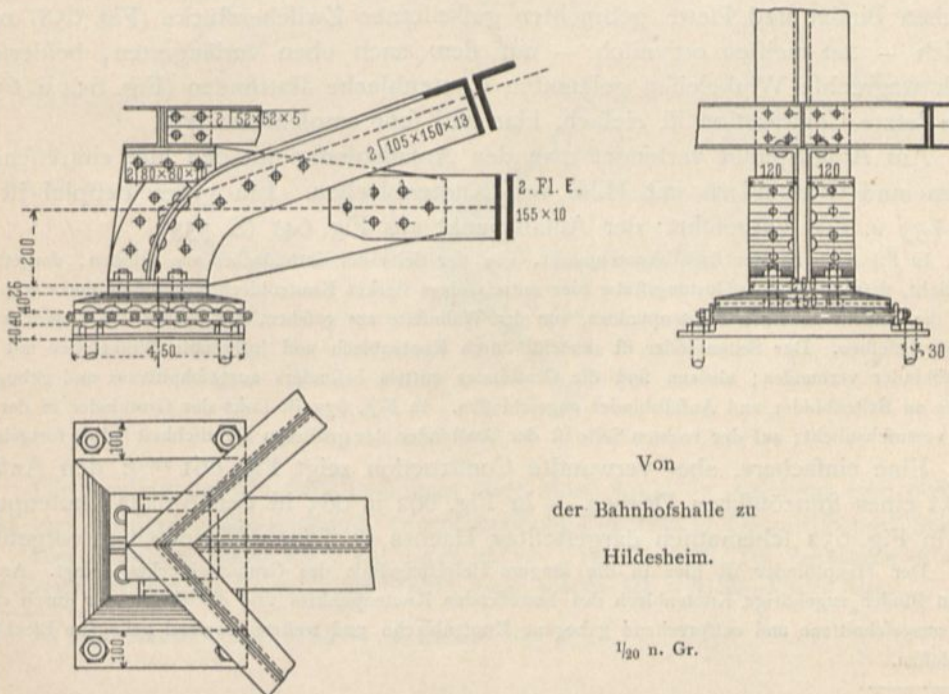
Von der katholischen Kirche
zu Harfum¹²⁷.
1/15 n. Gr.

Fig. 654.



Von der Bahnhofshalle zu Hildesheim.
1/10 n. Gr.

Fig. 655.



Von
der Bahnhofshalle zu
Hildesheim.

1/20 n. Gr.

Satteldachbinder. Haupt Schwierigkeit bietet die Verbindung der Pfetten mit den Gratbindern; die Art dieser Verbindung wird durch die Querschnittsbildung der oberen Gurtung der Gratbinder bedingt.

Das Nächstliegende ist, die oberen Begrenzungen der oberen Gurtungsfläche in die beiden an den Gratbinder anschließenden Dachebenen zu legen, bzw. diesen Ebenen parallel zu machen. Eine solche Querschnittsform zeigt Fig. 656; der obere Winkeleisenfchenkel auf einer Seite fällt in die Walmfläche, auf der anderen in die Satteldachfläche. Die Pfetten (I-, E- oder Z-Eisen) können dann mit ihren Stegen normal zur Neigung der oberen Gurtung des Satteldaches angeordnet und mit ihren unteren Flanschen ohne Weiteres auf die oberen Gurtungen gelagert werden. Die Winkeleisen der oberen Gratbindergurtung sind schiefwinkelig.

Fig. 656.



Eine andere Construction ergibt sich, wenn man durchweg normale Winkeleisen auch für die Gratbinder verwenden will; man muß dann die Auflagerung der Pfetten von der Neigung der oberen Gurtungsfläche unabhängig machen. Fig. 653 bis 655, 657 u. 658 zeigen drei verschiedene Lösungen dieser Aufgabe.

Bei Fig. 653 sind die Pfetten Z-Eisen, deren Stege normal zur Dachfläche des Satteldaches gestellt sind. Man hat am Gratbinder die unteren Gurtungsflansche so weit ausgechnitten, wie sie mit der oberen Gurtung des Gratbinders collidiren würden; in die Ecke ist ein ungleichschenkeliges Winkeleisen gelegt, dessen einer Schenkel mit der oberen Gurtung des Gratbinders vernietet und dessen anderer Schenkel in die beiden Ebenen der anschließenden Pfettenstege gebogen ist. Mit diesen ist letzterer vernietet; außerdem ist auf die Pfettenstege noch ein Stofsblech gelegt.

Bequemer ist es, die Pfettenstege lothrecht zu stellen; alsdann ist die Ebene der unteren Flansche wagrecht. Nunmehr lege man die Pfette so hoch über die Binder, daß zwischen beiden ein genügend großer Zwischenraum verbleibt, um die Pfette ohne Anstoß über alle Binder hinwegzuführen. Die Auflagerung der Pfette kann dann nach Fig. 657 mit Hilfe von gebogenen Winkeleisen oder mittels zwischen Binder und Pfette gebrachter gußeiserner Zwischenstücke (Fig. 658) oder endlich — am meisten organisch — auf dem nach oben verlängerten, beiderseits durch wagrechte Winkeleisen gefäumten Knotenbleche stattfinden (Fig. 654 u. 655). Diese letzte Construction ist einfach, klar und sehr empfehlenswerth.

256.
Anfallspunkt.

Am Anfallspunkt verbindet man den Anfallsbinder mit den hier eintreffenden Seiten- und Gratbindern mit Hilfe von Knotenblechen. Ein gutes Beispiel ist in Fig. 659 u. 660 vorgeführt: der Anfallspunkt aus Fig. 647 (S. 333).

In Fig. 660 ist der Anfallsknotenpunkt, von der Seite des Satteldaches aus gesehen, dargestellt; man sieht, daß die oberen Gurtungsfläche hier mittels eines starken Knotenbleches gestossen sind. Fig. 659 führt die Ansicht desselben Knotenpunktes, von der Walmseite aus gesehen, vor, ferner den Grundriß und Schnitt desselben. Der Seitenbinder ist zunächst durch Knotenblech und lothrechte Winkeleisen mit dem Anfallsbinder verbunden; alsdann sind die Gratbinder mittels besonders ausgechnittener und gebogener Bleche an Seitenbinder und Anfallsbinder angegeschlossen. In Fig. 659 ist links der Gratbinder in der Ansicht veranschaulicht; auf der rechten Seite ist der Gratbinder der größeren Deutlichkeit halber fortgelassen.

Eine einfachere, aber verwandte Construction zeigt Fig. 661²⁹⁰: den Anfallspunkt eines französischen Daches. — In Fig. 662 u. 663 ist der Anfalls-Knotenpunkt des in Fig. 652 schematisch dargestellten Daches in seinen Einzelheiten vorgeführt.

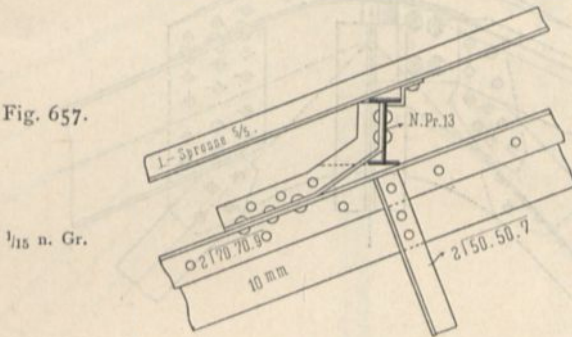
Der Hauptbinder ist hier in die längere Halbirungslinie des Grundrechteckes gelegt. An das diesem Binder zugehörige Knotenblech des betreffenden Knotenpunktes sind die Gratbinder durch eigenartig ausgechnittene und entsprechend gebogene Knotenbleche und weitere zweimal gebogene Bleche angegeschlossen.

²⁹⁰) Facf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la constr.* 1883, Pl. 1—2.

Ein steifer Ring endlich ist zur Construction des Anfallpunktes verwendet, welcher in Fig. 664 bis 666 dargestellt ist; den Grundriss des in Frage kommenden Dachtheiles zeigt Fig. 665²⁹¹⁾.

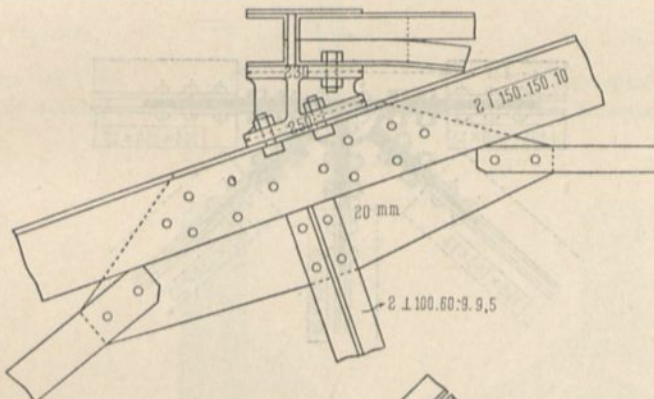
Die Gratbinder II (4 an der Zahl) setzen sich gegen einen im Querschnitt E-förmigen Ring, welcher mit dem Anfallsbinder vernietet und gegen denselben versteift ist. Fig. 666 stellt den Schnitt nach *lm* in Fig. 664 mit der Ansicht des Gratbinders dar.

Fig. 657.



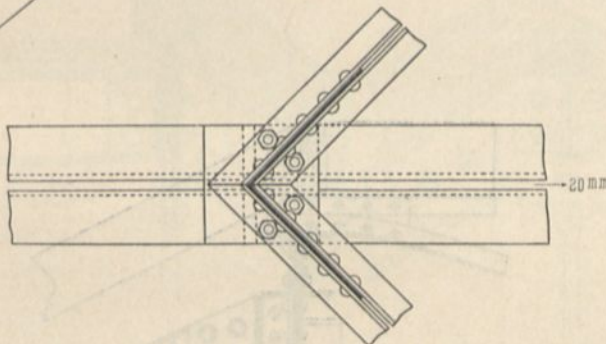
Von der Kuppel des
Kaiserin Augusta-
Bades zu
Baden-Baden²⁹⁰⁾.

Fig. 658.



Vom Dach über
der
Eingangshalle
im Bahnhof
zu Hannover.

1/15 n. Gr.

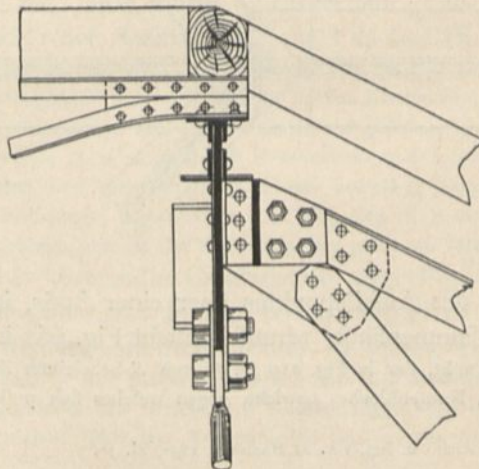
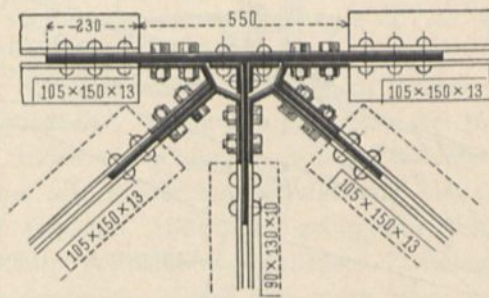
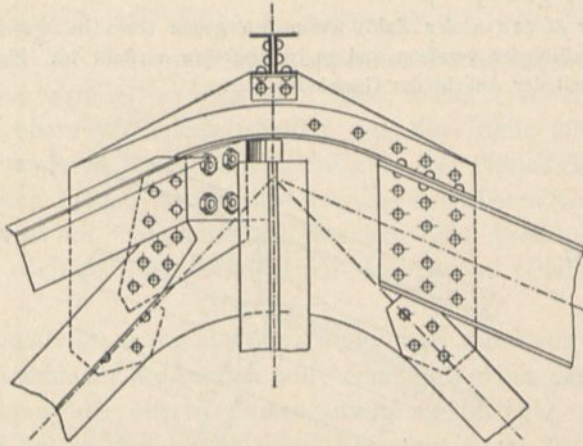


Die Ausbildung des Anfallpunktes über einer Apsis, in welchem eine größere Zahl von Bindern zusammenläuft, veranschaulicht Fig. 667 in Grundriss und Schnitt.

Dies ist derjenige Punkt, der in Fig. 219 (S. 76) mit *S* bezeichnet ist. Die Vereinigung ist mittels eines ebenen, kreisförmigen Knotenbleches bewirkt, gegen welches sich 9 (Halb-) Binder setzen.

²⁹¹⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 31.

Fig. 659.



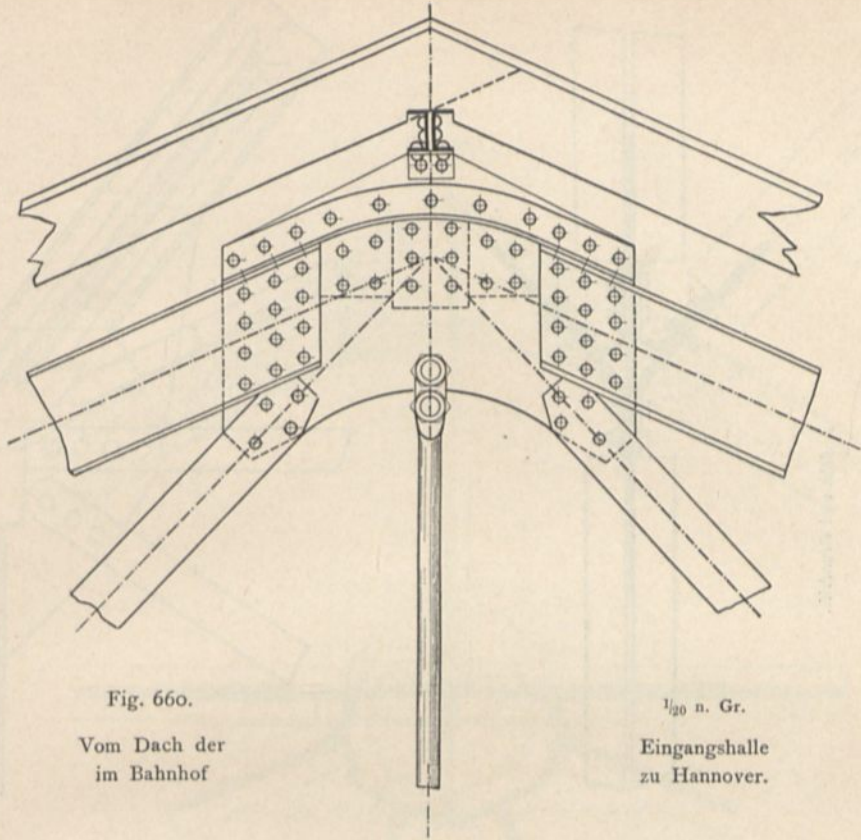


Fig. 660.

Vom Dach der
im Bahnhof

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

Eingangshalle
zu Hannover.

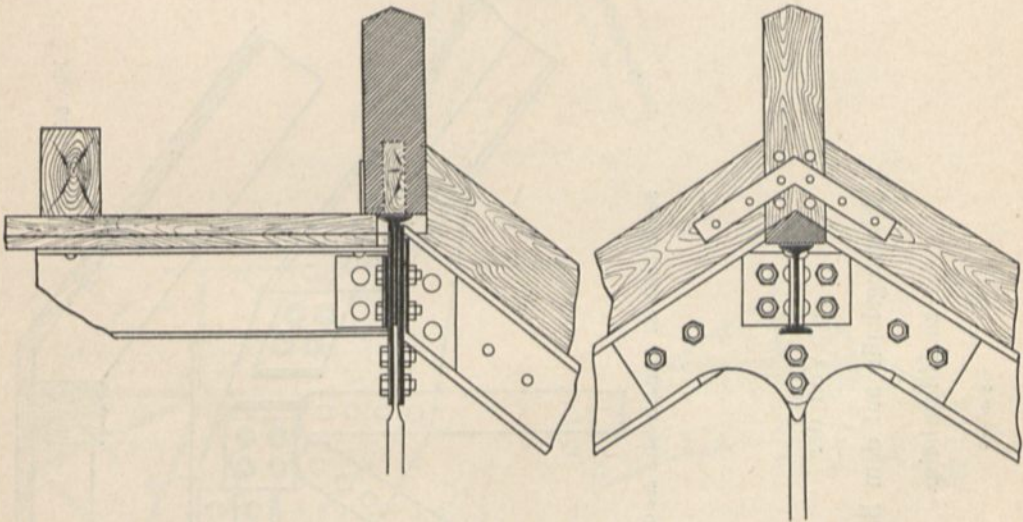


Fig. 661.

Von einem französischen Dachstuhl²⁹⁰⁾.

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

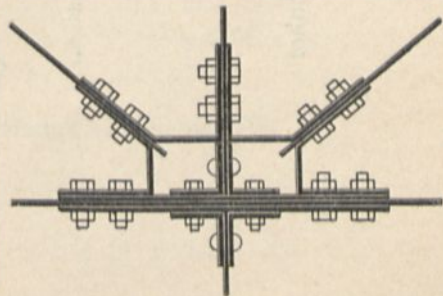
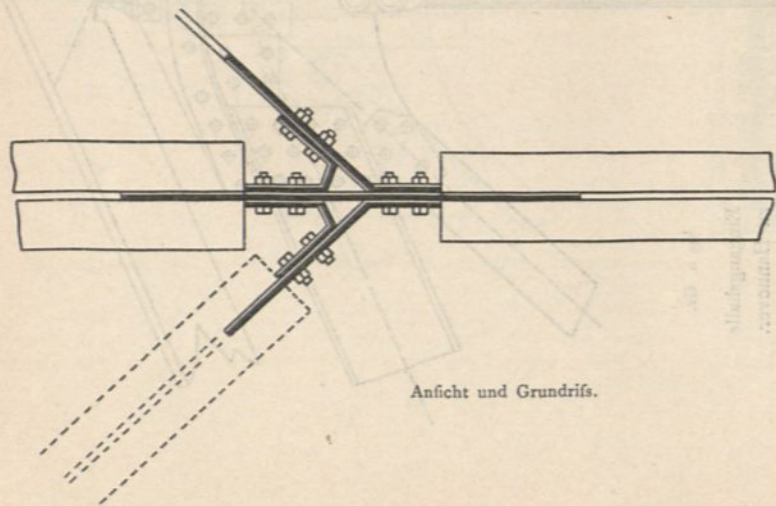
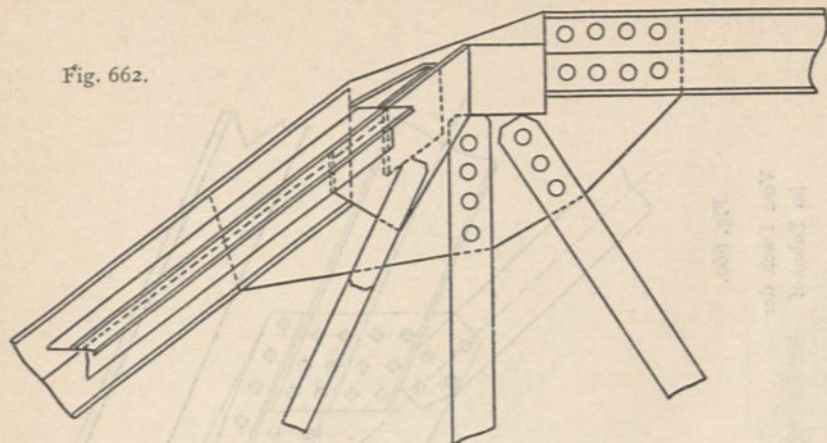
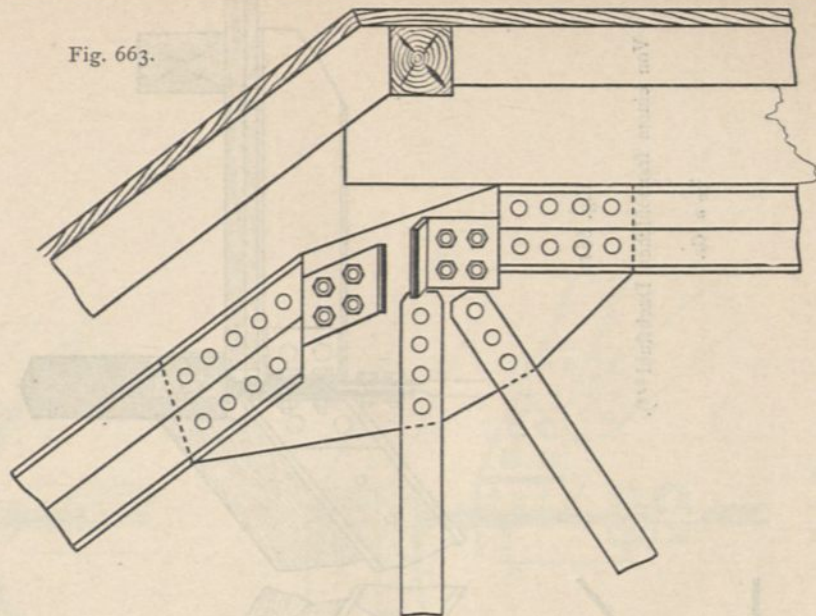


Fig. 662.



Anficht und Grundrifs.

Fig. 663.

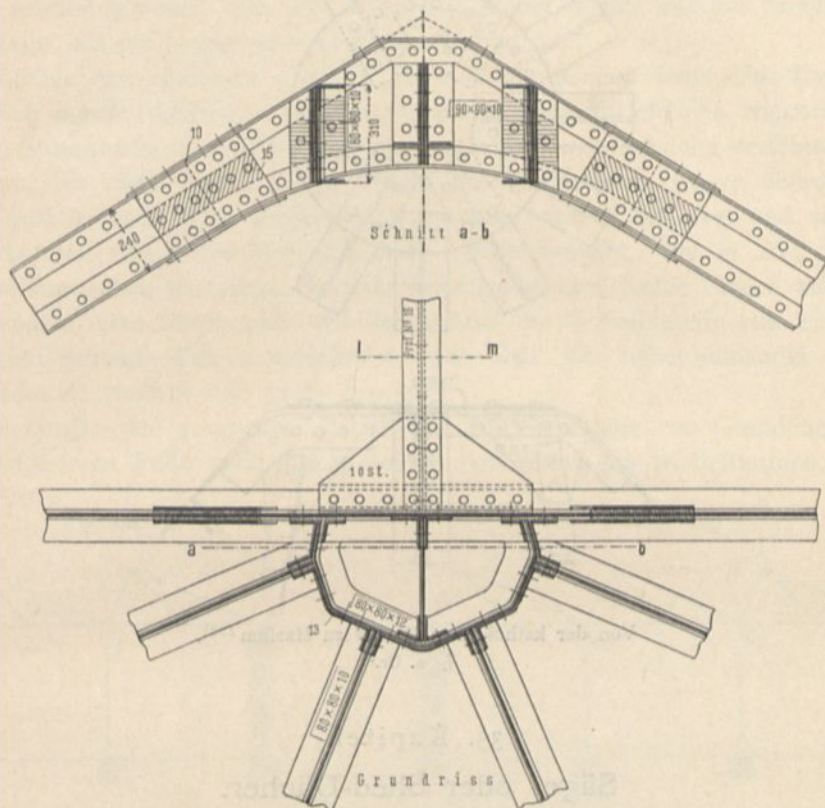


Schnitt durch die Anschlussbleche des Gratbinders.

Von der
Eingangshalle auf dem Bahnhof
zu Hildesheim.

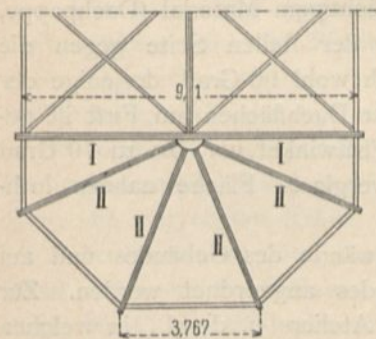
$\frac{1}{15}$ n. Gr.

Fig. 664.



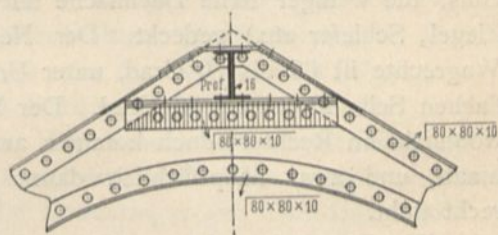
$\frac{1}{25}$ n. Gr.

Fig. 665.



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

Fig. 666.

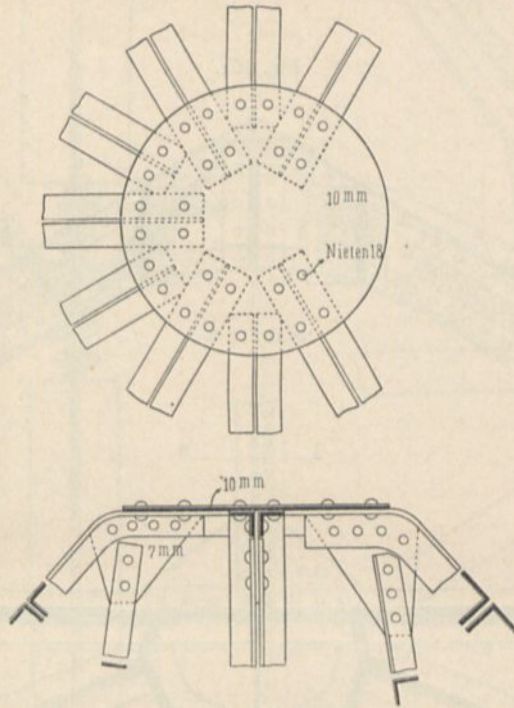


Schnitt nach *l m* in Fig. 664.

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

Vom Wasserthurm auf dem Bahnhof zu Bremen²⁹¹).

Fig. 667.



Von der katholischen Kirche zu Harfum ¹²⁷⁾.

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

33. Kapitel.

Säge- oder Shed-Dächer.

^{257.}
Allgemeines.

Das Sägedach wird, wie schon in Art. 27 (S. 28) gefagt worden ist, durch Nebeneinanderstellen einer Anzahl von Satteldächern erhalten, welche in ihren beiden Seitenflächen ungleiche Neigung aufweisen; die steilere Dachseite wird mit Glas, die weniger steile Dachfläche mit nicht durchsichtigem Material (Dachpappe, Ziegel, Schiefer etc.) gedeckt. Der Neigungswinkel der steilen Seite gegen die Wagrechte ist 60 bis 70 Grad, unter Umständen auch wohl 90 Grad, derjenige der flachen Seite ist 20 bis 30 Grad. Der Winkel beider Dachflächen am First ist gewöhnlich ein Rechter; doch kommen auch kleinere Firstwinkel vor, bis zu 70 Grad hinab, und zwar hauptsächlich dann, wenn die verglaste Fläche nahezu lothrecht steht.

Die Sägedächer stützen sich auf die Umfangswände des Gebäudes und auf Reihen von Säulen, welche im Inneren des Gebäudes angeordnet werden. Zur Ueberdachung großer Werkstättenräume, Fabriken, Ateliers u. dergl., in welchen einzelne Säulen nicht hindern, sind diese Dächer sehr geeignet; durch Wahl angemessener Stützweiten für die Dachbinder und eben solcher Binderabstände kann man sich dem Bedürfnisse sehr gut anschließen; man kann ferner sehr große Räume ohne übermäßige Kosten überdecken, da die Binderweiten nicht groß zu sein brauchen; vor Allem aber kann man eine ausgezeichnete Erhellung durch das Tageslicht erzielen, indem man die verglasten Dachflächen nach Norden oder, wo

dies nicht erreichbar ist, nach Nordost oder Nordwest stellt. Dadurch erhält man ein sehr ruhiges, von unmittelbaren Sonnenstrahlen freies Licht, das auch durch die vielen Dachflächen angenehm zerstreut ist. Nicht gering ist endlich der Vortheil, daß die verglasten Dachflächen stark geneigt sind, so daß sie leicht dicht erhalten werden können, und auf ihnen der Schnee nicht und der Staub weniger liegen bleibt, als auf wenig geneigten Glasflächen.

Zwischen den einzelnen Dächern angeordnete Rinnen leiten das Regenwasser ab, vielfach durch Abfallrohre, welche in den eisernen Mittelfäulen angeordnet sind.

Die Stützweiten der Binder und die Binderabstände sind sehr verschieden groß ausgeführt; für diese Masse ist vor Allem die Bestimmung der zu überdachenden Räume entscheidend. Die Binderweiten kommen von 3 bis 15 m und mehr vor, die Stützweiten von 5 bis 10 m und mehr. Man braucht, wie in Art. 69 (S. 83) allgemein angegeben ist, nicht für jede Binderreihe eine Reihe Säulen anzuordnen, kann vielmehr eine Binderreihe um die andere durch besondere von einer Säule zur anderen gehende Träger aufnehmen. Die Zahl der neben einander gestellten Einzelbinder ist vielfach sehr groß gewählt.

Die Größe der verglasten Dachfläche im Verhältniß zur Grundfläche ist in jedem besonderen Falle nach den gestellten Anforderungen zu bestimmen.

Fig. 668.

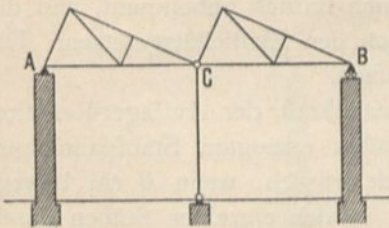
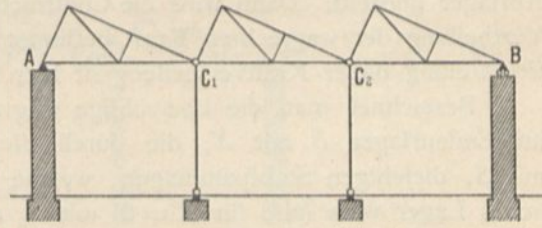


Fig. 669.



Die auf die Dachbinder wirkenden lothrechten Lasten sind ungefährlich; dagegen können die wagrechten Belastungen leicht den Einsturz des Gebäudes zur Folge haben, wenn die Construction nicht sorgfältig überlegt ist.

Die wagrechten Seitenkräfte der schief wirkenden Kräfte (der Winddrücke) können nicht durch die Säulen, d. h. die Mittelaullager der Binder, in die Fundamente übergeführt werden, es sei denn, daß man die Säulen und Dachbinder fest mit einander verbindet und erstere mit den Fundamenten verankern wollte, so daß sie als lothrecht eingespannt gelten könnten. Die Fundamente würden dann durch Biegemomente beansprucht, was besser vermieden wird. Man kommt demnach dazu, die wagrechten Kräfte nur durch die Endauflager der *Shed*-Dachbinder in die Seitenmauern zu überführen, das eine Endauflager, etwa bei A (Fig. 668), als festes, das zweite Endauflager, etwa bei B, als bewegliches auszubilden, das mittlere Lager bei C (Fig. 668) oder die mittleren Lager bei C₁ und C₂ (Fig. 669) auf Pendelfäulen zu stellen, wobei die gemeinfamen Knotenpunkte bei C, bezw. C₁ und C₂ als Gelenke ausgebildet werden.

Diese Anordnungen sind statisch bestimmt; Fig. 668 hat zwei Scheiben, also 6 Gleichgewichtsbedingungen und 6 Unbekannte, nämlich in Folge eines festen und zweier beweglicher Auflager $2 + 1 + 1 = 4$ Auflager-Unbekannte und wegen des Gelenkes bei C zwei Gelenk-Unbekannte. Aehnlich ergibt sich bei Fig. 669 die

Zahl der Gleichungen, wegen der drei Scheiben, zu $3 \cdot 3 = 9$, die Zahl der Unbekannten, wegen des festen Auflagers, dreier beweglicher Auflager und zweier Gelenke zu $2 + 1 + 1 + 1 + 2 \cdot 2 = 9$. Bei den Constructionen in Fig. 668 u. 699 kommt die gefammte wagrechte Seitenkraft der äußeren Kräfte (höchstens nach Abzug des Reibungswiderstandes am beweglichen Endauflager) auf das feste Endauflager bei A . Wenn die Seitenmauer hier genügend stark gemacht werden kann, ist die Construction gut.

Wenn die Zahl der neben einander angeordneten Abtheilungen aber nicht sehr klein ist, so wird die Mauer durch die angegebenen wagrechten Kräfte sehr ungünstig beansprucht, besonders, wenn sie einigermaßen hoch ist. Hierzu kommt, daß der auf die Seitenmauer selbst ausgeübte Winddruck die Gefahr des Umsturzes noch erhöht; man kann allerdings durch Vorlegen von Pfeilern unter den Auflagern der Binder die Stabilität vergrößern; aber auch hierbei gelangt man bald zu sehr großen Mauermassen, besonders wenn das Gebäude eine größere Zahl von neben einander angeordneten Sagedächern hat. Bei nicht sehr großer Länge des Gebäudes ist die Gefahr geringer, weil dann die Giebelmauern einen größeren Theil der auf seitlichen Umsturz wirkenden Kräfte aufnehmen; wie groß dieser Theil ist, dürfte sehr schwierig zu ermitteln sein.

Man kann nun die wagrechte Seitenkraft der Belastungen auf beide Endauflager A und B (Fig. 668 u. 669) vertheilen, indem man diese beiden als feste Auflager herstellt. Dann wird die Construction einfach statisch unbestimmt, und die Vertheilung der wagrechten Kraft bestimmt sich nach den Elasticitätsgesetzen. Die Ermittlung dieser Kraftvertheilung ist hier sehr einfach.

Bezeichnet man die überzählige wagrechte Seitenkraft der Auflager-*Reaction* im Endauflager B mit X , die durch die Windlasten erzeugten Stabspannungen mit S , diejenigen Stabspannungen, welche auftreten würden, wenn B ein bewegliches Lager wäre (also für $X = 0$) mit S_0 und die in den einzelnen Stäben durch $X = 1$ erzeugten Spannungen mit S_1 , so ist bekanntlich $S = S_0 + S_1 X$. Nach dem Arbeitsprincip muß $\Sigma(S_1 \Delta s) = 0$ sein; fonach wird mit

$$\Delta s = \frac{Ss}{EF} \quad (s = \text{Stablänge, } F = \text{Stabquerschnitt, } E = \text{Elasticitätsziffer})$$

$$\Sigma \left(\frac{S_1 S s}{EF} \right) = \Sigma \left[\frac{S_1 (S_0 + S_1 X) s}{EF} \right] = 0,$$

woraus folgt:

$$X = - \frac{\Sigma \left(\frac{S_1 S_0 s}{EF} \right)}{\Sigma \left(\frac{S_1^2 s}{EF} \right)} \quad \dots \quad 39.$$

Wenn alle Stäbe aus gleichem Material hergestellt sind, so ist E constant und

$$X = - \frac{\Sigma \left(\frac{S_1 S_0 s}{F} \right)}{\Sigma \left(\frac{S_1^2 s}{F} \right)} \quad \dots \quad 40.$$

Wenn die untere Gurtung der *Shed*-Dachbinder, wie gewöhnlich, in die gerade Verbindungslinie der Auflager fällt, so ist für die Stäbe der unteren Gurtung $S_1 = -1$; für alle anderen Stäbe ist $S_1 = \text{Null}$. Alsdann wird der Nenner in Gleichung 40: $\Sigma \left(\frac{S_1^2 s}{F} \right) = \frac{n l}{F_u}$. Hierin ist l die Binderstützweite, n die Anzahl

der neben einander liegenden Sägedächer und F_u die als constant angenommene Querschnittsfläche der unteren Gurtungsstäbe. Auch im Zähler der Gleichung 40 fallen alle Glieder fort, mit Ausnahme derjenigen, welche sich auf die unteren Gurtungsstäbe beziehen; für letztere ist $S_1 = -1$, also

$$\Sigma \left(\frac{S_1 S_0 s}{F} \right) = - \Sigma \left(\frac{S_0 s}{F} \right) = - \frac{1}{F_u} \Sigma (S_0 s).$$

Es wird demnach

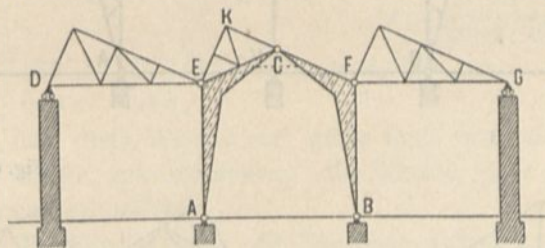
$$X = \frac{\Sigma(S_0 s)}{n l} \dots \dots \dots 41.$$

Die Summirung ist nur auf die Stäbe der unteren Gurtung auszudehnen. — Die Berechnung eines Zahlenbeispielles folgt in Art. 261.

Auch diese Anordnung befriedigt nicht. Einmal ist eine statisch unbestimmte Construction nicht empfehlenswerth, wenn eine eben so gute statisch bestimmte möglich ist; zweitens aber ist es grundsätzlicly verfehlt, grose wagrechte Kräfte auf die oberen Enden hoher Mauern wirken zu lassen, falls dies irgend wie vermieden werden kann. Der nachstehend gemachte Vorschlag will nun die wagrechten, haupt-

259.
Vorschlag
zur
Verbesserung
der
Sägedächer.

Fig. 670.



fächlich gefährlichen Kräfte in die Fundamente leiten, ohne dafs sie durch die Seitenmauern gehen.

Man überdache eine genügend grose Zahl von Abtheilungen durch Binder, welche als steife Rahmen construiert und auf die Fundamente gestellt sind; die Binder der anderen Abtheilungen verbinde man derart mit den steifen Rahmen, dafs sie ihre Kräfte, sowohl lothrechte, wie wagrechte, sicher in die steifen Rahmen abgeben können. Die steifen Rahmen können sowohl als Dreigelenkträger oder Zweigelenkträger mit Fussgelenken auf den Fundamenten, wie als gelenklose, mit den Fundamenten fest verbundene Sprengwerksträger hergestellt werden; die beiden ersteren Anordnungen sind die besseren.

Die Anordnung für drei neben einander liegende Abtheilungen zeigt Fig. 670. Die mittlere Abtheilung ist durch einen Dreigelenkträger ACB überspannt, welcher alle auf ihn übertragenen lothrechten und schiefen Kräfte klar und sicher in die Fundamente A und B leitet. Die Abtheilungen links und rechts sind durch die Balkenbinder DE , bzw. FG überdacht. Die Lager bei D und G sind bewegliche Rollenlager; sie können auch durch Pendelstützen gebildet werden. Die Mauern sind hier von den wagrechten Kräften vollständig frei — abgesehen von den Reibungswiderständen an den Auflagern — und können schwach sein.

Dafs diese Anordnung statisch und geometrisch bestimmt ist, sieht man leicht. Es sind zwei feste Auflager (A und B) und zwei bewegliche Auflager (D und G) vorhanden, ferner 3 Gelenke (E, C, F); mithin ist die Zahl der Unbekannten, da jedes Gelenk zwei Unbekannte bedeutet, $2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 3 = 12$. Die Construction weist 4 Scheiben auf: die beiden Dachbinder der Seitenabtheilungen und die beiden Hälften des Gelenkdachbinders; sonach sind $4 \cdot 3 = 12$ Gleichungen verfügbar. — Das Gelenk C braucht nicht in die Mitte der betreffenden Abtheilung gelegt zu werden; man kann es auch in K anordnen.

Es macht grundsätzlich keinen Unterschied, wenn man das Scheitelgelenk bei C ganz fortläßt und als mittleren Binder einen Zweigelenkbogen (etwa mit dem einpunktirten Stabe) oder auch einen bei A und B eingespannten Binder verwendet.

Für sechs neben einander liegende Abtheilungen ist eine gute Anordnung in Fig. 671 dargestellt. Je drei Abtheilungen sind in einer Gruppe nach Art von Fig. 670

Fig. 671.

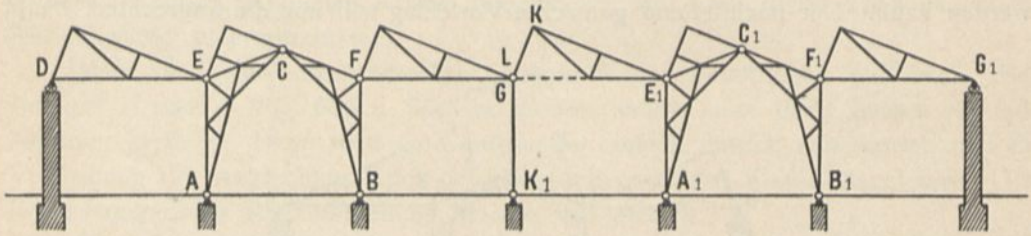


Fig. 672.

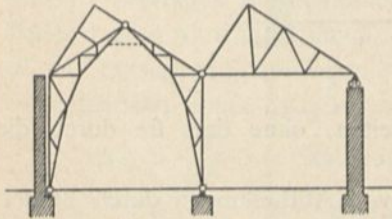
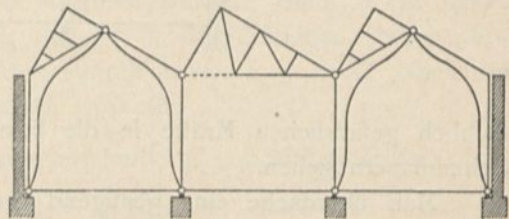


Fig. 673.



vereinigt. Der in der vierten Abtheilung punktirte Stab würde die Construction statisch unbestimmt machen; sie bleibt auch mit diesem Stabe statisch bestimmt, wenn man seine Enden mit länglichen Schraubenlöchern anschließt. Fig. 671 weist 9 Scheiben auf, da auch Stab L als Scheibe zu rechnen ist, 4 feste Auflager (A, B, A_1, B_1), 3 bewegliche Auflager (D, G, G_1) und 8 Gelenke ($C, C_1, E, F, E_1, F_1, G, K$); demnach sind $3 \cdot 9 = 27$ Gleichungen verfügbar und $4 \cdot 2 + 3 \cdot 1 + 8 \cdot 2 = 27$ Unbekannte vorhanden.

Die Lösung der vorliegenden Aufgabe kann, unter Beibehaltung des Grundgedankens, der Schaffung einzelner standfähiger Rahmen, auch durch andere Zusammenstellungen erfolgen. Fig. 672 u. 673 geben solche Lösungen für zwei, bezw. drei neben einander liegende Abtheilungen; überall sind die wagrechten Kräfte von den Seitenmauern der Bauwerke fern gehalten und gradenwegs in die Fundamente befördert. Die Seitenmauern können demnach sehr schwach sein; ja man kann die lothrechten Theile der Binder als Pfosten für Eifen-Fachwerkwände verwerthen.

Wenn der Wind (ungünstigenfalls) von der Seite der verglasten Dachflächen kommt, so ist der Druck für das Quadr.-Met. der Dachfläche

260.
Schiefe
Belastungen

$$w = p \cdot \sin(\alpha + 10^\circ).$$

Hierin kann p zu 120 kg für 1 qm angenommen werden; $\sin(\alpha + 10^\circ)$ liegt stets so nahe bei 1, dass

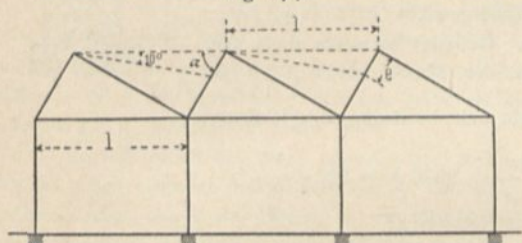
$$w = 120 \text{ kg für } 1 \text{ qm}$$

gesetzt werden kann. Ist die Breite der verglasten Fläche in der Dachschräge gemessen gleich a und der Binderabstand gleich b , so ist der auf die äußerste Dachfläche kommende Winddruck

$$W_1 = 120 a b \dots\dots\dots 42.$$

Die anderen Dachflächen der steilen Seiten werden hauptsächlich in denjenigen Theilen vom Winde getroffen, welche nicht durch die davor liegenden Flächen verdeckt werden; ist die Breite einer solchen Fläche in der Schräge gemessen gleich e , so ist (Fig. 674):

Fig. 674.



$$e = \frac{l \cdot \sin 10^\circ}{\sin(\alpha + 10^\circ)}, \text{ und da } l = \frac{a}{\cos \alpha}$$

ist,

$$e = \frac{a \cdot \sin 10^\circ}{\cos \alpha \cdot \sin(\alpha + 10^\circ)} \dots\dots\dots 43.$$

Für $\alpha = 60 \quad 70 \quad 75$ Grad wird genügend genau

$$e = 0,37 a \quad 0,50 a \quad 0,67 a,$$

wozu bemerkt wird, dass diese Werthe nur giltig sind, wenn der Winkel am Firft ein Rechter ist. Es dürfte sich empfehlen, die Werthe für e etwas größer anzunehmen, als die Formel 43 ergibt.

Der gefammte Winddruck gegen die Sägedach-Anlage auf die Bindertiefe b ist, wenn n Abtheilungen von der Stützweite l neben einander liegen,

$$\Sigma(W) = 120 \cdot b [a + (n - 1) e] \dots\dots\dots 44.$$

Beispiel: Es sei $l = 6$ m, $\alpha = 70$ Grad, also $a = l \cdot \cos \alpha = 2,052$ m $\approx 2,1$ m, $b = 5$ m, $n = 3$, die Höhe von Fundament-Oberkante bis zum Binderauflager $h = 5$ m und der Firftwinkel gleich 90 Grad; dann wirkt auf die erste verglaste Fläche eine Windbelastung:

261.
Beispiel.

$$W_1 = 120 \cdot 5 \cdot 2,1 = 1260 \text{ kg.}$$

Ferner ist

$$\Sigma(W) = 120 \cdot 5 [a + (n - 1) 0,50 a] = 120 \cdot 5 \cdot 2,1 (1 + 2 \cdot 0,5),$$

$$\Sigma(W) = 1260 + 1260 = 2520 \text{ kg;}$$

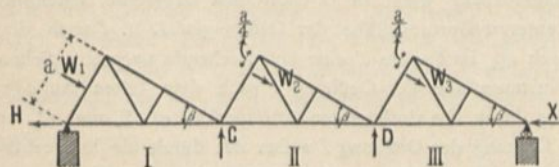
dafür wird

$$\Sigma(W) = 3000 \text{ kg}$$

eingeführt.

Wenn nach Fig. 669 u. 675 nur ein Auflager, dasjenige bei A , fest ist, so muss dasselbe die wagrechte Seitenkraft von $\Sigma(W)$, abzüglich des Reibungswiderstandes am beweglichen Lager bei B , aufnehmen. Durch die Windbelastung W_1 wird in A eine lothrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes erzeugt:

Fig. 675.



$$A_w = \frac{W_1 a}{2l} = \frac{1260 \cdot 2,1}{2 \cdot 6} = 220 \text{ kg.}$$

Eben so wird durch W_3 in B ein lothrechter Auflagerdruck B_w hervorgerufen. Wird

$$W_2 = W_3 = \frac{3000 - 1260}{2} = 870 \text{ kg}$$

gesetzt, so ergibt sich

$$B_w = \frac{W_3 3a}{4l} = \frac{870 \cdot 3 \cdot 2,1}{4 \cdot 6} = 228 \text{ kg} = \approx 230 \text{ kg}.$$

Das Eigengewicht jedes Binders ist für jede Abtheilung zu $\approx 2400 \text{ kg}$ geschätzt; demnach ist die hierdurch in A und C_1 erzeugte Auflagerkraft $A_p = 1200 \text{ kg} = C_{1g}$. Der Reibungswiderstand des beweglichen Auflagers bei B ist mit dem Reibungscoefficienten $\mu = 0,2$

$$H_1 = 0,2 \cdot (230 + 1200) = \approx 290 \text{ kg}.$$

Auf das feste Auflager bei A kommt demnach eine wagrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes

$$H = \Sigma(W) \cdot \sin \alpha - H_1 = 3000 \cdot 0,9397 - 290 = \approx 2530 \text{ kg}.$$

Auf das zu einer Binderweite gehörige Mauerstück wirkt nunmehr am festen Auflager (Fig. 676):

die wagrechte Seitenkraft $H = 2530 \text{ kg}$,

die lothrechte Seitenkraft $A_w + A_p = 220 + 1200 = 1420 \text{ kg}$;

ferner die auf die Mauer von der Höhe h entfallende Windkraft, deren Mittelkraft gleich $120 \cdot h \cdot b$ in halber Höhe angreift. Das Mauergewicht ist $G = \gamma \cdot h \cdot b \cdot x = 1600 \cdot h \cdot b \cdot x$, wenn x die gefuchte Mauerflärke ist. Gestattet man für diese sehr ungünstigen Belastungsannahmen, daß die Stützzinie der Mauerkante sich bis auf $\frac{x}{6}$ nähert (also aus dem Kerne herausfalle), so ergibt sich die Bedingungsgleichung:

$$1600 \cdot h \cdot b \cdot x \cdot \frac{x}{3} + 1420 \cdot \frac{x}{3} = 2530 \cdot h + 120 \cdot \frac{h^2 \cdot b}{2}$$

und mit obigen Werthen

$$x = \approx 1,20 \text{ m}.$$

Wie zu ersehen ist, ergeben sich sehr große Mauerflärken; allerdings wurde der ungünstigste Fall sehr großen Winddruckes angenommen und auf die günstig wirkenden Giebelwände nicht gerechnet, die immerhin einen nicht geringen Theil der wagrechten Belastungen in die Fundamente leiten. Andererseits ist aber auch die ganze Seitenmauer als voll angenommen. Wenn, wie meistens, Fenster in den Seitenmauern angebracht sind, so ist das Gewicht G kleiner und die Stabilität geringer, als oben angenommen ist. Jedenfalls bleibt die Nothwendigkeit großer Mauerflärken bestehen. Zweckmäßig wird es sein, die Mauerstärke von oben nach unten zunehmen zu lassen und unter den Dachbindern Pfeilervorlagen anzulegen.

Nunmehr soll untersucht werden, ob die Anordnung wesentlich günstiger wird, wenn beide Endauflager fest sind.

Wenn man zwei feste Auflager anordnet, so vertheilt sich die wagrechte Kraft auf beide. Auf das Auflager bei B kommt jetzt nach Gleichung 41 (S. 347) eine wagrechte Kraft $X = \Sigma \left(\frac{S_{0s}}{n l} \right)$; auf A wirkt $H = \Sigma(W) \cdot \sin \alpha - X$.

Für obiges Beispiel ergibt sich dann wieder $W_2 = W_3 = 870 \text{ kg}$; ferner werde wie oben angenommen, daß diese beiden Kräfte in der Höhe $\frac{a}{4}$ unter dem First wirken. Dann wird für Oeffnung I

$$A_w = \frac{1260 a}{2l} = \frac{1260 \cdot 2,1}{2 \cdot 6} = 220 \text{ kg}, \text{ und } C_w = 220 \text{ kg};$$

für Oeffnung II :

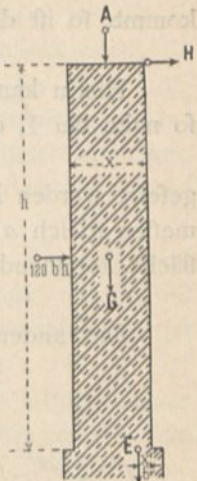
$$C'_w = \frac{870 a}{4l} = \frac{870 \cdot 2,1}{4 \cdot 6} = 76 \text{ kg}, \text{ und } D_w = \frac{870 \cdot 3 \cdot 2,1}{4 \cdot 6} = 228 \text{ kg};$$

für Oeffnung III :

$$D'_w = \frac{870 \cdot a}{4l} = 76 \text{ kg}, \text{ und } B_w = \frac{870 \cdot 3 \cdot 2,1}{4 \cdot 6} = 228 \text{ kg}.$$

Außer diesen lothrechten Seitenkräften der Auflagerdrücke wirkt in D noch eine wagrechte Seitenkraft (H_{III}) des Auflagerdruckes, welche durch die unteren Gurtungsstäbe der Oeffnungen II u. I nach dem festen Auflager befördert wird; eben so wird durch W_2 im Punkte C eine entsprechende wagrechte Seitenkraft (H_{II}) erzeugt, welche durch die unteren Gurtungsstäbe der Oeffnung I nach dem festen Auflager geleitet wird. In CD wirkt demnach aufer der durch die lothrechten Auflagerkräfte C'_w und D_w erzeugten Spannung noch H_{III} und in der unteren Gurtung der Oeffnung I aufer der durch die lothrechten Auflagerkräfte erzeugten Spannung noch $H_{III} + H_{II}$. Es ist $H_{III} = H_{II} = 870 \cdot \sin \alpha = 818 \text{ kg}$.

Fig. 676.



Die Werthe für S_0 ergeben sich nunmehr wie folgt:

in Oeffnung III ist in der unteren Gurtung

$$S_0 = \frac{B_w}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{228}{\operatorname{tg} 20^\circ} = \infty 630 \text{ kg};$$

in Oeffnung II ist in der unteren Gurtung

$$S_0 = \frac{D_w}{\operatorname{tg} \beta} + H_{III} = \frac{228}{\operatorname{tg} 20^\circ} + 818 = 1448 \text{ kg};$$

in Oeffnung I ist in der unteren Gurtung

$$S_0 = \frac{C_w}{\operatorname{tg} \beta} + H_{III} + H_{II} = \frac{220}{\operatorname{tg} 20^\circ} + 818 \cdot 2 = 2236 \text{ kg}.$$

Auf das Lager bei B (das äußerste rechts gelegene) kommt demnach als wagrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes:

$$X = \Sigma \left(\frac{S_0 x}{n l} \right) = \frac{630 \cdot 6 + 1448 \cdot 6 + 2236 \cdot 6}{3 \cdot 6} = 1438 \text{ kg};$$

auf das Lager bei A (das äußerste links gelegene) kommt:

$$H = \Sigma (W \sin \alpha) - X = 3000 \cdot 0,9397 - 1438 = 1382 \text{ kg},$$

während bei einem festen und einem beweglichen Lager $H = 2530 \text{ kg}$ gefunden war. Die Vertheilung auf die beiden festen Auflager ist also nahezu gleichmäßig, diese Construction demnach günstiger, als die erstere. Wird die Berechnung der erforderlichen Mauerstärke wie oben durchgeführt, so ergibt sich $x = \infty 1,03 \text{ m}$, immer noch recht groß.

Es soll jedoch hier noch einmal ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß bei einer geringen Anzahl neben einander befindlicher Binder die Annahme gemacht werden kann, daß ein Theil der wagrechten Lasten durch die Pfetten in die Giebelmauern übertragen werde. Will man sich auf den Biegezugwiderstand der Pfetten nicht verlassen, so kann man auch wagrechte Diagonalen anordnen und durch diese die gefährlichen Kräfte in die Giebelmauern führen.

Jedenfalls wird die in Art. 259 (S. 347) vorgeschlagene Anordnung, welche die Seitenmauern von den wagrechten Kräften vollständig befreit, den vorbesprochenen Constructionen weitaus vorzuziehen sein.

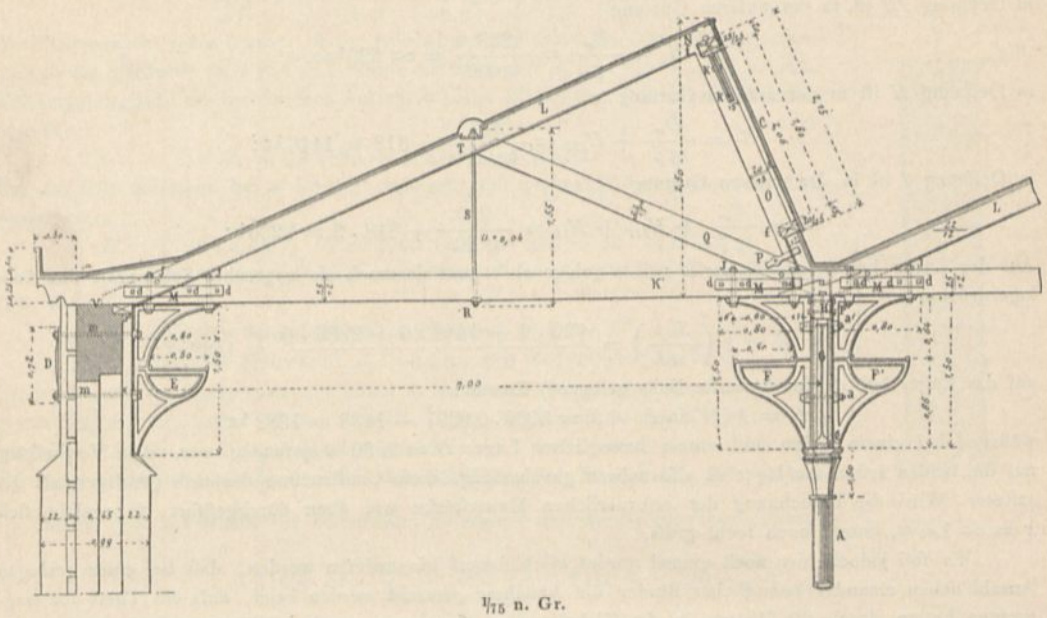
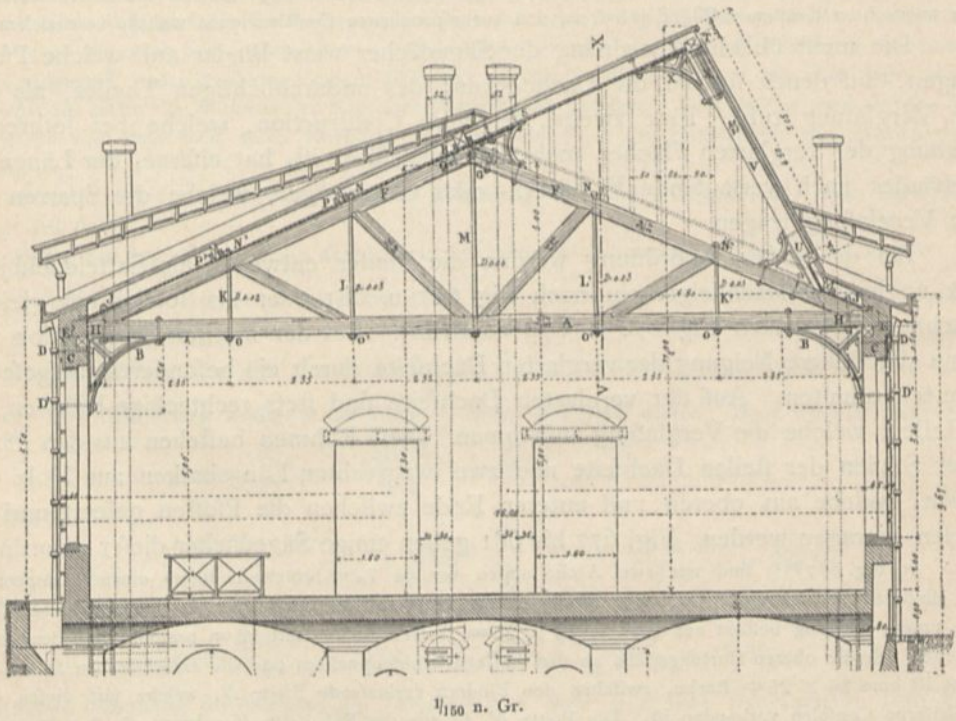
Die meist übliche Anordnung der Sägedächer weist Binder auf, welche Pfetten tragen, auf denen sowohl die Dachdeckung des undurchsichtigen Theiles, als auch die Verglafung ruht. Eine zweite, seltener Construction, welche bei lothrechter Stellung der verglasten Flächen mehrfach ausgeführt ist, hat eiserne, der Länge des Gebäudes nach verlaufende Fachwerk- oder Gitterträger, welche die Sparren und die Verglafung tragen.

Bei der ersten Anordnung werden die Binder entweder als Satteldachbinder mit ungleichen Dachneigungen nach Fig. 677 u. 681 oder als solche mit gleichen Dachneigungen nach Fig. 678 u. 679 construiert. Bei der zweiten Construction wird dann die steilere Neigung der verglasten Dachseite durch ein besonderes, aufgesetztes Dreieck erhalten. Auf der verglasten Dachseite sind stets rechteckige Rahmen herzustellen, welche die Verglafung aufnehmen. Diese Rahmen bestehen aus den Pfosten oder Stielen der steilen Dachseite und zwei wagrechten Längsbalken aus Holz oder Eisen, welche am oberen und unteren Ende zwischen die Pfosten gesetzt und von diesen getragen werden. Fig. 677 bis 681 geben einige Sägedächer dieser Anordnung.

In Fig. 677²⁹²⁾ sind nur zwei Abtheilungen von je 7,0 m Stützweite neben einander angeordnet; der Binderabstand beträgt 5,0 m. Der Binder ist aus Holz und mit ungleichen Dachneigungen construiert. Die untere Gurtung besteht aus zwei, je 12 × 25 cm starken Balken mit 12 cm breitem Zwischenraum, in welchen sich die oberen Gurtungsflügel an den Auflager-Knotenpunkten und die Druckstreben setzen. Am First ist eine 25 × 25 cm starke, zwischen den Bindern verlaufende Pfette N , welche mit diesen durch gußeiserne Consolen verbunden ist. Die Pfette N , so wie die Fußpfette V nehmen die 0,416 m von einander entfernten Leerparren auf; Pfette N , die untere Pfette f und die Pfosten O bilden die Rahmen zur Aufnahme der Verglafung. Beide unteren Gurtungen der Nachbarabtheilungen sind gut mit einander verbunden. Die weniger geneigte Seite ist mit Zink Nr. 13 auf Schalung gedeckt.

262.
Construction.

²⁹²⁾ Fac.-Repr. nach: *Nouv. annales de la constr.* 1877, Pl. 12, 17—18.

Fig. 677²⁹²⁾.Fig. 678²⁹²⁾.

Das in Fig. 678²⁹²⁾ vorgeführte, nur über eine Abtheilung reichende Dach hat einen Binder mit gleich geneigten oberen Gurtungen, auf den ein Dreieck für die verglaste Fläche aufgesetzt ist. Die Binder tragen die Pfetten P und P' und im First des Satteldachbinders die Pfette R . Das aufgesetzte Dreieck ist durch Stab S und Pfosten V gebildet, der Rahmen für die Verglafung durch die Pfosten V'

Fig. 679.

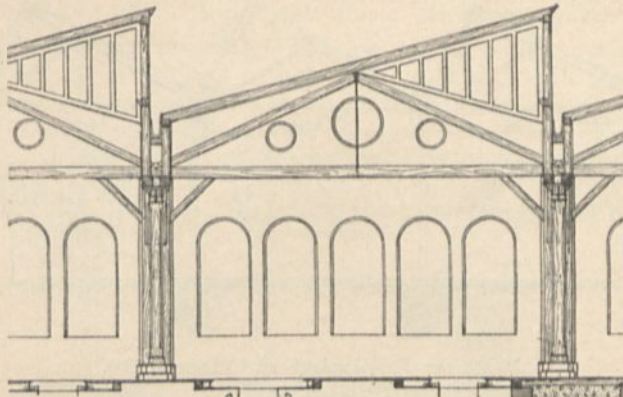
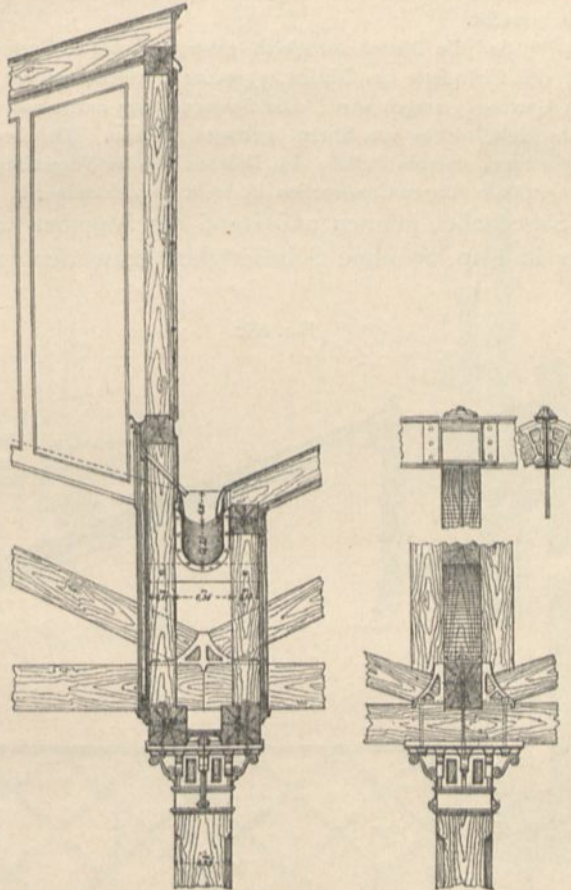
Querschnitt. — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 680.

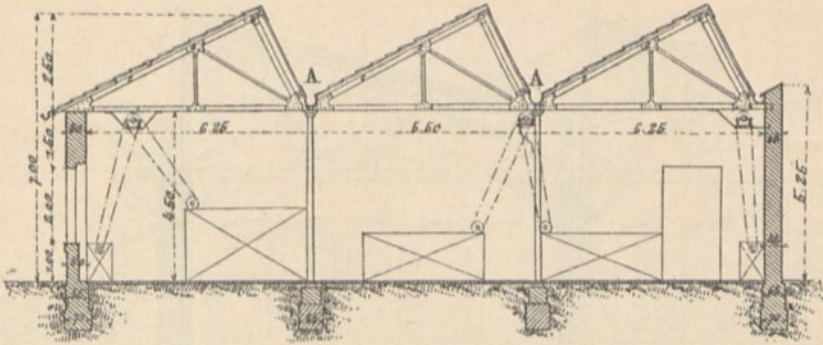
Einzelheiten. — $\frac{1}{50}$ n. Gr.

Von der Locomotiv-Montirungs-Werkstätte zu München²⁹³⁾.

und die Hölzer *T* und *U*. Der Balken *T* ist wieder mit Hilfe von eisernen Confolen mit den Pfosten verbunden; derselbe trägt auch die Leersparren des oberen Theiles der weniger geneigten Dachfläche, welche

²⁹³⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. des Bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, Bl. XII u. XVIII.

Fig. 681.



Von einer Fabrikanlage zu Courneuve²⁹⁴⁾.

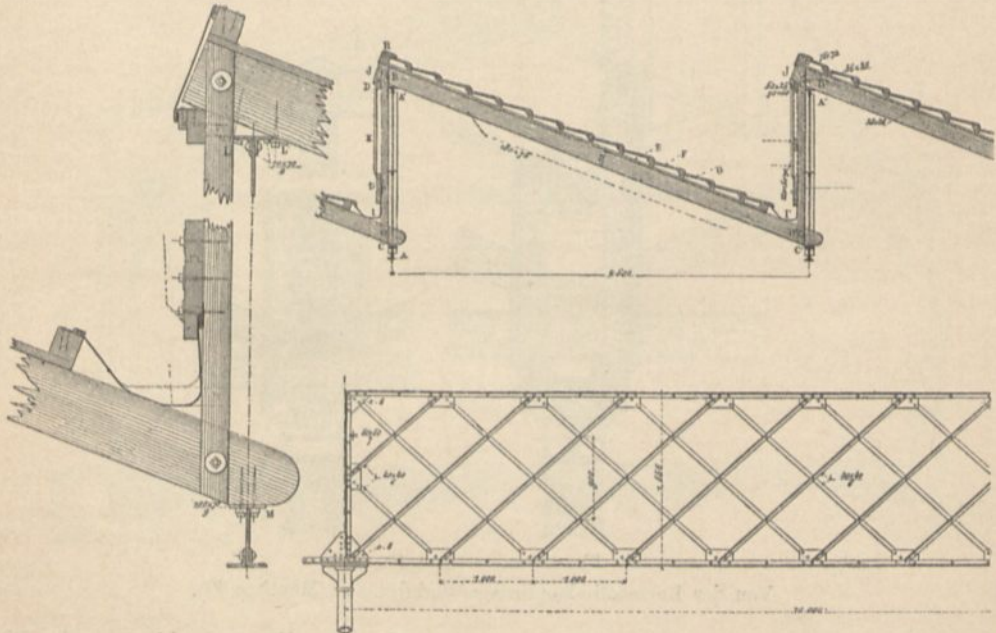
$\frac{1}{200}$ n. Gr.

sich an ihren unteren Enden gegen die Pfette *R* setzen. Der Binder ist an beiden Auflagern durch Confolen fest mit dem Mauerwerk verbunden. Ueberhaupt ist von gusseisernen Verbindungsstücken hier ein weit gehender Gebrauch gemacht.

Auch in Fig. 679²⁹³⁾ sind die Binder mit gleich geneigten oberen Gurtungen hergestellt. In der Spitze des Dreieckes ist eine Firstpfette aus I-Eisen angeordnet, welche mittels gusseiserner Schuhe von den Streben der oberen Gurtung getragen wird. Die Sparren ruhen aufer auf der Mittelpfette noch auf zwei weiteren Pfetten aus Holz, welche von Stielen getragen werden. Die obere Pfette bildet mit den Stielen und einem wagrechten, unteren Balken den Rahmen für die Verglafung. Fig. 680²⁹³⁾ zeigt die Einzelheiten. Die hier gewählte Rinnen-Construction ist nicht empfehlenswerth.

Rein eiserne Sägedächer können auf Grund der Angaben über die Construction der eisernen Binder in Kap. 29 ohne Schwierigkeit entworfen werden. Ein Beispiel

Fig. 682.



Von einer Fabrikanlage zu Barcelona²⁹⁴⁾.

$\frac{1}{80}$, bezw. $\frac{1}{30}$ n. Gr.

²⁹⁴⁾ Facf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la constr.* 1892, Pl. 12-13, 46-47.

ist in Fig. 681²⁹⁴) dargestellt. Auch die in Art. 259 (S. 347) empfohlenen steifen Rahmen sind als Drei- oder Zweigelenkdächer leicht herstellbar. Von der Vorführung von Einzelheiten ist abgesehen worden, da dieselben noch nicht ausgeführt worden sind.

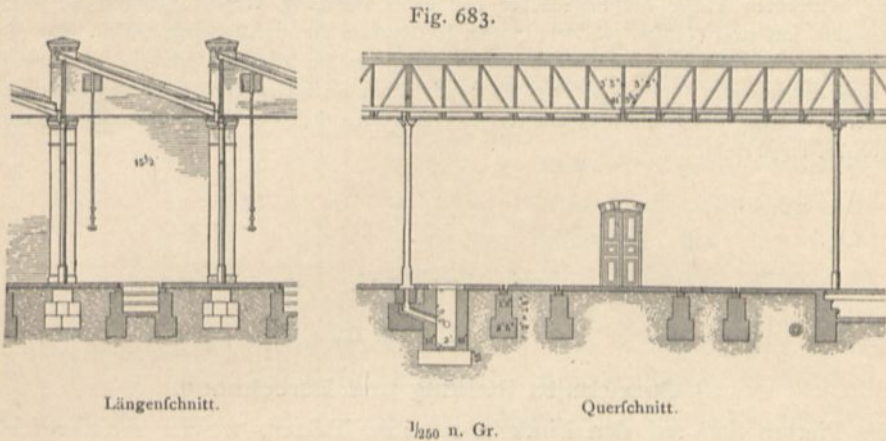
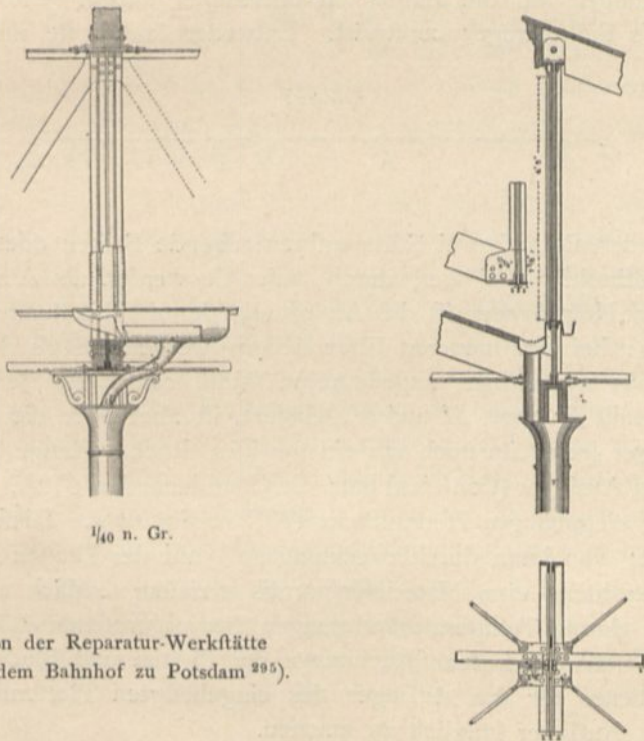


Fig. 684.



Für die zweite Construction mit eisernen, der Länge des Gebäudes nach verlaufenden Trägern ist ein Beispiel in Fig. 682²⁹⁴) vorgeführt.

Hinter die lothrechte verglaste Fläche ist ein eiserner Gitterträger gesetzt, welcher in feinen beiden Gurtungen sowohl den oberen, wie den unteren Endpunkten der Sparren Auflager bietet. Bei dieser Anordnung sind weite Säulenstellungen möglich. Bedenklich erscheint es, daß die Träger auch wagrechte

²⁹⁵) Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1871, Bl. 23.

Seitenkräfte zu ertragen haben, denen sie nicht gewachsen sind. Diese Construction ist in Barcelona von *Arajol* ausgeführt.

Eine ganz ähnliche Anordnung ist bereits vor vielen Jahren in Berlin zur Anwendung gekommen (Fig. 683 u. 684²⁹⁵).

Die lothrechten Theile der Sagedächer sind dabei durchweg verglaste eiserne Fachwerksträger, deren lothrechte, aus zwei T-Eisen gebildete Pfosten die Rahmen für die Glastafeln bilden. Die 1,07 m von einander entfernten Sparren ruhen mit ihren oberen Enden auf der oberen Gurtung des Trägers, wo sie zwischen zwei aufgenieteten Blechen befestigt sind; mit ihren Füßen ruhen die Sparren in Schuhen, die an der unteren Gurtung des Nachbarträgers vernietet sind. An diesen Schuhen sind auch die wagrechten Winddiagonalen angebracht.

34. Kapitel.

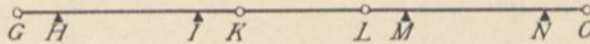
P f e t t e n .

a) Querschnitt, Stellung und Berechnung.

^{263.}
Allgemeines.

Die Pfetten sind auf den Bindern ruhende Träger, welche die Gewichte der Sparren und der Dachdeckung, so wie die durch Schnee- und Winddruck hervorgerufenen Belastungen auf die Binder zu übertragen haben. Die Pfetten werden ausschließlich als Balkenträger construirt. Entweder laufen sie nur je von einem

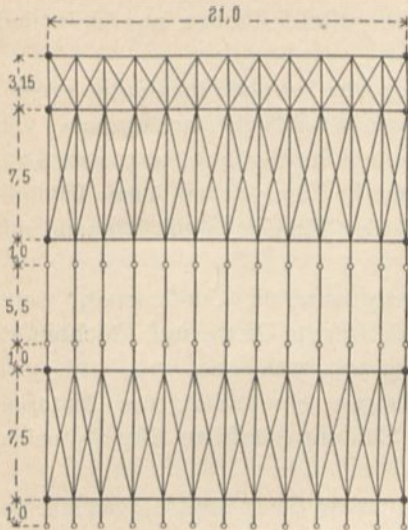
Fig. 685.



zum anderen Binder als auf zwei Stützpunkten ruhende Balken oder über mehreren Bindern (als continuirliche Träger) durch, oder sie werden als Auslegerträger hergestellt. Bei den Holzdächern ist die Anordnung der durchlaufenden Pfetten üblich und zweckmäßig; bei den neueren Eisdächern werden sie als Auslegerträger in der durch Fig. 685 schematisch angedeuteten Weise construirt. Jede Pfette ist auf zwei Bindern *H* und *J*, bzw. *M* und *N* gelagert, ist aber über die auf den Bindern liegenden Auflager jederseits noch um ein gewisses Stück verlängert, so dass sie an ihren Enden zwei Ausleger (Consolen) hat; die Consolenenden *G*, *K*, *L*, *O* dienen als die Auflager für eingehängte Pfettenstücke (*KL* in Fig. 679). Diese Anordnung ist statisch bestimmt; man kann durch zweckmäßige Wahl der Längen für die Ausleger und die Zwischenstücke eine Materialersparnis erzielen; endlich ermöglicht diese Construction die durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Längenänderungen der Pfetten ohne schädliche Beanspruchungen der Pfetten und Binder: man braucht nur die Bolzenlöcher für das Auflager des eingehängten Pfettenstückes bei dem einen der beiden Auflager länglich zu machen.

Je zwei Binder, welche die Ausleger tragen, werden durch in der Dachfläche angeordnete Schrägstäbe (Winddiagonalen) und die Pfetten zu einem (auch gegen winkelrecht zu den Binderebenen wirkende Kräfte) stabilen Körper vereinigt; die Pfetten wirken für dieses Raumbauwerk als Pfosten. In den Feldern aber, welche die eingehängten Pfettenträger enthalten, ordnet man keine Winddiagonalen an; dieselben sind dort der Stabilität wegen nicht erforderlich und bei Temperaturänderungen schädlich.

Fig. 686.



Von der mittleren Halle auf dem Bahnhof
zu Münster.
 $\frac{1}{450}$ n. Gr.

Als Beispiel dieser Anordnung ist in Fig. 686 der Grundriß der Mittelhalle vom Bahnhof Münster vorgeführt; die Ansicht dieser Halle ist in Fig. 446 (S. 213) dargestellt.

Je zwei 7,5 m von einander entfernte Binder sind durch die Pfetten und die Diagonalen in der Cylinderfläche des Daches mit einander verbunden; die Consolen sind 1,0 m und die eingehängten Pfettenstücke 5,5 m lang. Am äußersten Ende der Halle ist ein weiteres, verkreuztes Feld wegen der gegen den Endbinder wirkenden Winddrücke gebildet.

Die Pfetten sind Balkenträger von meist geringerer Stützweite (3,5 bis 6,0 m); doch kommen auch sehr große Stützweiten — bis über 20 m — vor (siehe Art. 151, S. 212). Die Querschnitte sind demnach die gleichen, wie diejenigen der Balkenträger; gewöhnlich sind sie auf die ganze Länge der Pfette constant. Besonders bei den nicht ganz großen Pfetten-Stützweiten ist es Regel, den Querschnitt constant und dann natürlich so stark zu machen, wie er an der am stärksten beanspruchten Stelle sein

264.
Querschnitt.

mufs. Bei großen Pfettenweiten verwendet man vielfach Fachwerkträger.

α) Holzpfetten erhalten den für diesen Baustoff naturgemäßen, rechteckigen Querschnitt mit größerer Höhe als Breite.

β) Eifenpfetten. Für ganz kleine Lasten und Binderabstände hat man einfache Winkeleisen verwendet, deren einer Schenkel winkelrecht zur Dachneigung gerichtet ist (siehe Fig. 531, S. 258). Zweckmäßige Verwendung finden andere Formeisen, also C-Eisen, I-Eisen, Z-Eisen. Auch Blechträger, aus Blech und Winkeleisen zusammengesetzt, sind empfehlenswerth, eben so 2 C-Eisen nach Fig. 473 (S. 235). Eigenartig ist die in Fig. 694 (S. 364) im Querschnitt und in Fig. 712 vorgeführte Pfette, welche ein räumliches Fachwerk bildet: die obere Gurtung ist ein Winkeleisen; als untere Gurtung dienen zwei in verschiedenen Ebenen liegende Flacheisen; Gitterwerk aus Flacheisenstäben verbindet die drei Theile mit einander. Ebene Fachwerksträger kommen gleichfalls als Pfetten vor, fowohl als Träger mit zwei parallelen Gurtungen, wie als solche mit einer geradlinigen und einer gekrümmten Gurtung.

Die Pfetten werden entweder so gestellt, daß der Steg (bezw. bei Holzpfetten die größere Symmetrieaxe) lothrecht steht oder winkelrecht zur Dachneigung gerichtet ist oder endlich irgend eine andere Richtung hat. Im Folgenden soll die erste Stellung kurz als lothrechte und die zweite Stellung als normale Pfettenstellung bezeichnet werden.

265.
Stellung.

Die Entscheidung über die zweckmäßigste Lage des Pfettenquerschnittes ist fowohl nach rein praktischen Gesichtspunkten, wie unter Berücksichtigung der wirkenden Kräfte zu treffen. Bei den Dächern mit Holzbindern und Holzpfetten kommen beide erstgenannten Anordnungen vor. Fig. 260, 262 bis 266, 271, 276, 286, 287, 289, 290 zeigen lothrecht gestellte, Fig. 261, 285, 286 (zum Theile), 288 (zum Theile), 330, 331, 334 stellen winkelrecht zur Dachneigung angeordnete Holzpfetten dar. Auch, falls die Binder aus Eifen, die Pfetten aus Holz hergestellt

werden, kommen beide Anordnungen vor; diejenige der normalen Pfette ist einfacher und mehr naturgemäfs (Fig. 417, 424, 432); lothrecht gestellte Pfetten aus Holz sind aus Fig. 420, 428, 511, 512 u. 528 zu ersehen.

Bei Verwendung von Eifenpfetten erscheint es von vornherein als am zweckmäfsigsten, den Steg des Formeifens winkelrecht zur Dachfläche anzuordnen; die Construction wird hierdurch sehr einfach. Beispiele sind in Fig. 416, 419, 421, 433, 452, 453, 454, 455, 470, 471, 502, 504, 534, 535 und in Fig. 531 mit einer Winkel-eifen-Pfette vorgeführt. Bei den Walzbalken kann der Flansch dann bequem mit der oberen Gurtung vernietet werden.

Weniger einfach, aber durchaus nicht schwierig, wird die Construction, wenn der Pfettensteg lothrecht gestellt ist; man verbindet dann Pfette und Dachbinder mit Hilfe eines Knotenbleches. Beispiele geben Fig. 505, 509, 510, 514, 518, 519, 521, 523, 527 u. 530. Welche der beiden Stellungen hinsichtlich des Materialaufwandes die günstigere ist und ob eine andere Stellung günstiger ist, als beide, darüber giebt die Berechnung Auskunft.

266.
Berechnung.

In dem am häufigsten vorkommenden Falle constanten Querschnittes, welcher bei den Walzbalken-Profilen vorliegt, ist für die Querschnittsermittlung das absolut grösste Moment maßgebend. Falls die Pfette als Träger auf zwei Stützen aufgefaßt werden kann, so findet das Größtmoment in der Mitte des Trägers statt; bei einem Binderabstand l und einer Belastung p für das lauf. Met. hat es die Gröfse $M_{\text{mitte}} = \frac{pl^2}{8}$.

(Es wird empfohlen, l in Centim. und p in Kilogr. für das lauf. Centim. einzusetzen). Falls die Pfetten aber als Auslegerträger hergestellt sind, so finden die grössten Momente (ohne Rücksicht auf die Vorzeichen) in der Mitte des eingehängten Trägerstückes, bezw. über den Auflagern des Auslegerträgers oder in der Mitte zwischen beiden Auflagern des Auslegerträgers statt. Man bestimmt zweckmäfsig die Längen der einzelnen Theile so, dafs die Größtmomente, absolut genommen, einander gleich werden. Nennt man den Binderabstand l , die Länge des Auslegers a und die Länge des eingehängten Trägerstückes b , so ergibt sich für

$$b = 0,707 l \quad \text{und} \quad a = 0,1465 l$$

die Gröfse der Momente in der Mitte des eingehängten Trägerstückes, über dem Auflager des Auslegerträgers und in der Mitte zwischen den beiden Auflagern des Auslegerträgers, also an den drei am meisten gefährdeten Stellen, gleich grofs, und zwar, ohne Rücksicht auf Vorzeichen, zu

$$M = \frac{pl^2}{16}.$$

Eine entsprechende Berechnung, nach welcher man sich erforderlichenfalls richten kann, ist in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 371, S. 335²⁹⁰) dieses »Handbuches« durchgeführt.

Die Hauptschwierigkeit bei der Berechnung der Pfetten ist, dafs die Belastungen in verschiedenen Ebenen wirken und es deshalb nicht erreicht werden kann, dafs die Querschnitte durch die Kräfteebenen stets in Hauptaxen geschnitten werden. Die Belastung durch Eigengewicht und Schnee wirkt in der lothrechten, durch die Querschnittschwerpunkte gelegten Ebene; die Windlasten dagegen wirken in einer winkelrecht zur Dachfläche gerichteten, gleichfalls durch die Schwerpunkte der Querschnitte verlaufenden Ebene.

²⁹⁰) 2. Aufl.: Art. 163, S. 144.

Wie man demnach die Symmetrieaxe, bzw. die erste Hauptaxe des Querschnittes auch legen möge, stets ergibt sich eine zusammengesetzte Beanspruchung. Stellt man die erwähnte Axe lothrecht, so schneidet wohl die Ebene der lothrechten Lasten (Eigengewicht und Schnee) den Querschnitt in einer Hauptaxe, nicht aber die Ebene des Moments der Windlasten; ordnet man den Querschnitt mit einer winkelrecht zur Dachneigung liegenden Hauptaxe an, so schneidet denselben die Ebene des letzteren Moments in einer Hauptaxe, nicht aber diejenige der lothrechten Lasten. Eine zusammengesetzte Beanspruchung ergibt sich auch bei einer von den beiden vorgeführten Lagen abweichenden Lage der Hauptaxe.

Für die Berechnung zerlegt man die Momente in Seitenmomente, die in den Ebenen der beiden Haupttaxen wirken. Es sollen bezeichnen (Fig. 687):

267.
Pfeilen-
querschnitt mit
Symmetrieaxe.

M_1 das gefammte in die Ebene der zweiten Haupttaxen fallende Moment;

M_2 das gefammte in die Ebene der ersten Haupttaxen fallende Moment;

u und v die Coordinaten eines beliebigen Querschnittspunktes;

A und B die beiden Hauptträgheitsmomente;

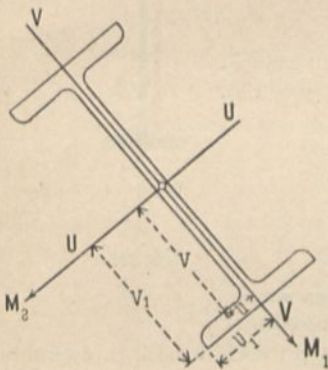
u_1 und v_1 die Coordinaten des am meisten beanspruchten Querschnittspunktes;

endlich

N die Spannung des Punktes mit den Coordinaten u und v .

Der Ursprung der Coordinatenachsen liege im Schwerpunkt des Querschnittes. Alsdann ist

Fig. 687.



$$N = \frac{M_1 v}{A} + \frac{M_2 u}{B} \quad \text{und}$$

$$N_{max} = \frac{M_1 v_1}{A} + \frac{M_2 u_1}{B}, \quad \dots \quad 45.$$

$$N_{max} = \frac{M_1}{\frac{A}{v_1}} + \frac{M_2}{\frac{B}{u_1}}.$$

Nun bezeichne $W_1 = \frac{A}{v_1}$ das Widerstandsmoment für die U -Axe (erste Hauptaxe) und $W_2 = \frac{B}{u_1}$ das Widerstandsmoment für die V -Axe (zweite Hauptaxe); als-

dann wird

$$N_{max} = \frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2}.$$

Stellt man für die Querschnittsbestimmung die Bedingung $N_{max} = K$ (zulässige Beanspruchung des Eisens), so erhält man die Gleichung

$$K = \frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} = \frac{1}{W_1} \left(M_1 + M_2 \frac{W_1}{W_2} \right).$$

Ist $c = \frac{W_1}{W_2}$, so wird

$$W_1 = \frac{(M_1 + c M_2)^{297}}{K} \quad \dots \quad 46.$$

Diese Formel ist für rechteckige, I- und L-förmige Querschnitte genau richtig, überhaupt für solche Querschnitte, bei denen dieselben Querschnittspunkte gleich-

²⁹⁷⁾ Siehe: LAND, R., Profilbestimmung von I- und L-Trägern bei schiefer Belastung. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1895, S. 293.

zeitig von beiden Hauptaxen am weitesten ab liegen. Anders ist es mit dem **Z**-förmigen Querschnitt, weil W_1 und W_2 sich bei diesen Profilen nicht immer auf die gleichen Punkte beziehen.

Für die Verwendung der Gleichung 46 erscheint es unbequem zu sein, daß man beim Beginne der Berechnung das zu verwendende Profil noch nicht kennt, also auch nicht weiß, welcher Werth für c einzusetzen ist. Für die Deutschen Normalprofile (**I**- und **L**-Eisen) sind indess die Werthe von c wenig veränderlich; für **I**-Eisen schwankt c zwischen 5,6 (Normalprofil Nr. 8) und 8,9 (Normalprofil Nr. 50); für **L**-Eisen schwankt c von 1,5 (Normalprofil Nr. 3) bis 6,67 (Normalprofil Nr. 30). Als vorläufige Mittelwerthe kann man

für **I**-Eisen $c = 7$ und für **L**-Eisen $c = 5$

eingeführen. Man bestimmt nun aus Gleichung 46 das erforderliche W_1 und dann aus der Tabelle das zu wählende Profil; hat dieses einen anderen Werth c , als den angenommenen Mittelwerth, so führe man eine zweite genauere Rechnung aus.

268.
Beispiele.

Beispiel 1. Es sei der Dachneigungswinkel $\alpha = 33^\circ 41'$, der Binderabstand $e = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$, das Eigengewicht für 1 qm der Grundfläche $g = 54 \text{ kg}$, der Schneedruck $s = 75 \text{ kg}$ und $w = 88 \text{ kg} =$ Winddruck für 1 qm schräger Dachfläche; der Abstand der Pfetten betrage in der Dachschräge gemessen 3,0 m und in der wagrechten Projection 2,5 m. Alsdann ist das Moment in der lothrechten Ebene

$$M_v = \frac{(54 + 75) \cdot 2,5}{100} \cdot \frac{400^2}{8} = \frac{3,2 \cdot 400^2}{8} = 64\,000 \text{ kgcm};$$

Das Moment in der Ebene winkelrecht zur Dachfläche ist

$$M_w = \frac{88 \cdot 3,0}{100} \cdot \frac{400^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 400^2}{8} = 50\,000 \text{ kgcm}.$$

Nunmehr soll die erforderliche Querschnittsgröße sowohl für den Fall ermittelt werden, daß der Steg lothrecht, als daß er winkelrecht zur Dachfläche gestellt ist.

a) Lothrechter Steg (Fig. 688). Es ist

$$M_1 = M_v + M_w \cos \alpha = 64\,000 + 50\,000 \cos \alpha = 105\,600 \text{ kgcm};$$

$$M_2 = M_w \sin \alpha = 50\,000 \cdot 0,555 = 27\,750 \text{ kgcm}.$$

Wird ein **L**-Eisen verwendet mit $c = 5$, so muß

$$W_1 = \frac{105\,600 + 5 \cdot 27\,750}{K}$$

sein. Die zulässige Beanspruchung K betrage 1000 kg für 1 qcm; alsdann wird

$$W_1 = 105,6 + 138,75 = 244 \text{ (auf Centim. bezogen)}.$$

Beim Normalprofil Nr. 22 ist $W_1 = \infty 247$; dasselbe würde also genügen; doch ist noch zu untersuchen, welchen Werth hier c hat. Für Normalprofil Nr. 22 ist

$$c = \infty 6,2; \text{ demnach muß } W_1 = 105,6 + 6,2 \cdot 27,75 = 277,65$$

sein. Profil Nr. 22 genügt demnach nicht, und es muß das nächst folgende Profil Nr. 26 gewählt werden mit (abgerundet) $W_1 = 374$ und $c = 6,57$. Für dieses Profil ergibt Gleichung 46 als erforderlich:

$$W_1 = 105,6 + 6,57 \cdot 27,75 = 288 \text{ (auf Centim. bezogen);}$$

Nr. 26 (Gewicht für das lauf. Met. 37,8 kg) ist also weitaus genügend.

β) Steg winkelrecht zur Dachfläche (Fig. 689). Es ist

$$M_1 = M_w + M_v \cos \alpha = 50\,000 + 64\,000 \cdot 0,832 = \infty 103\,300 \text{ kgcm};$$

$$M_2 = M_v \sin \alpha = 64\,000 \cdot 0,555 = \infty 36\,000 \text{ kgcm}.$$

Mit $c = 6,2$ wird

$$W_1 = \frac{103\,300 + 6,2 \cdot 36\,000}{1000} = 103,3 + 223,2 = 326,5 \text{ (auf Centim. bezogen)}.$$

Hier genügt demnach Normalprofil Nr. 22 gleichfalls nicht; auch hier ist Profil Nr. 26 zu wählen. Für dieses muß

$$W_1 = 103,3 + 6,57 \cdot 36 = 103,3 + 236,5 = \infty 340$$

sein, und Profil Nr. 26 mit $W_1 = 374$ (auf Centim. bezogen) genügt. Man sieht aber, daß hier die normale Stegstellung wesentlich ungünstiger, als die lothrechte ist.

Beispiel 2. Für dieselben Momente soll die Pfette mit einem **I**-förmigen Querschnitt hergestellt werden. Alsdann ist

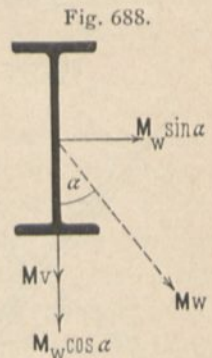
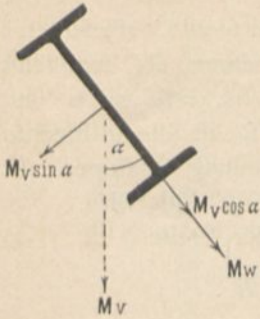


Fig. 689.



$$M_v = 64000 \text{ kgcm} \text{ und } M_{wv} = 50000 \text{ kgcm.}$$

a) Lothrechter Steg. Es ist nach Obigem

$$M_1 = 105600 \text{ kgcm} \text{ und } M_2 = 27750 \text{ kgcm.}$$

Mit $c = 7$ mufs

$$W_1 = 105,6 + 7 \cdot 27,75 = \approx 300 \text{ (auf Centim. bezogen)}$$

fein. Das Normalprofil Nr. 23 hat $W_1 = \approx 317$ und $c = 7,22$; als genauere Werth für W_1 ergibt sich demnach $W_1 = 105,6 + 7,22 \cdot 27,75 = 306$, und es genügt somit Normalprofil Nr. 23 (Gewicht für das lauf. Met. 33,5 kg).

β) Steg winkelrecht zur Dachfläche. Es ist

$$M_1 = 103300 \text{ kgcm, } M_2 = 36000 \text{ kgcm} \text{ und } c = 7,2;$$

sonach mufs

$$W_1 = 103,3 + 7,2 \cdot 36 = 362,5 \text{ (auf Centim. bezogen)}$$

fein. Das Normalprofil Nr. 24 hat $W_1 = 357$ und $c = 7,25$, würde also knapp genügen. (Das Gewicht für das lauf. Met. beträgt hier 36,2 kg.)

Auch hier ist also die lothrechte Stellung die günstigere und im vorliegenden Falle das I-Eisen dem C-Eisen vorzuziehen.

Die Werthe von c für die I- und C-Eisen der Deutschen Normalprofile sind nachstehend angeführt.

Werthe von $c = \frac{W_1}{W_2}$ für die I-Eisen bis einchl. Nr. 40:					Werthe von $c = \frac{W_1}{W_2}$ für die C-Eisen von Nr. 8 an:				
Nr. des Profils	W_1	W_2	c	Gewicht für 1 m	Nr. des Profils	W_1	W_2	c	Gewicht für 1 m
8	19,6	3,5	5,6	6,0	8	26,7	7,5	3,56	8,6
9	26,2	4,5	5,82	7,1	10	41,4	10	4,14	10,5
10	34,4	5,7	6,04	8,3	12	61,3	13,1	4,68	13,3
11	43,8	7,0	6,26	9,6	14	87	17,4	5,00	15,9
12	55,1	8,7	6,33	11,1	16	117	21,6	5,42	18,8
13	67,8	10,4	6,52	12,6	18	152	26,6	5,72	21,9
14	82,7	12,5	6,62	14,3	20	193	32,3	5,97	25,2
15	99,0	14,8	6,69	16,0	22	247	39,7	6,22	29,3
16	118,1	17,4	6,79	17,9	26	374	57,0	6,57	37,8
17	139	20,2	6,88	19,8	30	538	80,6	6,67	45,9
18	162	23,4	6,93	21,9					
19	187	26,9	6,98	24,0					Kilogr.
20	216	30,7	7,04	26,2					
21	246	34,7	7,09	28,5					
22	281	39,2	7,17	31,0					
23	317	43,9	7,22	33,5					
24	357	49,3	7,24	36,2					
26	446	60,3	7,40	41,9					
28	547	72,2	7,58	47,9					
30	659	84,8	7,77	54,1					
32	789	99,5	7,93	61,0					
34	931	115	8,10	68,0					
36	1098	134	8,19	76,1					
38	1274	153	8,33	83,9					
40	1472	174	8,46	92,3					
				Kilogr.					

Aus der Gleichung $W_1 = \frac{M_1 + cM_2}{K}$ erfieht man, dafs M_2 den gröfsten Einflufs auf die Gröfse des zu wählenden Querschnittes hat, da es mit dem Coefficienten c (5 bis 8) multiplicirt werden mufs; man hat also ein Interesse daran, M_2 möglichst klein zu halten. Bei lothrechter Stellung des Pfettensteiges ist $M_2 = M_w \sin \alpha$, und bei normaler Stellung ist $M_2 = M_v \sin \alpha$; ist also $M_w < M_v$, so ist die lothrechte Stellung die günstigere; ist $M_v < M_w$, so ist die normale Stellung günstiger. Ist $M_w = M_v$, so ist es gleichgiltig, welche von beiden Stellungen gewählt wird.

Für den rechteckigen Querschnitt mit der Höhe h und der Breite b ist

$$c = \frac{bh^2}{hb^2} = \frac{h}{b}, \text{ also } W_1 = \frac{bh^2}{6} = M_1 + \frac{h}{b} M_2.$$

Man nehme für $\frac{h}{b}$ ein Verhältnifs von etwa $\frac{3}{2}$ oder $\frac{5}{4}$ an.

Fig. 690.

269.
Pfetten-
querschnitte
ohne
Symmetrieaxe.

Die Berechnung der Pfetten mit Querschnitten ohne Symmetrieaxe kann nicht nach der Gleichung 46 erfolgen. Es handelt sich hier hauptsächlich um **Z**-Eisen-Pfetten und solche aus ungleichschenkeligen Winkeleisen. Die grösste Spannung finde im Punkte C (Fig. 690) statt mit den Coordinaten u' und v' ; alsdann ist unter Benutzung der früheren Bezeichnungen

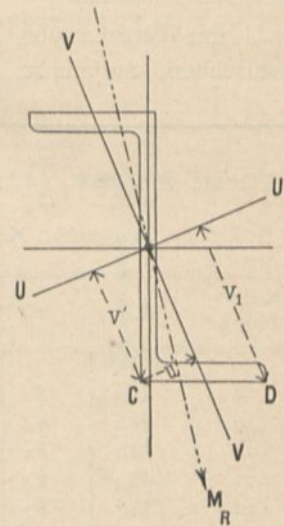
$$N_c = M_1 \frac{v'}{A} + M_2 \frac{u'}{B} = \frac{M_1}{\frac{A}{v'}} + \frac{M_2}{\frac{B}{u'}}.$$

Von allen Querschnittspunkten hat Punkt C den grössten Abstand von der Axe VV , nicht aber von der Axe UU ; Punkt D ist weiter von UU entfernt, als C .

Mithin ist wohl $\frac{B}{u'} = W_2$, aber $\frac{A}{v'}$ ist nicht gleich W_1 ; die Formel 46 ist also nicht verwendbar.

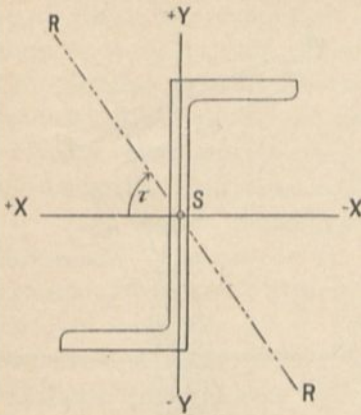
Eine weitere Schwierigkeit ergibt sich hier aus dem Umfande, dafs man von vornherein nicht weifs, welcher Punkt des Querschnittes bei irgend einer Belastung am meisten beansprucht ist und bei welcher der verschiedenen möglichen Belastungsarten die Beanspruchung des jeweils am stärksten beanspruchten Punktes die absolut grösste ist. Diese Umstände führen in der Praxis bei Verwendung der im Uebrigen sehr zweckmäfsigen **Z**-Eisen zu umständlichen und weitläufigen, meistens zu wiederholten Rechnungen. Um diese zu vermeiden, hat *Meyerhof* eine Arbeit veröffentlicht²⁹⁸⁾, auf welche hier wegen der ausführlichen Berechnung verwiesen wird.

Meyerhof führte als Y -Axe die Stegaxe des **Z**-Eisens und als X -Axe die hierzu senkrechte Schwerpunktsaxe ein, nannte τ den Winkel, welchen die Schnittlinie RR (Fig. 691) der Kraftebene und des Querschnittes (die fog. Kraftlinie) mit der positiven X -Axe einschliesst, M das resultirende Moment der äufseren Kräfte und verstand unter W_τ den Ausdruck, welchen man erhält, wenn man die allgemeine hier giltige Spannungsformel auf die bequeme Form $N_{max} = \frac{M}{W_\tau}$ bringt. W_τ kann man als



²⁹⁸⁾ MEYERHOF, A. Die Biegungsspannungen der **Z**-Eisen. Zeitfchr. d. Ver. deutsch. Ing. 1891, S. 696.

Fig. 691.



das Widerstandsmoment des **Z**-Eisens für den Winkel τ und den jeweils maßgebenden Querschnittspunkt bezeichnen. W_τ ändert sich mit dem Winkel τ und mit dem in Betracht kommenden am meisten beanspruchten Punkte. Als Bedingungs-gleichung für den Querschnitt ergibt sich nun:

$$K = \frac{M}{W_\tau}, \text{ d. h. es mu\ss } W_\tau = \frac{M}{K}$$

fein, und wenn man K zu 1000 kg für 1 qcm annimmt,

$$W_\tau = \frac{M}{1000} \dots \dots \dots 47.$$

Für sämtliche **Z**-Profile und alle möglichen Winkel τ sind im angeführten Aufsatz die Werthe

W_τ berechnet und in einer Tabelle zusammengestellt, mit deren Hilfe leicht die erforderlichen Querschnitte bestimmt werden können.

Beispiel. Der Neigungswinkel des Daches sei $\alpha = 33^\circ 41'$, ferner $M_v = 28\,100$ kgcm (Moment durch Eigengewicht und Schneelast) und $M_w = 23\,600$ kgcm (Moment durch Windbelastung).

α) Der Steg stehe lothrecht (Fig. 691). Wirkt nur M_v , so ist $\tau = 90^\circ$, $M = 28\,100$ kgcm, und es mu\ss $W_\tau = 28,1$ (auf Centim. bezogen) fein. Für $\tau = 90^\circ$ ist nach der Tabelle bei Profil Nr. 12: $W_\tau = 25,7$ und bei Profil Nr. 14: $W_\tau = 38,2$.

Wirken M_v und M_w , so fällt in die Ebene der Y -Axen

$$M_y = 28\,100 + 23\,600 \cdot \cos 33^\circ 41' = \infty 47\,800 \text{ kgcm};$$

in die Ebene der X -Axen fällt

$$M_x = 23\,600 \cdot \sin 33^\circ 41' = \infty 13\,100 \text{ kgcm},$$

Das resultierende Moment ist $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = 49\,500$ kgcm. Der Winkel γ des resultierenden Moments mit der Ebene der Y ergibt sich aus $\text{tg } \gamma = \frac{13\,100}{47\,800}$ zu $\gamma = 15^\circ 21'$. Also wird

$$\tau = 90^\circ - 15^\circ 21' = 74^\circ 39'.$$

Es mu\ss aber nach Gleichung 47: $W_\tau = \frac{M}{1000} = 49,5$ (auf Centim. bezogen) fein. Für $74^\circ 30'$

hat das Normalprofil Nr. 16: $W_\tau = 36,4$ und das Normalprofil Nr. 18: $W_\tau = 48,9$.

Bei lothrechtlicher Stellung würde somit das Profil Nr. 18 nahezu genügen.

β) Der Steg stehe winkelrecht zur Dachfläche (Fig. 692). Wirkt nur M_v , so ist $\tau = 90^\circ + 33^\circ 41' = 180^\circ - 56^\circ 19'$. Nun mu\ss $W_\tau = 28,1$ (auf Centim. bezogen) fein. Für $\tau = 180^\circ - 56^\circ 19'$ hat das Normalprofil Nr. 10: $W_\tau = 26$ und das Normalprofil Nr. 12: $W_\tau = 33,6$. Letzteres würde sonach genügen.

Wirken M_v und M_w , so ist

$$M_y = M_w + M_v \cos \alpha = 23\,600 + 28\,100 \cdot \cos 33^\circ 41' = \infty 47\,000 \text{ kgcm};$$

$$M_x = M_v \sin \alpha = 28\,100 \cdot \sin 33^\circ 41' = \infty 12\,600 \text{ kgcm}.$$

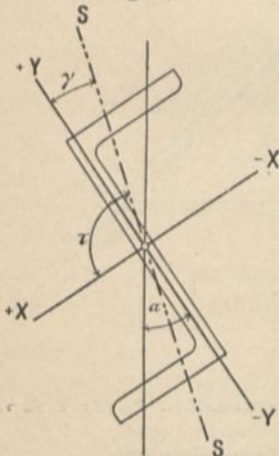
Das resultierende Moment ist $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = 48\,600$ kgcm.

Der Winkel γ der Ebene des resultierenden Moments mit der Ebene der Y ergibt sich aus $\text{tg } \gamma = \frac{12\,600}{47\,000}$ zu $\gamma = 15^\circ$. Sonach ist $\tau =$

$90^\circ + 15^\circ = 180^\circ - 75^\circ$, und es mu\ss $W_\tau = 48,6$ (auf Centim. bezogen) fein. Für $\tau = 180^\circ - 75^\circ$ hat das Normalprofil Nr. 12: $W_\tau = 46,3$ und das Normalprofil Nr. 14: $W_\tau = 73,0$. Bei dieser Stellung genügt also erst Profil Nr. 14.

Wenn für die einzelnen Profile die Kerne konstruiert sind, so kann man leicht die grösste auftretende Beanspruchung bei gegebener Grösse und Ebene des resultierenden Moments finden. Ist die Linie, in welcher die Ebene

Fig. 692.



270.
Beispiel.

271.
Querschnitts-
bestimmung
mit Hilfe
des Kernes.

des resultirenden Moments M_R die Querschnittsebene schneidet (die fog. Kraftlinie) RR (Fig. 693), die zugehörige Nulllinie NN , sind die am meisten beanspruchten Querschnittspunkte A_1 , bzw. A_2 , und bezeichnet man mit F die Größe der Querschnittsfläche, mit e_1 den Kernradius, d. h. den Abstand SE , so ist die Spannung in A_1 , bzw. A_2 (absolut genommen):

$$N_A = \frac{M_R}{F e_1} \dots \dots \dots 48.$$

Wenn M_R , F , e_1 bekannt sind, so kann man leicht dasjenige Profil ermitteln, für welches N_A die zulässige Beanspruchung nicht überschreitet²⁹⁹). Leider sind zur Zeit in den meisten Profilheften die Kerne noch nicht verzeichnet; man muß sich deshalb für die in Betracht kommenden Profile die Kerne construiren.

Bei dem in Fig. 694 gezeichneten Querschnitt der aus Winkeleisen und Flacheisen construirten Pfetten einiger Bahnhöfe der Berliner Stadteisenbahn kann die Berechnung ebenfalls mit Hilfe des Kernes geführt werden. Eine einfachere, angenäherte, ohne Weiteres verständliche Berechnung ist an unten angegebener Stelle³⁰⁰) vorgeschlagen. Man ermittle die Seitenmomente für die Ebenen der Axen XX und YY ; nennt man dieselben M_x und M_y und die Querschnitte der beiden Flacheisen der unteren Gurtung bzw. f_1 und f_2 , so mache man:

$$f_1 = \frac{M_x}{h_1} \quad \text{und} \quad f_2 = \frac{M_y}{h_2}$$

und den Winkeleisenquerschnitt

$$f = f_1 + f_2.$$

Bei den erwähnten Ausführungen der Berliner Stadteisenbahn sind nur die Querschnitte in der Pfettenmitte berechnet.

Aus den vorstehenden Berechnungen ist schon zu ersehen, daß die Stellung der Pfette von großem Einfluß auf die Beanspruchung, mithin auf den Eisenverbrauch ist. Vielfach ist deshalb die Frage unterfucht worden, welche Stellung der Pfette bei gegebenen Momenten die günstigste ist. Bei diesen Unterfuchungen

Fig. 693.

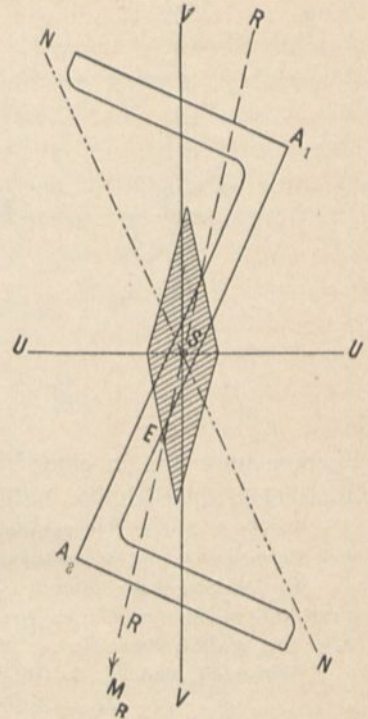
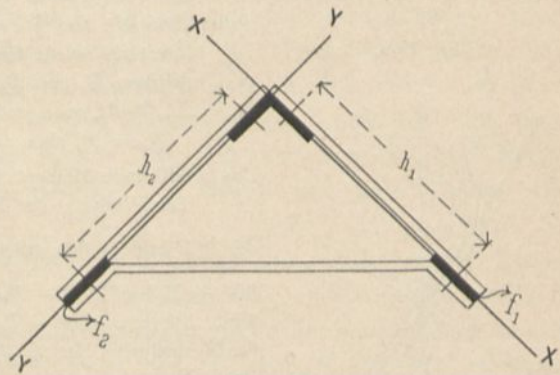


Fig. 694.



272.
Günstigste
Stellung
der Pfetten.

²⁹⁹) Siehe: RITTER, W. Eine neue Festigkeitsformel. Civiling. 1876, S. 308.

LANG. Einige anschauliche Vorzeigungen und Folgerungen aus der Festigkeitslehre. Zeitfchr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 159.

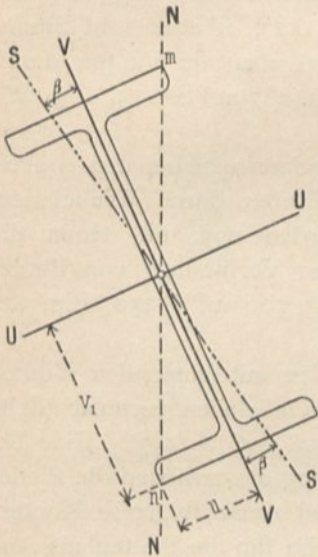
³⁰⁰) Siehe: Zeitfchr. f. Bauw. 1885, S. 492. — Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886.

konnte selbstverständlich nur die Frage des Materialverbrauches in das Auge gefasst werden; bei der endgiltigen Entscheidung über die zu wählende Stellung wird man auch die anderen, rein praktischen Rücksichten beachten müssen. Immerhin ist die Untersuchung über die theoretisch günstigste Pfettenlage nicht überflüssig, und es wird in dieser Richtung auf die unten angegebenen Quellen verwiesen³⁰¹⁾.

Die günstigste Pfettenlage ist diejenige, bei welcher die den verschiedenen ungünstigsten Belastungen entsprechenden Meistbeanspruchungen gleiche Gröfse haben.

Eine solche ungünstigste Belastungsart ist diejenige durch Eigengewicht und Schneelast; eine zweite ist diejenige, welche durch gleichzeitige Wirkung von größtem Winddruck, Eigengewicht und Schnee erzeugt wird. Die Annahme gleichzeitigen Auftretens voller Schneelast und größten Winddrucks ist sehr ungünstig; beide können nicht gleichzeitig eintreten. Für steile Dächer ($\alpha > 45^\circ$) kann man die Belastung durch Schnee überhaupt fortlassen, da bei solchen Dächern der Schnee nicht liegen bleibt, zumal nicht bei starkem Winde.

Fig. 695.



Sollen nun die Beanspruchungen bei den beiden oben angegebenen ungünstigsten Belastungsarten in den am meisten beanspruchten Querschnittspunkten gleich groß sein, so muß die durch M_v allein erzeugte Spannung gleich derjenigen sein, welche durch M_v und M_w erzeugt wird; d. h. das Moment M_w allein muß in den betreffenden Querschnittspunkten die Spannung Null erzeugen. Der Querschnitt muß also so liegen, daß die am meisten beanspruchten Punkte auf derjenigen Nulllinie liegen, die zur Kraftlinie SS gehört, in welcher die Ebene der M_w den Querschnitt schneidet. Sind etwa die Punkte m und n (Fig. 695) die am meisten beanspruchten, so ziehe man die Linie mn und konstruiere für diese Linie als Nulllinie die Kraftlinie SS , sei es mit Hilfe der Trägheitsellipse oder des Trägheitskreises. Da diese Linie in die Ebene von M_w fallen muß, diese Ebene aber winkelrecht zur Dachfläche liegt, so drehe man nun die Pfette so, daß SS winkelrecht zur Dachfläche liegt.

Man findet auch leicht als Spannung in den Punkten m und n durch M_w :

$$N' = M_w \cos \beta \frac{v_1}{A} - M_w \sin \beta \frac{u_1}{B},$$

und da N' gleich Null sein soll, die Gröfse des Winkels β aus

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\frac{B}{u_1}}{\frac{A}{v_1}} = \frac{W_2}{W_1} = \frac{1}{c}.$$

Die vorstehenden Entwicklungen gelten aber nur, wenn dieselben Querschnittspunkte bei beiden Belastungsweisen am meisten beansprucht sind. Bei den I- und

³⁰¹⁾ HABELT. Ueber die Richtung der Hauptachse des Pfettenquerschnittes bei eisernen Dächern. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 45.

LAND, R. Die günstigste Lage des Pfettenquerschnittes bei eisernen Dächern. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 249, 543.

ENGESSER, F. Die günstigste Lage des Pfettenquerschnittes bei eisernen Dächern. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 336.

┌-Eisen-Querschnitten trifft dies zu, wenn bei beiden Belastungsweisen die Kraftlinien SS (Schnittlinien der Kraftebene mit dem betreffenden Querschnitt) den Querschnitt in gleichem Quadranten schneiden. Man findet, daß diese Voraussetzungen erfüllt sind:

- 1) bei lothrechter Stellung des Steges,
- 2) bei normaler Stellung des Steges (winkelrecht zur Dachfläche),
- 3) wenn der Steg in die Ebene des resultirenden Momentes aus M_v und M_w fällt,
- 4) wenn der Steg irgend eine Stellung zwischen den Stellungen 2 und 3 hat.

Nicht erfüllt sind die Voraussetzungen, wenn der Steg eine Stellung zwischen 1 und 3 hat; dann werden bei den besprochenen Belastungen verschiedene Punkte am meisten beansprucht.

b) Construction.

273.
Holzpfetten
auf
hölzernen
Dachbindern.

Holzpfetten auf hölzernen Dachbindern werden sowohl mit lothrechter, als mit winkelrecht zur Dachfläche angeordneter Querschnittsaxe verwendet; bei letzterer Anordnung verhindert man das seitliche Kippen der Pfetten durch Knaggen (siehe Fig. 288, S. 114) oder durch Zangen (siehe Fig. 285, S. 112). Pfetten und Binder werden verkämmt; bei größeren Binderweiten unterstützt man die Pfetten durch Kopfbänder, was immer zu empfehlen ist (siehe Fig. 286 u. 287 auf S. 113, Fig. 288 u. 289 auf S. 114).

274.
Holzpfetten
auf eisernen
Dachbindern.

Handelt es sich um Dachbinder aus Eisen, so verhindert man bei den winkelrecht zur Dachfläche verlegten Holzpfetten seitliches Kippen durch Winkeleisenstücke, welche auf die obere Bindergurtung genietet werden und mit denen die Pfetten verschraubt werden können; außerdem dienen zur Verbindung von Binder und Pfette Schraubenbolzen (20 bis 25 mm stark; siehe Fig. 506 auf S. 250, Fig. 520 auf S. 254, Fig. 529 auf S. 257).

Pfetten mit lothrechter Querschnittsaxe werden auf den mit säumenden Winkeleisen versehenen Knotenblechen gelagert und mit den Winkeleisen verbolzt (siehe Fig. 511 u. 512 auf S. 251, Fig. 522 auf S. 254, Fig. 528 auf S. 257). Eine beachtenswerthe Construction zeigt Fig. 696¹³⁵): die Auflagerung der zwischen die Binder versenkten Holzpfette; an die Pfosten des Dachbinders sind zunächst große Knotenbleche und an diese wagrechte Winkeleisen genietet, welche für die Pfetten als Auflager dienen; Pfette und Knotenblech sind ausgiebig mit einander verschraubt.

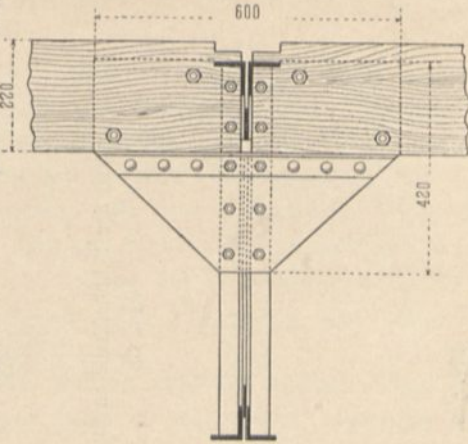
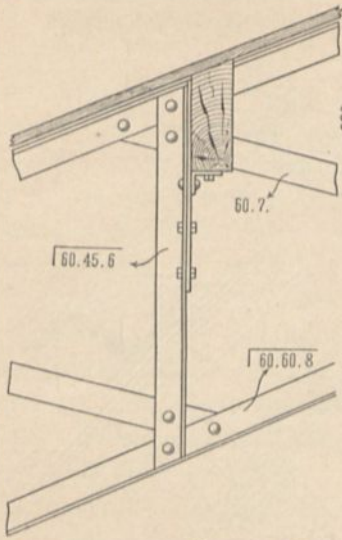
Als Firftpette verwendet man entweder einen einzigen Holzbalken, dessen Axe mit der Firftlinie in dieselbe Ebene fällt, oder zwei Holzbalken, deren Querschnittsseiten winkelrecht zur Dachfläche gerichtet sind und welche je in geringem Abstände von der Firftlinie verlaufen (Fig. 697).

Anordnungen von Fußpfetten sind in Fig. 528 u. 529 (S. 257) vorgeführt. Die Grenzpfetten zwischen einem mit steilem Dachlicht versehenen Dachtheile und dem flacheren mit Dachpappe, bzw. Holzcement gedeckten Dach zeigen Fig. 698 u. 699. Die Glasdeckung ist in beiden Beispielen mit Hilfe von Rinnenproffen vorgenommen.

275.
Eisenpfetten.

Die Eisenpfetten müssen so auf den Bindern gelagert werden, daß ein seitliches Kippen sicher verhindert wird; es genügt deshalb nicht, wenn die Unterstützung am Auflager nur im Flansch der ┌-, Z- und I-Eisen stattfindet; vielmehr muß auch der Steg dieser Eisen besonders gestützt sein, mit anderen Worten: die Lagerung muß in zwei Ebenen vorgenommen werden. Dies ist sowohl nöthig,

Fig. 696.

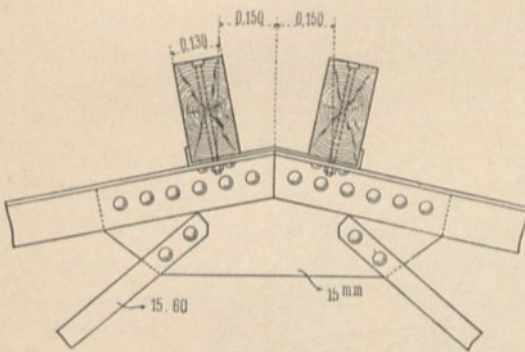


$\frac{1}{115}$ n. Gr.

Von der Weltausstellung zu Paris 1878¹³⁵⁾.

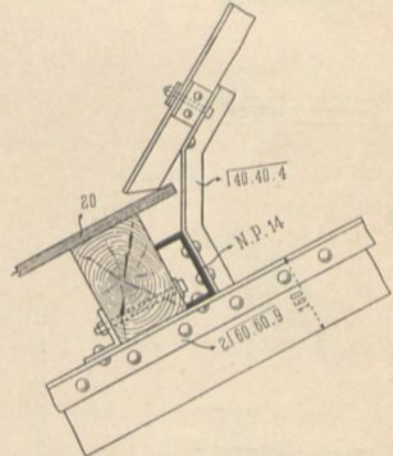
Fig. 698.

Fig. 697.



Von einem Locomotivschuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.

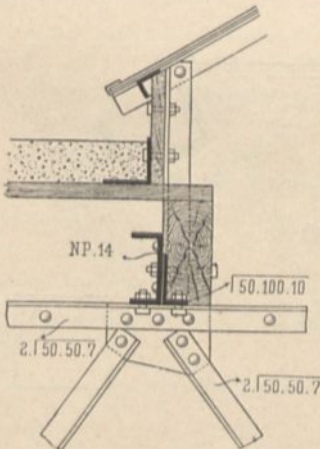
$\frac{1}{20}$ n. Gr.



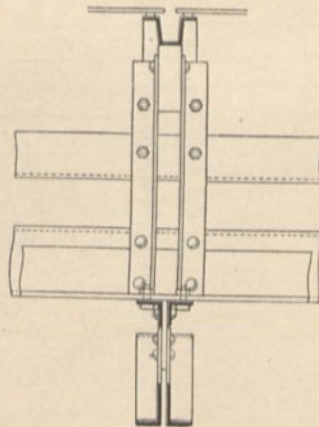
Von einem Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{115}$ n. Gr.

Fig. 699.



Von einem Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Bremen.



$\frac{1}{115}$ n. Gr.

wenn der Steg winkelrecht zur Dachfläche gerichtet ist, als auch wenn er lothrecht steht.

Die vorstehende Forderung wird erfüllt, indem man nicht nur den unteren Pfettenflansch mit der oberen Gurtung des Binders vernietet, sondern auch noch den Steg der Pfette durch ein Winkeleisenstück mit dem Binder verbindet (siehe Fig. 502 u. 504 auf S. 249, Fig. 507 auf S. 250). Es empfiehlt sich bei den hier verwendeten Winkeleisen, jeden Schenkel mit zwei Reihen von Nieten zu versehen. Bei steiler Dachneigung verhindert man das Kantensinken der Pfetten wirksam durch lothrechte Knotenbleche und Winkeleisen, welche die Verbindung zwischen Binder und Pfette vermitteln (siehe Fig. 470 auf S. 234, Fig. 534 u. 535 auf S. 259), oder durch gusseiserne Schuhe (Fig. 700 u. 701).

Auch bei den Endauflagern der Pfetten, auf den Giebelmauern der Gebäude, ist auf die Verhinderung des Kantensinkens Bedacht zu nehmen. Beispiele einer solchen Endauflagerung zeigt Fig. 702.

Um die Durchbiegung der Pfetten in der Dachfläche zu verhindern, hat man vielfach die Pfetten zwischen den Bindern ein- oder mehrere Male durch Spannstrangen aus Rundeisen mit einander verbunden (siehe Fig. 563 auf S. 283); durch diese Spannstrangen werden die Kräfte schliesslich auf First- und Fufspetten übertragen, welche man entsprechend stark construiren muss.

Man verwendet entweder nur eine einzige Firstpfette mit lothrecht gestelltem Steg oder zwei Firstpfetten, welche in gewissen geringen Abständen von der Mitte liegen. In beiden Fällen muss man gegen seitliches Kantensinken Vorkehrungen treffen; Fig. 518 (S. 252), Fig. 521 (S. 254) u. Fig. 703 geben Beispiele der Verwendung einer lothrecht gestellten Firstpfette; Fig. 704 bis 706 stellen die Anordnung zweier Firstpfetten dar, welche man zweckmässiger Weise gut mit einander verbindet.

Beispiele von Fufspetten sind in Fig. 527 (S. 256), Fig. 530 (S. 258), Fig. 545 (S. 268), Fig. 547 u. 548 (S. 270) u. Fig. 563 (S. 283) vorgeführt; aus diesen Beispielen ist auch ersichtlich, wie die Fufspetten zugleich als Rinnenträger dienen können³⁰²⁾.

In Art. 266 (S. 358) ist schon darauf hingewiesen, dass man die Pfetten zweckmässig als Auslegerträger construirt. Diese Construction ist sowohl bei Holz-, wie bei Eisenpfetten ausgeführt worden.

Fig. 707³⁰³⁾ zeigt diese Anordnung für Holzpfetten; die Binder sind sog. Doppelbinder.

Der Abstand der beiden Einzelbinder, welche durch Gitterwerk zum Doppelbinder vereinigt sind, beträgt 1,25 m; der Abstand von Axe Doppelbinder bis Axe Doppelbinder ist 7,532 m; die Länge jedes Auslegers beträgt 0,9 m und diejenige jedes eingehängten Zwischenstückes 4,482 m. Mit dem Ende des Auslegers ist ein 490 mm langer Schmiedeeisenbügel verbolzt, welcher das Auflager des Zwischenstückes bildet. In die Fuge zwischen Ausleger und Zwischenstück ist ein 2,5 mm starkes Bleiblech gelegt.

Bei der Auflagerung der Zwischenstücke der Eisenpfetten ist nicht immer genügende Rücksicht auf die Nothwendigkeit genommen, die Lagerung in zwei Ebenen vorzunehmen. Die in Fig. 708 dargestellte Auflagerung einer Z-Pfette (nach Angabe von Meyerhof³⁰⁴⁾) ist zweckmässig.

Für den Steg ist ein Winkeleisen angebracht und unter den Flansch ein L-Eisen gelegt. Das

276.
Pfetten als
Auslegerträger.

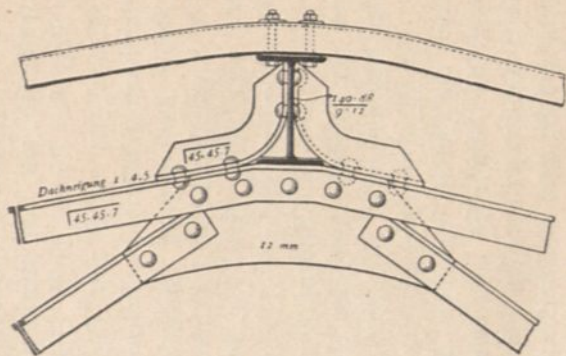
³⁰²⁾ Weitere Beispiele für Pfetten-Constructionen sind zu finden in: LANDSBERG, TH. Die Glas- und Wellblechdeckung der eisernen Dächer. Darmstadt 1887.

³⁰³⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1885, Bl. 5.

³⁰⁴⁾ Siehe: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1891, S. 696.

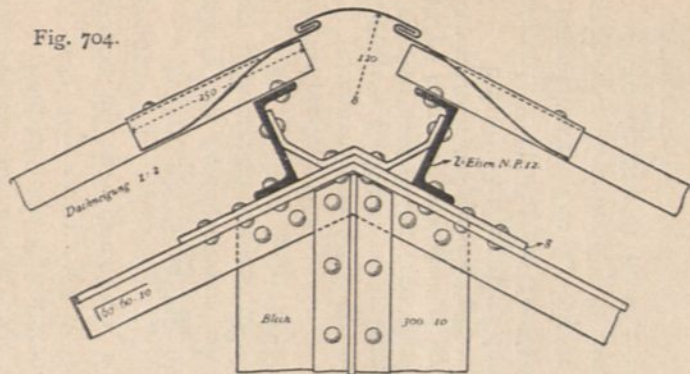
Handbuch der Architektur. III. 2, d.

Fig. 703.



Von der Umladehalle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

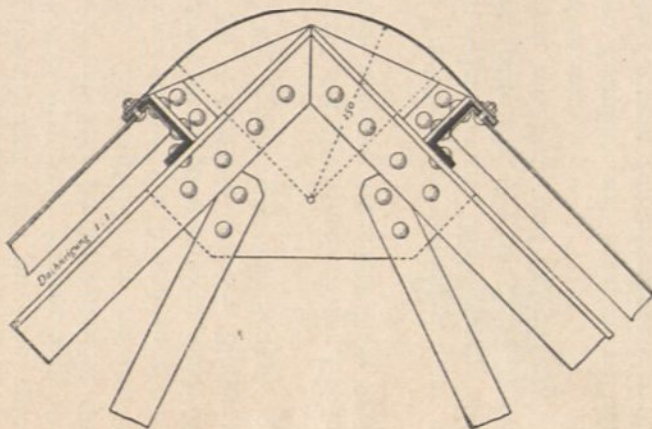
Fig. 704.



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

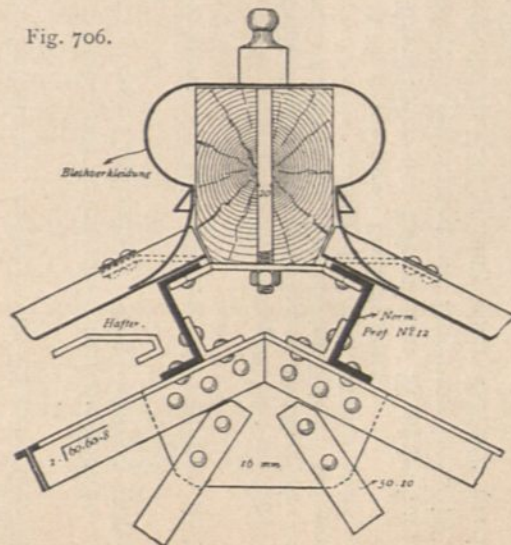
Von der Bahnhofshalle zu Hildesheim.

Fig. 705.



Vom Werkstätten-Bahnhof zu Hannover.

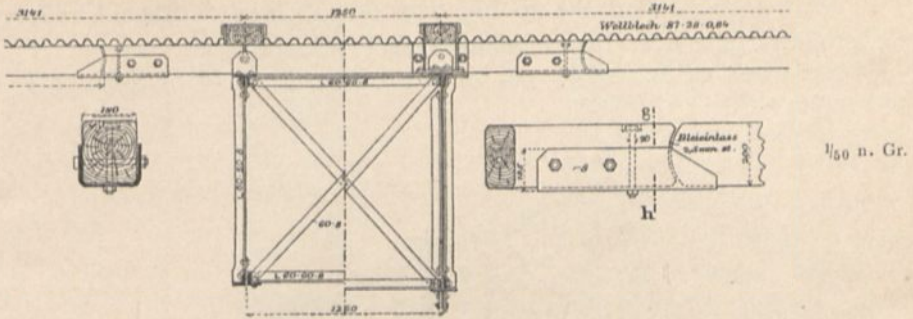
Fig. 706.



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

Vom Empfangsgebäude auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

Fig. 707.



Von der Perfonenhalle auf dem Schleifischen Bahnhof zu Berlin³⁰³.

Fig. 708.

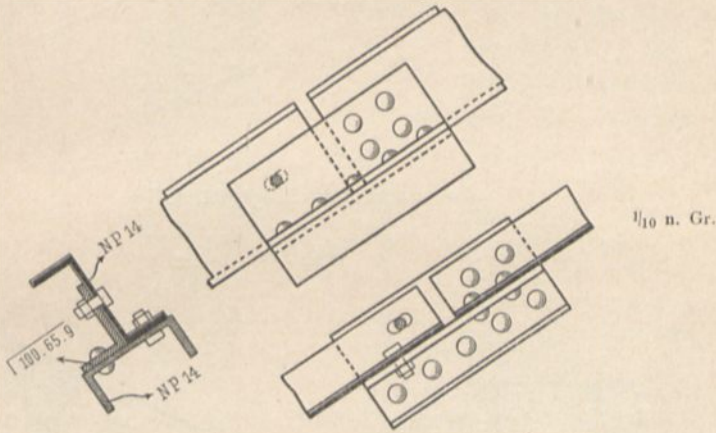
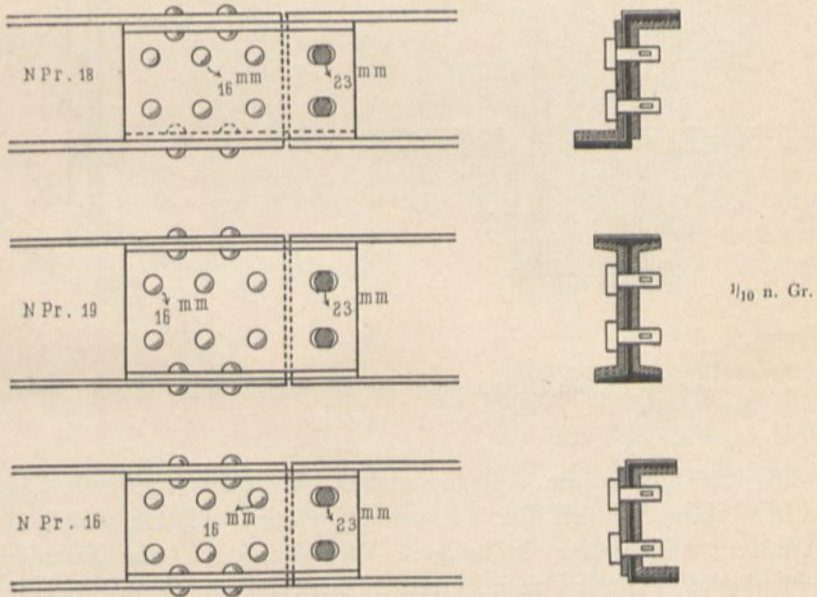


Fig. 709.

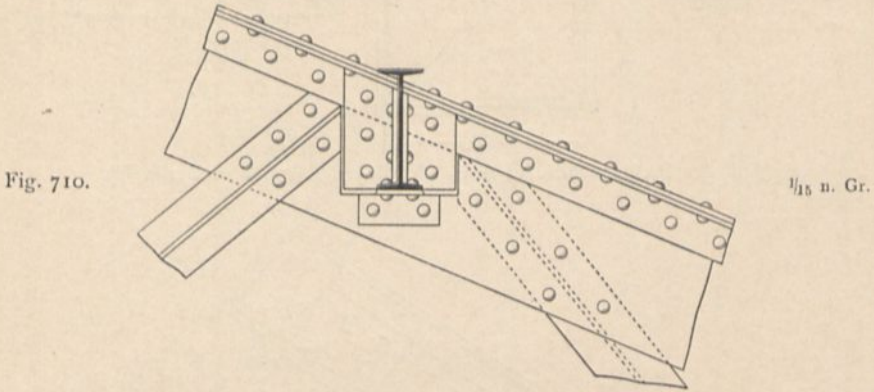


Von der großen Perfonenhalle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

Zwischenstück ist mittels Bolzen mit länglichen Schraubenlöchern derart gelagert, daß die durch Temperaturwechsel erzeugten Längenänderungen ohne Nebenspannungen eintreten können.

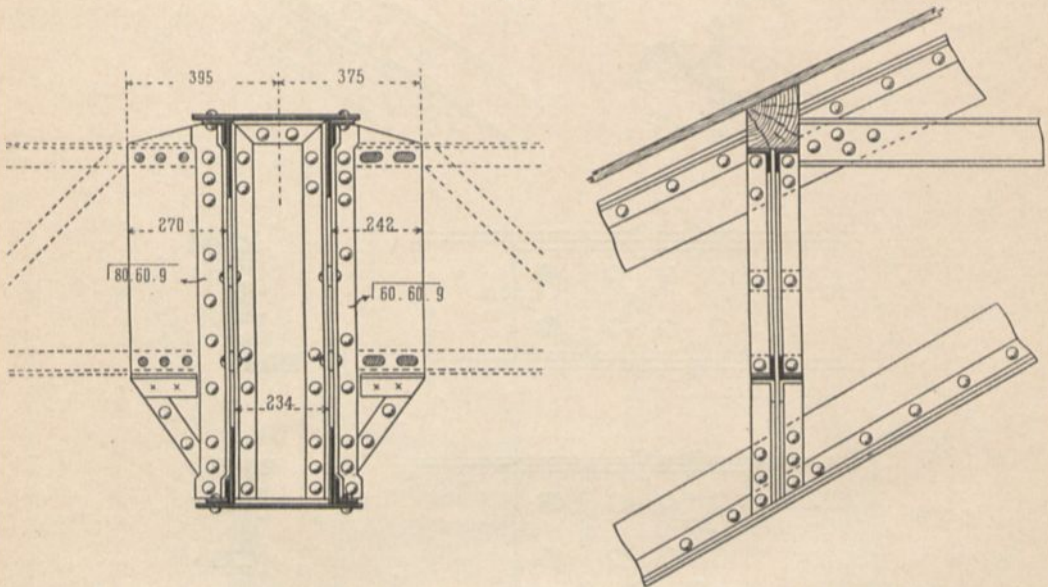
Nicht schlecht sind die in Fig. 709 dargestellten Auflager-Constructionen von der großen Halle des Hauptbahnhofes zu Frankfurt a. M.

Hierbei sind die Abmessungen (mit den Bezeichnungen in Art. 266, S. 358): $l = 9,3$ m, $a = 2,02$ m und $b = 5,26$ m.



Von einem Ausstellungsgebäude³⁰⁵⁾.

Fig. 711.



Von der großen Maschinenhalle auf der Weltausstellung zu Paris 1878³⁰⁵⁾.

1/20 n. Gr.

Wo die Pfetten die Aufgabe haben, als querversteifende Constructionstheile zu wirken, empfiehlt sich die Verwendung eiserner Pfetten mehr, als diejenige der Holzpfetten, weil erstere in innigere Verbindung mit den Eisenbindern gebracht werden können. Diefer Aufgabe werden zwischen die Binder gelegte Pfetten besser gerecht, als über der oberen Gurtung angeordnete Pfetten. Erstere, empfehlenswerthe Construction zeigen Fig. 514 (S. 252), Fig. 523 (S. 255) u. Fig. 710³⁰⁵⁾. Liegen

³⁰⁵⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1870, Pl. 23-24; 1878, Pl. 13-14.

durch Knotenbleche in zwei zu einander senkrecht stehenden Ebenen mit einander verbunden.

Die Verbindung mit den Bindern ist an den Auflagern ebenfalls durch je zwei Knotenbleche, von denen das eine in der durch die Dachfläche vorgeschriebenen Ebene, das andere in der zu dieser senkrechten Ebene liegt. Auch hier ist das eine Auflager ein festes (vernietet), das andere durch Bolzen und längliche Bolzenlöcher zu einem beweglichen gemacht.



Berichtigungen.

- S. 47, Zeile 2 v. o. soll lauten: "... auslaufen; solche Dächer werden wohl auch Rhombendächer oder Rhombenhaubendächer genannt."
- S. 214, in Fig. 451, ist im äußersten Felde rechts irrtümlich der Schrägstab weggelassen; dieser Stab muß eben so angeordnet werden, wie in der darüber stehenden Fig. 449.



Wichtigstes Werk für Architekten,

Ingenieure, Bautechniker, Baubehörden.

Handbuch der Architektur.

Unter Mitwirkung von Fachgenossen herausgegeben von

Oberbaudirector Prof. Dr. **J. Durm**, Karlsruhe, Geh. Regierungsrath Prof. **H. Ende**, Berlin,
Geh. Bauräthen Prof. Dr. **Ed. Schmitt** und † Dr. **H. Wagner**, Darmstadt.

ERSTER THEIL.

ALLGEMEINE HOCHBAUKUNDE.

1. *Band*, erste Hälfte: **Einleitung**. (Theoretische und historische Uebersicht.) Von Geh. Rath † Dr. A. v. ESSENWEIN, Nürnberg. — **Die Technik der wichtigeren Baustoffe**. Von Hofrath Prof. Dr. W. F. EXNER, Wien, Prof. H. HAUENSCHILD, Berlin, Prof. Dr. G. LAUBOECK, Wien und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 10 Mark.)
1. *Band*, zweite Hälfte: **Die Statik der Hochbau-Constructionen**. Von Geh. Baurath Prof. TH. LANDSBERG, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 12 Mark — vergriffen.)
Dritte Auflage in Vorbereitung.
2. *Band*: **Die Bauformenlehre**. Von Prof. J. BÜHLMANN, München. (Preis: 16 Mark.)
3. *Band*: **Die Formenlehre des Ornaments**. In Vorbereitung.
4. *Band*: **Die Keramik in der Baukunst**. Von Prof. R. BORRMANN, Berlin. (Preis: 8 Mark.)
5. *Band*: **Die Bauführung**. Von Prof. H. KOCH, Berlin. In Vorbereitung.

ZWEITER THEIL.

DIE BAUSTILE.

Historische und technische Entwicklung.

1. *Band*: **Die Baukunst der Griechen**. Von Oberbaudirector Prof. Dr. J. DURM, Karlsruhe. (Zweite Aufl.; Preis: 20 Mark.)
2. *Band*: **Die Baukunst der Etrusker und der Römer**. Von Oberbaudirector Prof. Dr. J. DURM, Karlsruhe. (Preis: 20 Mark — vergriffen.) Zweite Auflage in Vorbereitung.
3. *Band*, erste Hälfte: **Die Ausgänge der classischen Baukunst** (Christlicher Kirchenbau). — **Die Fortsetzung der classischen Baukunst im oströmischen Reiche** (Byzantinische Baukunst). Von Geh. Rath † Dr. A. v. ESSENWEIN, Nürnberg. (Preis: 12 M. 60 Pf. — vergriffen.)
Zweite Auflage (bearbeitet von Prof. Dr. H. HOLTZINGER, Hannover) in Vorbereitung.
3. *Band*, zweite Hälfte: **Die Baukunst des Islam**. Von Director J. FRANZ-PASCHA, Cairo. (Zweite Aufl.; Preis: 12 Mark.)
4. *Band*: **Die romanische und die gothische Baukunst**.
Heft 1: **Die Kriegsbaukunst**. Von Geh. Rath † Dr. A. v. ESSENWEIN, Nürnberg. (Preis: 16 M.)
Heft 2: **Der Wohnbau**. Von Geh. Rath † Dr. A. v. ESSENWEIN, Nürnberg. (Preis: 16 Mark.)
Heft 3: **Der Kirchenbau**. Von Prof. K. MOHRMANN, Hannover. In Vorbereitung.
Heft 4: **Die Ausstattung der Kirehen**. Von Prof. K. MOHRMANN, Hannover. In Vorbereitung.
5. *Band*: **Die Baukunst der Renaissance in Italien**. Von Oberbaudirector Prof. Dr. J. DURM, Karlsruhe. In Vorbereitung.
6. *Band*: **Die Baukunst der Renaissance in Frankreich**. Von Architekt Dr. H. Baron VON GEYMÜLLER, Baden-Baden.
Heft 1: **Historische Darstellung der Entwicklung des Baustils**. (Preis: 16 Mark.)
Heft 2: **Technischer Theil**. In Vorbereitung.
7. *Band*: **Die Baukunst der Renaissance in Deutschland**. Von Director G. v. BEZOLD, Nürnberg.
In Vorbereitung.

⇒ In elegantem Halbfranzleinband jeder Band 3 Mark mehr. ⇐

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

- 1. Band: Constructions-Elemente** in Stein, Holz und Eisen. Von Geh. Regierungsrath Prof. G. BARKHAUSEN, Hannover, Geh. Regierungsrath Prof. Dr. F. HEINZERLING, Aachen und Geh. Baurath Prof. E. MARX, Darmstadt. — **Fundamente.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 15 Mark.)
- 2. Band: Raumbegrenzende Constructionen.**
- Heft 1: **Wände und Wand-Oeffnungen.** Von Geh. Baurath Prof. E. MARX, Darmstadt. (Preis: 24 Mark.)
- Heft 2: **Einfriedigungen, Brüstungen und Geländer; Balcons, Altane und Erker.** Von Prof. † F. EWERBECK, Aachen und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Gesimse.** Von Prof. A. GÖLLER, Stuttgart. (Preis: 20 Mark.)
- Heft 3: **Balkendecken; gewölbte Decken; verglaste Decken und Deckenlichter; sonstige Decken-Constructionen.** Von Geh. Regierungsrath Prof. G. BARKHAUSEN, Hannover, Geh. Hofrath Prof. C. KÖRNER, Braunschweig, Reg.-Baumeister A. SCHACHT, Hannover und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Preis: 32 Mark.)
- Heft 4: **Dächer im Allgemeinen; Dachformen.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Dachstuhl-Constructionen.** Von Geh. Baurath Prof. Th. LANDSBERG, Darmstadt. (Preis: 18 Mark.)
- Heft 5: **Dachdeckungen; verglaste Dächer und Dachlichter; massive Steindächer, Nebenanlagen der Dächer.** Von Prof. H. KOCH, Berlin, Geh. Baurath Prof. E. MARX, Darmstadt und Geh. Baurath L. SCHWERING, Berlin. (Preis: 26 Mark.)
- 3. Band, Heft 1: Erhellung der Räume mittels Sonnenlicht.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Fenster, Thüren** und andere bewegliche Wandverschlüsse. Von Prof. H. KOCH, Berlin. (Preis: 21 Mark.)
- 3. Band, Heft 2: Anlagen zur Vermittelung des Verkehres in den Gebäuden** (Treppen und innere Rampen; Aufzüge; Sprachrohre, Haus- und Zimmer-Telegraphen). Von Ober-Ingenieur J. KRÄMER, Dresden, Kaiserl. Rath Ph. MAYER, Wien, Baugewerkschullehrer O. SCHMIDT, Posen und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 14 Mark.)
- 3. Band, Heft 3: Ausbildung der Wand-, Decken- und Fussbodenflächen.** Von Prof. K. MOHRMANN, Reg.-Baumeister B. ROSS und Prof. W. SCHLEYER, Hannover. In Vorbereitung.
- 4. Band: Anlagen zur Versorgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Wasser.** Versorgung der Gebäude mit Sonnenlicht und Sonnenwärme. Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — Künstliche Beleuchtung der Räume. Von Geh. Regierungsrath Prof. H. FISCHER und Prof. Dr. W. KOHLRAUSCH, Hannover. — Heizung und Lüftung der Räume. Von Geh. Regierungsrath Prof. H. FISCHER, Hannover. — Wasserversorgung der Gebäude. Von Prof. Dr. O. LUEGER, Stuttgart. (Zweite Aufl.; Preis: 22 M.)
- 5. Band: Koch-, Spül-, Wasch- und Bade-Einrichtungen.** Von Geh. Bauräthen Professoren E. MARX und Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Entwässerung und Reinigung der Gebäude;** Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwassers; Abort- und Pissoirs; Entfernung der Fäcalstoffe aus den Gebäuden. Von Baumeister M. KNAUFF, Berlin und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 18 Mark.)
- 6. Band: Sicherungen gegen Einbruch.** Von Geh. Baurath Prof. E. MARX, Darmstadt. — **Anlagen zur Erzielung einer guten Akustik.** Von Geh. Baurath A. ORTH, Berlin. — **Glockenstühle.** Von Geh. Finanzrath F. KÖPCKE, Dresden. — **Sicherungen gegen Feuer, Blitzschlag, Bodensenkungen und Erderschütterungen; Stützmauern.** Von Baurath E. SPILLNER, Essen. — **Terrassen und Perrons, Freitreppen und Rampen-Anlagen.** Von Prof. † F. EWERBECK, Aachen. — **Vordächer.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Eisbehälter und sonstige Kühlanlagen.** Von Stadtbaurath G. OSTHOFF, Berlin und Baurath E. SPILLNER, Essen. (Zweite Aufl.; Preis: 12 Mark.)

ENTWERFEN, ANLAGE UND EINRICHTUNG DER GEBÄUDE.

1. Halbband: Die architektonische Composition.

Allgemeine Grundzüge. Von Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Die Proportionen in der Architektur.** Von Prof. A. THIERSCH, München. — **Die Anlage des Gebäudes.** Von Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Die Gestaltung der äusseren und inneren Architektur.** Von Prof. J. BÜHLMANN, München. — **Vorräume, Treppen-, Hof- und Saal-Anlagen.** Von Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 16 Mark.)

2. Halbband: Gebäude für die Zwecke des Wohnens, des Handels und Verkehres.

Heft 1: Wohngebäude. Von Geh. Hofrath Prof. C. WEISSBACH, Dresden. In Vorbereitung.

Heft 2: Gebäude für Handel und Verkehr. In Vorbereitung.

Heft 3: Gebäude für den Post-, Telegraphen- und Fernsprehdienst. Von Postbaurath R. NEUMANN, Erfurt. (Preis: 10 Mark.)

Heft 4: Gebäude für Eisenbahn-, Schiffahrts-, Zoll- und Steuerzwecke. In Vorbereitung.

3. Halbband: Gebäude für die Zwecke der Landwirthschaft und der Lebensmittel-Versorgung.

Heft 1: Landwirthschaftliche Gebäude und verwandte Anlagen. Brauereien, Mälzereien und Brennereien. Von Prof. W. SCHLEYER, Hannover und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.) In Vorbereitung.

Heft 2: Gebäude für Lebensmittel-Versorgung (Schlachthöfe und Viehmärkte; Märkte für Lebensmittel; Märkte für Getreide; Märkte für Pferde und Hornvieh). Von Stadtbaurath G. OSTHOFF, Berlin und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 16 Mark.)

4. Halbband: Gebäude für Erholungs-, Beherbergungs- und Vereinszwecke.

Heft 1: Schankstätten und Speisewirthschaften, Kaffeehäuser und Restaurants. Von Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Volksküchen und Speiseanstalten für Arbeiter; Volks-Kaffeehäuser.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. — **Oeffentliche Vergnügungsstätten.** Von Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Festhallen.** Von Oberbaudirector Prof. Dr. J. DURM, Karlsruhe. — **Gasthöfe höheren Ranges.** Von Baurath H. v. D. HUDE, Berlin. — **Gasthöfe niederen Ranges, Schlaf- und Herbergshäuser.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 13 Mark.)

Heft 2: Baulichkeiten für Cur- und Badeorte. Von Architekt † J. MYLIUS, Frankfurt a. M. und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Gebäude für Gesellschaften und Vereine.** Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. — **Baulichkeiten für den Sport. Sonstige Baulichkeiten für Vergnügen und Erholung.** Von Oberbaudirector Prof. J. DURM, Karlsruhe, Architekt † J. LIEBLEIN, Frankfurt a. M., Oberbaurath Prof. R. REINHARDT, Stuttgart und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. (Zweite Aufl.; Preis: 11 Mark.)

5. Halbband: Gebäude für Heil- und sonstige Wohlfahrts-Anstalten.

Heft 1: Krankenhäuser. Von Prof. F. O. KUHN, Berlin. (Preis: 42 Mark.)

Heft 2: Verschiedene Heil- und Pflege-Anstalten (Irren-Anstalten, Entbindungs-Anstalten, Heimstätten für Genesende); Versorgungs-, Pflege- und Zufluchtshäuser. Von Stadtbaurath G. BEHNKE, Frankfurt a. M., Oberbaurath und Geh. Regierungsrath † A. FUNK, Hannover und Prof. K. HENRICI, Aachen. (Preis: 10 Mark.)

Heft 3: Bade- und Schwimm-Anstalten. Von Stadtbaumeister F. GENZMER, Wiesbaden. In Vorbereitung.

Heft 4: Wasch- und Desinfections-Anstalten. Von Stadtbaumeister F. GENZMER, Wiesbaden. In Vorbereitung.

6. Halbband: Gebäude für Erziehung, Wissenschaft und Kunst.

Heft 1: Niedere und höhere Schulen (Schulbauwesen im Allgemeinen; Volksschulen und andere niedere Schulen; niedere techn. Lehranstalten u. gewerbl. Fachschulen; Gymnasien u. Real-Lehranstalten, mittlere techn. Lehranstalten, höhere Mädchenschulen, sonstige höhere Lehranstalten; Pensionate u. Alumnate, Lehrer- u. Lehrerinnen-Seminare, Turnanstalten). Von Stadtbaurath G. BEHNKE, Frankfurt a. M., Oberbaurath Prof. † H. LANG, Karlsruhe, Architekt † O. LINDHEIMER, Frankfurt a. M., Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. (Preis: 16 Mark.)

Heft 2: Hochschulen, zugehörige und verwandte wissenschaftliche Institute (Universitäten; technische Hochschulen; naturwissenschaftliche Institute; medicinische Lehranstalten der Universitäten; technische Laboratorien; Sternwarten und andere Observatorien). Von Geh. Baurath H. EGGERT, Berlin, Baurath C. JUNK, Berlin, Geh. Hofrath Prof. C. KÖRNER, Braunschweig, Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt, Oberbaudirector † Dr. P. SPIEKER, Berlin und Geh. Regierungsrath L. v. TIEDEMANN, Potsdam. (Preis: 30 Mark.)

Heft 3: Künstler-Ateliers und Kunstschulen; Concerthäuser und Saalbauten. Von Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. In Vorbereitung.

Heft 4: Gebäude für Sammlungen und Ausstellungen (Archive; Bibliotheken; Museen; Pflanzenhäuser; Aquarien; Ausstellungsbauten). Von Baurath † A. KERLER, Karlsruhe, Stadtbaurath A. KORTÜM, Erfurt, Architekt † O. LINDHEIMER, Frankfurt a. M., Prof. A. MESSEL, Berlin, Architekt R. OPFERMANN, Mainz, Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt. (Preis: 30 Mark.)

Heft 5: Theater und Circusgebäude. Von Baurath M. SEMPER, Hamburg und Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt. In Vorbereitung.

7. Halbband: Gebäude für Verwaltung, Rechtspflege und Gesetzgebung; Militärbauten.

Gebäude für Verwaltungsbehörden und private Verwaltungen (Stadt- und Rathhäuser; Gebäude für Ministerien, Botschaften und Gesandtschaften; Geschäftshäuser für staatliche, Provinz-, Kreis- und Ortsbehörden; Geschäftshäuser für sonstige öffentliche und private Verwaltungen; Leichenschauhäuser). Von Prof. F. BLUNTSCHLI, Zürich, Stadtbaurath A. KORTÜM, Erfurt, Oberbauinspector † H. MEYER, Oldenburg, Stadtbaurath G. OSTHOFF, Berlin, Geh. Baurath Prof. Dr. E. SCHMITT, Darmstadt, Baurath F. SCHWECHTEN, Berlin und Geh. Baurath Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt.

Gerichtshäuser, Straf- und Besserungs-Anstalten. Von Baudirector † Th. v. LANDAUER, Stuttgart, Geh. Bauräthen Professoren Dr. E. SCHMITT und † Dr. H. WAGNER, Darmstadt.

Parlamentshäuser und Ständehäuser. Von Geh. Bauräthen Prof. † Dr. H. WAGNER, Darmstadt und Prof. Dr. P. WALLOT, Dresden.

Gebäude für militärische Zwecke. Von Oberstlieutenant F. RICHTER, Dresden. (Preis: 32 Mark.)

8. Halbband: Gebäude und Denkmale für Gottesverehrung, sowie zur Erinnerung an denkwürdige Ereignisse und Personen.

Heft 1: Gebäude für kirchliche Zwecke. Von Hofrath Prof. Dr. C. GURLITT, Dresden. In Vorbereitung.

Heft 2: Architektonische und bildnerische Denkmale. Von Architekt A. HOFMANN, Berlin. In Vorbereitung.

Heft 3: Bestattungsanlagen. Von Architekt A. HOFMANN, Berlin. In Vorbereitung.

9. Halbband: Der Städtebau. Von Geh. Baurath J. STÜBBEN, Cöln. (Preis: 32 Mark.)

10. Halbband: Die Garten-Architektur. Von Architekten A. LAMBERT und E. STAHL, Stuttgart. (Preis: 8 Mark.)

⇒ In elegantem Halbfranzleinband jeder Band 3 Mark mehr. ⇐

Das »Handbuch der Architektur« ist zu beziehen durch die meisten Buchhandlungen, welche auf Verlangen auch einzelne Bände zur Ansicht vorlegen. Jeder Band, jeder Halbband und jedes Heft bildet ein für sich abgeschlossenes Ganze und ist einzeln käuflich. Wo der Bezug auf Hindernisse stösst, wende man sich direct an die Verlagshandlung.

Stuttgart,
im Juni 1898.

Arnold Bergsträsser Verlagsbuchhandlung
A. Kröner.







BIBLIOTEKA GŁÓWNA

253151/2