

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100212661

Biblioteka
Politechniki Wrocławskiej

L ~~53~~ kel.

L 963 kl.
A. 411.

Hölzerne Dachkonstruktionen

Ihre Ausbildung und Berechnung

Von

Dr.-Ing. Th. Gesteschi
Zivilingenieur in Berlin

Dritte neubearbeitete Auflage

Mit 623 Textabbildungen



MAGYAR
HIDÉPMESTANI
SZERTÁR

BERLIN 1923
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten

Alle Rechte vorbehalten



350432 L/1

Inw. L: 327.



Vorwort.

In neuerer Zeit hat sich allmählich die Erkenntnis Bahn gebrochen, daß die hölzernen Dachkonstruktionen bei sachgemäßer Ausführung wohl geeignet sind, in den Fällen, wo bisher nur Eisen oder Eisenbeton in Frage kam, also hauptsächlich für Dauerzwecke, verwendet zu werden und daß es mit der gefürchteten Feuergefährlichkeit des Holzes nicht viel schlimmer als mit Eisen bestellt sei. Diese Erkenntnis hat, insbesondere bei den freitragenden Bauweisen, vielfach dazu geführt, das Holz als Baustoff wieder in Aufnahme zu bringen. Die Voraussetzung für eine gute Holzkonstruktion ist allerdings einerseits die Verwendung von gesundem, möglichst astfreiem, lufttrockenem Holz und andererseits eine technisch einwandfreie Ausbildung bis in alle Einzelheiten, entsprechend den Ergebnissen der Festigkeitsberechnung, ferner eine dauernde Überwachung der Ausführung durch geschulte Ingenieure.

Die meisten der vorhandenen Bücher über hölzerne Dachkonstruktionen, die zur Einführung in den Holzbau dienen können, beschränken sich in der Regel auf die Beschreibung der allgemeinen Anordnungen, ohne auf die Einzelheiten sowie deren statische Begründung näher einzugehen. Der Verfasser hielt es daher für zweckmäßig, die hölzernen Dachkonstruktionen von dem letzteren Gesichtspunkte aus zu bearbeiten. Hierzu bewog ihn vor allem die Fülle von Neuerungen und Erfahrungen im Holzbau, die die Kriegsjahre mit sich brachten und die manchen Fachmann anregen dürften, auf dem gezeigten Wege weiter fortzuschreiten. In nächster Zeit wird es mehr denn je darauf ankommen, möglichst billig zu konstruieren, ohne die Sicherheit des Tragwerks zu vermindern. Dabei ist es aber nötig, den Baustoff voll auszunutzen, was nur bei genauer Durcharbeitung des Entwurfs möglich ist; das vorliegende Buch soll hierzu einen Anhalt bieten.

Da für den entwerfenden Ingenieur eine genaue Kenntnis des in Frage kommenden Baustoffes wesentlich ist, so ist dieser zunächst bezüglich seiner physikalischen, technischen und insbesondere Festigkeitseigenschaften behandelt. Bei den Holzverbindungen, zusammengesetzten Trägern usw. sind in erster Linie die zur Zeit verwendeten neueren Arten berücksichtigt; ihre Berechnung ist an Zahlenbeispielen gezeigt. Der Besprechung der hölzernen Dachkonstruktionen gehen allgemeine Angaben über die Belastung der Dächer voraus, die sich auf die geltenden behördlichen Bestimmungen stützen. Die Ausbildung und Berechnung der Sparren und Pfetten ist eingehend behandelt, da

sie einen wichtigen Bestandteil des Daches bilden und bei zweckmäßiger Anordnung derselben wesentliche Stoffersparnisse erzielt werden können. Den Bindern, als Hauptträgern des Daches, ist ein breiter Raum gewidmet. Auf die älteren Konstruktionen ist hierbei nur so weit eingegangen, als sie für den neuzeitlichen Ingenieur in Frage kommen. Dagegen sind die in Aufnahme gekommenen freitragenden Bauweisen eingehend dargestellt und durch lehrreiche Ausführungsbeispiele samt statischer Berechnung weiter veranschaulicht. Das gleiche gilt von dem besonderen, den Hallenbauten gewidmeten Abschnitt, der ebenfalls bemerkenswerte Ausführungen, z. T. nach eigenen Entwürfen, enthält. Der Vollständigkeit halber sind im Schlußkapitel die Zelt-, Kuppel- und Turmdächer aufgenommen, jedoch als räumliche Konstruktionen nur im Rahmen des Buches behandelt worden.

Der Verfasser hatte das Bestreben, das aus der Praxis heraus verfaßte Buch so zu gestalten, daß es in knapper Form alles Wesentliche über hölzerne Dachkonstruktionen bringt und sich für den Ingenieur, Architekten und Zimmermeister bei der Projektierung von Holzkonstruktionen als wertvolles und unentbehrliches Hilfsmittel erweist.

Berlin, im Juni 1919.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Infolge des guten Absatzes, dessen sich die im Juli 1919 erschienene erste Auflage erfreuen durfte, konnte der Verlag schon nach Jahresfrist daran gehen, die zweite Auflage vorzubereiten.

Inzwischen hat auch der Holzbau insofern wieder weitere Fortschritte gemacht, als es sich einzelne Firmen angelegen sein ließen, die Festigkeitseigenschaften des Holzes weiter zu erforschen, um Grundlagen für die statische Berechnung und Konstruktion zu schaffen.

Bei Bearbeitung der zweiten Auflage ließ sich der Verfasser von dem Gedanken leiten, überholte Konstruktionen fortzulassen und neue aufzunehmen. Daß ihm dies möglich war, verdankt er hauptsächlich dem Entgegenkommen verschiedener Firmen, die bereitwilligst ihr Entwurfsmaterial zur Verfügung stellten, auch solcher, die bisher hier nicht vertreten waren. Neben den früher aufgenommenen Bauweisen konnten deshalb einige neuere Ausführungsarten freitragender Dachkonstruktionen besprochen werden. Auch der theoretische Teil wurde weiter ergänzt; insbesondere wurde die Berechnung der Bolzenverbindung eingehender behandelt, vom Verfasser neue Berechnungsformeln aufgestellt und durch Zahlenbeispiele belegt.

Auch wurden neue ausführliche Beispiele für die statische Berechnung der Hallenbauten aufgenommen und frühere fortgelassen. Ferner sind am Schlusse des Buches einige Hilfstabellen, die bei der statischen Berechnung der Holzkonstruktionen stets gebraucht werden, neu hinzugekommen.

Selbstverständlich sind bei Bearbeitung der zweiten Auflage die inzwischen erschienenen preußischen ministeriellen „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ vom 24. Dezember 1919 überall berücksichtigt worden.

Der Verfasser übergibt die vorliegende zweite Auflage der Fachwelt, mit dem Wunsche, daß sie die gleiche freundliche Aufnahme wie die erste Auflage finden möge.

Berlin, im Mai 1921.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Vorwort zur dritten Auflage.

Kaum ein Jahr nach dem Erscheinen der zweiten Auflage stellte sich infolge der starken Nachfrage abermals die Notwendigkeit heraus, an die Bearbeitung der dritten Auflage zu gehen.

Trotz dieser kurzen Zeitspanne war manches zu berücksichtigen und zu ergänzen, da es an neuen Erfahrungen in bezug auf Versuch und Ausführung nicht gefehlt hat.

Im übrigen ist der Verfasser wieder dem Grundsatz gefolgt, überholte Berechnungs- und Ausführungsbeispiele fortzulassen und durch neue zu ersetzen. Da in letzter Zeit Gerbersche Gelenkpfetten in Holz vielfach ausgeführt werden, wurde deren Berechnung neu aufgenommen, ferner die Ausführung solcher Gelenke an einigen Beispielen veranschaulicht. Auch konnten wieder einige neue Sonderbauweisen, für welche die Unterlagen von den betreffenden Firmen bereitwilligst zur Verfügung gestellt wurden, aufgenommen werden. Wenn es sich bei diesen Sonderkonstruktionen auch in der Regel um gesetzlich geschützte Bauweisen handelt, so wirkt ihre Darstellung doch auch allgemein befruchtend auf den Holzbau und zeigt neben neuartigen Einzelheiten die Möglichkeit, die Knotenpunktverbindungen auf die verschiedenartigsten Weisen zu gestalten.

Im besonderen wurden im Abschnitt „Hallenbauten“ wieder einige neue größere Ausführungen eingehend dargestellt, wobei wie früher Wert darauf gelegt wurde, die statische Berechnung eingehend zu bringen, da hierdurch gerade die Konstruktionseinzelheiten am besten verständlich werden. Durch die abermalige gründliche Neubearbeitung und Ergänzung hofft der Verfasser den Wert des Buches zu erhöhen und der Fachwelt neue Anregungen für die Ausführung von Holzkonstruktionen im allgemeinen und freitragender Dachkonstruktionen im besonderen zu geben und damit zur weiteren Entwicklung des Holzbaues, der noch keineswegs als abgeschlossen gelten kann, beizutragen.

Berlin, im September 1922.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
A. Allgemeines	1
B. Der Baustoff und seine Zurichtung	7
I. Die Bauhölzer.	7
II. Eigenschaften und Fehler des Holzes. Erhaltungsmittel	9
III. Die Zurichtung des Holzes	13
C. Festigkeit und zulässige Beanspruchungen	16
D. Die Holzverbindungen und zugehörigen Eisenteile	21
I. Die eisernen Verbindungsmittel	21
II. Stoßverbindungen	24
1. Verbindungen bei Fehlen größerer Zugkräfte.	24
2. Die Verbindung mit Laschen und Bolzen bei Auftreten größerer Zugkräfte	24
3. Die Verbindung mit Laschen und Dübeln	31
III. Knotenpunktverbindungen	33
1. Die Versatzung	33
2. Die Verzapfung	36
3. Die Überblattung	37
4. Die Überschneidung und Verkämmung	37
5. Die Aufklauung	38
E. Zusammengesetzte Träger.	38
I. Der verzahnte und verdübelte Träger	38
II. Das Hängwerk	43
III. Das Sprengwerk.	50
IV. Das Hängesprengwerk	52
V. Der Fachwerkträger	53
F. Allgemeine Anordnung und Belastung der Dächer	60
I. Allgemeine Anordnung	60
II. Belastung der Dächer	64
1. Allgemeines.	64
2. Eigengewicht	65
3. Schneelast	67
4. Winddruck	68
G. Sparren und Pfetten	73
I. Sparren.	73
II. Pfetten	79
H. Binder mit Stütz- und Hängkonstruktionen	88
I. Stuhlbinder (Dachstühle)	88
II. Hängwerkbinder.	94
III. Sprengwerkbinder	98

	Seite
J. Fachwerkbinder	102
I. Allgemeines	102
II. Balkenbinder	106
1. Binder Howescher Art	108
2. Binder mit Runddübeleinlagen	118
3. Besondere Ausführungsarten	143
III. Bogenbinder	147
K. Vollwandbinder	172
I. Allgemeines	172
II. Balkenbinder	175
III. Bogenbinder	177
L. Hallenbauten.	192
I. Allgemeines	192
II. Ausgeführte Bauten	197
M. Zelt-, Kuppel- und Turmdächer, Dachreiter	286
I. Zeltdächer	286
II. Kuppeldächer	287
III. Turmdächer.	296
IV. Dachreiter	305
N. Hilfstabellen.	307
I. Kreisförmiger Querschnitt	307
II. Rechteckiger Querschnitt.	310
III. Schraubentabelle nach Whitworth.	316
Quellenangabe	318

A. Allgemeines.

Die Dachkonstruktion bildet einen wichtigen Bestandteil der Hochbauten, da sie sie in erster Linie gegen die Witterungseinflüsse schützen soll. Zuweilen treten die übrigen Bauglieder, wie Wände, Stützen usw., ganz in den Hintergrund, z. B. bei Hallenbauten, wo das Dach den Hauptteil darstellt; seiner Ausbildung ist bei größeren Spannweiten besondere Sorgfalt zuzuwenden. Aber auch bei Stockwerkbauten erfordert die Herstellung der Dachkonstruktion zuweilen große Aufmerksamkeit, und zwar ist dies z. B. der Fall, wenn die Dachräume ausgenutzt und daher Stützen vermieden werden sollen, so daß für die Anordnung des Tragwerks nur wenig Platz zur Verfügung steht. Die Ausbildung des Dachgerüsts und die damit zusammenhängende Wahl des Baustoffes richtet sich somit im allgemeinen nach den Raumverhältnissen innerhalb und unterhalb des Daches, sowie nach der äußeren Dachform, die häufig vom Architekten bestimmt wird. Aber auch die Wahl des Baustoffes, die von Rücksichten auf Feuersicherheit, Kosten u. dgl. abhängt, kann für die Anordnung des Dachwerks maßgebend sein.

In den letzten Jahrzehnten ging die Verwendung des Holzes für Dachkonstruktionen immer mehr zurück. Während früher die Dächer der Wohnhäuser, Industrie-, Bahnhofsbauten usw. häufig aus Holz hergestellt wurden, erfolgte die Ausführung in neuerer Zeit meist in Eisen oder Eisenbeton. Die Gründe für die Verdrängung des Holzes durch die beiden letztgenannten Baustoffe lagen meist in der Forderung nach freien Dachräumen und nach möglicher Feuersicherheit. Nur im gewöhnlichen Wohnhausbau findet das Holzdach noch vorwiegend Verwendung, während es selbst im landwirtschaftlichen Bauwesen, und zwar wegen der größeren Feuersicherheit, trotz der höheren Kosten durch Eisenbeton verdrängt wurde.

Ja sogar für Ausstellungshallen, die fast stets nur vorübergehenden Zwecken dienen, verwendete man in neuerer Zeit vielfach Eisenkonstruktionen, die nach Erfüllung ihrer Aufgabe abgebrochen und entweder als altes Eisen verkauft oder anderwärts für irgendwelche Zwecke wieder aufgestellt wurden.

So gelangte die Zimmermannskunst, die im 17., 18. und noch im 19. Jahrhundert blühte und ihr Können in der Herstellung weitgespannter Hallendächer, Saaldecken usw. zeigte, allmählich in Vergessenheit. Erst mit dem Beginn unseres Jahrhunderts wurden, angeregt durch den Eisenbau, wieder Versuche gemacht, den Holzbau

neu zu beleben und weitgespannte Dach- und Hallenkonstruktionen für Dauerzwecke in Holz auszuführen. In der Tat bestehen zur Zeit bereits eine große Zahl von Industriebauten, Bahnhofshallen usw., bei denen sich das Holz in technischer, wirtschaftlicher und ästhetischer Beziehung gut bewährt hat. Hier verdient der 1912 vollendete neue Hauptbahnhof in Kopenhagen erwähnt zu werden, bei welchem in ausgedehntem Maße Holz verwendet ist; sowohl für die Zu- und Abgangehallen als auch für sämtliche Bahnsteighallen sind hölzerne Bogendächer (Bauweise Stephan) hergestellt worden. Zu gleicher Zeit ist ferner in der Schweiz eine größere Anlage in Holz (Bauweise Hetzer) ausgeführt worden, und zwar der Lokomotivschuppen auf dem Aebigut in Bern¹⁾. Ein Rundschreiben der Generaldirektion der Schweizer Bundesbahnen ordnete im Herbst 1912 an, daß künftig bei der Ausarbeitung von Plänen für Perron- und Hallendächer wieder mehr die Verwendung von Holz vorzusehen sei. Auch die preußische Eisenbahnverwaltung hat neuerdings in Weimar und Erfurt einen Lokomotivschuppen bzw. einen Ladesteg in Hetzer-Bauweise ausgeführt²⁾, und daß inzwischen behördlicherseits die Bedenken gegen Holz ganz geschwunden sind, beweist der eben vollendete, im Abschnitt L ausführlich dargestellte Lokomotivschuppen der Eisenbahndirektion Königsberg, bei welchem Fachwerkbinder zur Verwendung kamen. Ein besonderer Vorzug des Holzes gerade für Eisenbahn-Hallenbauten liegt vor allem darin, daß es von den Rauchgasen der Lokomotiven nicht angegriffen wird, während Eisendächer in verhältnismäßig kurzer Zeit rosten.

Einen natürlichen Aufschwung nahm der Holzbau mit dem Ausbruch des Weltkriegs. Hier waren keine Vorurteile zu überwinden, sondern die Notwendigkeit zwang dazu, auf den altbewährten Baustoff zurückzugreifen. Die schnelle Erweiterung der Kriegsindustrie, ferner die stete Vergrößerung des unmittelbaren Heeresbedarfs an Baulichkeiten bewirkte bald einen empfindlichen Mangel an den wichtigsten Baustoffen, wie Eisen, Zement, Ziegelsteinen usw., so daß diese Materialien für die dringendsten Zwecke vorbehalten bleiben mußten. Es wurde infolgedessen zu Holz Zuflucht genommen, und abgesehen von den zahlreichen Baracken zur Unterbringung von Menschen, Geräten usw. waren insbesondere Hallenbauten für Fabrikationszwecke, für Flugzeuge und andere Fahrzeuge in großem Umfange erforderlich. Dem Holzbau kamen hierbei seine Hauptvorzüge, nämlich seine Wirtschaftlichkeit und seine schnelle Ausführungsmöglichkeit, sehr zugute. Die stets wachsenden Ansprüche an die Dachkonstruktionen hinsichtlich der Spannweiten und damit auch der Belastungen, wozu oft noch außergewöhnliche Nutzlasten, z. B. Transmissionslasten, Kranlasten u. dgl., hinzukamen, stellten den Ingenieur vor schwierige Aufgaben. Neben der Lösung verwickelter Konstruktionseinzelheiten waren auch statische

¹⁾ Schweiz. Bauz. v. 31. Mai 1913.

²⁾ Zentralbl. d. Bauv. 1914, S. 547.

Fragen zu lösen, die der Natur des Baustoffes gerecht werden mußten, wobei die Kosten bestimmte Grenzen nicht überschreiten durften. Auch die Ausführung erforderte höchste Anspannung der Kräfte, um so mehr als der Mangel an geschulten Arbeitern sich sehr fühlbar machte. Trotzdem entstand in dieser Zeit eine große Anzahl bemerkenswerter Nutzbauten in Holz, die wesentliche Fortschritte im Holzbau erkennen lassen und weiter auf ihn befruchtend gewirkt haben.

Die Fortschritte auf dem Gebiete der hölzernen Dachkonstruktionen kennzeichnen sich hauptsächlich in der Vergrößerung der Spannweiten bei gleichzeitiger fachmännischer Durchbildung auf Grund der Ergebnisse der neueren Statik. Unter den älteren Ausführungen sind die eigentlichen Dachstühle in der Regel zwischen den Endauflagern durch Wände bzw. Balkenlagen gestützt, während die Häng- und Sprengwerkdächer zwischen den Außenwänden freitragend sind, jedoch im allgemeinen über mäßige Spannweiten nicht hinausgehen. Sie sind gewöhnlich nach bewährten Ausführungsregeln oder auf Grund von Annäherungsberechnungen bemessen, was bei den geringen Raumtiefen meist zulässig ist. Um so mehr ist es anzuerkennen, daß auch die ältere Zimmermannskunst, wie später dargestellte Beispiele zeigen, Erstaunliches geleistet hat. Die innere Ausbildung der älteren Tragwerke zeigt in statischer Beziehung oft Unklarheiten, wobei die erforderliche Tragfähigkeit meist auf Kosten eines größeren Holzaufwandes erzielt wird. Die neuzeitlichen Konstruktionen sind sparsamer ausgebildet, da die Kräfte nach den Regeln der Statik und Festigkeitslehre bestimmt und die Querschnitte dem Kräfteverlauf entsprechend gewählt sind. Die genaue Ermittlung der Kräfte unter den ungünstigsten Belastungsannahmen gestattet ferner, den Baustoff bis zu seiner zulässigen Grenze voll auszunutzen, wobei der entwerfende Ingenieur außerdem in der Lage ist, die Sicherheit der Konstruktion zu beurteilen. Darin liegen die Fortschritte, die in der Ausbildung der neuzeitlichen Dachkonstruktionen erzielt wurden und die zugleich das Holz den anderen Baustoffen gegenüber wirtschaftlich machen. Die neueren Holzbauweisen zeigen zwei Hauptarten von Anordnungen, die den Eisenkonstruktionen nachgebildet sind, nämlich die vollwandigen Systeme, meist in I-Form, und die Fachwerkträger. Sie schließen sich vielfach älteren Bauweisen an, bei denen der erforderliche Holzquerschnitt aus Brettern oder Bohlen zusammengesetzt ist.

Bei den Holzkonstruktionen läßt sich Eisen nicht ganz vermeiden, es dient in Form von Nägeln, Bolzen, Laschen, Zugstangen usw. als Verbindungsmittel an den Stellen, wo vornehmlich Zugkräfte zu übertragen sind. Bei der Bauweise Hetzer wird statt dessen in erster Linie ein Klebemittel verwendet.

Eine Eigenart aller Holzkonstruktionen liegt in der Veränderlichkeit des Baustoffes durch Aufnahme und Abgabe von Feuchtigkeit. Durch das „Arbeiten“ des Holzes erleiden die Tragwerke Formänderungen, denen bei größeren Weiten erforderlichenfalls durch nachstellbare Eisen-

verbindungen Rechnung getragen werden muß. Durch besondere Behandlung des Holzes vor seiner Verwendung können diese Nachteile so weit herabgemindert werden, daß sie das Tragwerk fast nicht mehr schädlich beeinflussen.

Die Lebensdauer der Holzkonstruktionen ist im allgemeinen davon abhängig, ob sie dem Wechsel von Trockenheit und Nässe ausgesetzt sind. Bei Dachkonstruktionen ist dies in der Regel nicht der Fall, so daß man hier von einer fast unbegrenzten Lebensdauer sprechen kann, was z. B. bei Eisenkonstruktionen nicht in gleichem Maße zutrifft. Viele Beispiele gut erhaltener Dachkonstruktionen stellen die Dächer von alten Wohnhäusern, Kirchen, Kathedralen, Schlössern usw. dar, die jahrhundertlang gehalten haben. Auch bei den zur Zeit ausgeführten hölzernen Dachkonstruktionen werden hinsichtlich der Lebensdauer im allgemeinen keine wesentlichen Bedenken erhoben. Bei im Mauerwerk eingebauten Teilen ist darauf zu achten, daß die Luft zu allen Holzteilen Zutritt hat und daß die Lagerflächen gut isoliert sind. Da Holz gegen chemische Einflüsse sehr widerstandsfähig ist, wird es zu Dachkonstruktionen für chemische Fabriken mit Vorliebe verwendet und eignet sich auch aus dem gleichen Grunde, wie bereits erwähnt, zu den Hallenbauten der Bahnhofsanlagen. Auch bei eisernen Dächern werden häufig die Pfetten, Sparren und Schalung in Holz hergestellt, ohne daß an eine etwaige Auswechslung derselben gedacht wird. Bezüglich der Lebensdauer stehen also die Holzkonstruktionen bei sachgemäßer Ausführung den Eisenbauten nicht nach, bei denen, wie viele Bahnhofsdächer, Lokomotivschuppen usw. beweisen, trotz sorgfältigster Unterhaltung, häufig schon nach mehreren Jahren Rosten eintritt.

Die Feuersicherheit¹⁾ bildet bei Holz eine wichtige Frage; sie wird meist mit der Feuersicherheit des Eisens und Eisenbetons in Vergleich gestellt. Bemerkenswerte Ergebnisse lieferten verschiedene Brandversuche mit den drei genannten Baustoffen²⁾. Nach den heutigen Anschauungen kann nur Eisenbeton als durchaus feuersicher angesehen werden, da es die größte Hitze ohne Schaden zu erleiden verträgt. Bei Brandversuchen mit Beton von 3 Stunden Dauer und bis 1200° C Hitze zeigten sich durch Aufspritzen von Löschwasser während 2 Minuten an der Oberfläche des Betons nur unbedeutende Zerstörungen, die auf die Tragfähigkeit nur von geringem Einfluß waren.

Wesentlich ungünstiger verhielt sich das Eisen bei großer Hitze. Im Auftrage des Hamburgischen Senats wurden (1891) umfangreiche Versuche mit Speicherstützen vorgenommen. Fast bis zur zulässigen Grenze (1150 kg/qcm) belastete flußeiserne Stützen wurden in leb-

¹⁾ Vgl. auch Wendt. Der Begriff und die Verwendung massiver, feuerfester, feuersicherer, unverbrennlicher und glutsicherer Konstruktionen. Deutsche Bauz. 1909, S. 166.

²⁾ Feuersicherheit von Beton, Eisenbeton, Eisen und Holz. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1912.

haftem Feuer erwärmt; sie leisteten je nach Beschleunigung der Wärmesteigerung 17 bis 59 Minuten Widerstand. Äußere Anzeichen der abnehmenden Widerstandsfähigkeit sind bei dem Versuche nicht bemerkt worden. Bei Erschöpfung der Tragfähigkeit deformierten sich die eisernen Stützen in wenigen Minuten.

Versuche mit gleichfalls fast vollbeanspruchten (68 kg/qcm) Stützen aus getrocknetem Föhren- und Eichenholz von 30×30 cm Querschnitt nahmen folgenden Verlauf. Die Stützen wurden in einem Ofen der Hitze ausgesetzt, die nach 1 Stunde 9 Minuten 950 bis 1000° C betrug. Die Föhrenholzstütze brannte während der Dauer der Hitze mit heller Flamme; die Eichenholzstütze fing erst nach 8 Minuten Feuer und war nach weiteren 3 Minuten nahezu flammenlos. Der Bruch trat ein, ohne daß sich vorher Anzeichen bemerkbar machten. Die mittlere Dauer der Widerstandsfähigkeit der Föhrenholzstütze betrug 1 Stunde 8 Minuten, die der Eichenholzstütze 1 Stunde 30 Minuten, also mehr wie bei der eisernen Stütze. Die Säulen verkohlten oberflächlich, so daß die geringste Stärke des nicht verkohlten Querschnitts 23 cm bei Föhrenholz und 24 cm bei Eichenholz betrug. Die Sicherheit der Stütze, die ursprünglich 10 betrug, war durch diese Querschnittverminderung bei Föhre auf 3,5, bei Eiche auf 4,3 herabgedrückt worden. Wenn trotz dieser Sicherheit die Stützen die Last nicht mehr tragen konnten, so muß daraus geschlossen werden, daß das nicht verkohlte Holz durch Einwirkung der Wärme in seiner ursprünglichen Festigkeit herabgemindert worden ist. Der Bruch der Säulen trat ein, ohne daß man erkennen konnte, daß dieselben in einen gefahrdrohenden Zustand geraten waren.

Aus den Versuchen geht hervor, daß sich Holz im Feuer nicht ungünstiger verhält wie Eisen. Die Entflammbarkeit des Holzes kann durch geeignete Mittel (s. später) herabgemindert werden.

Die Eisenkonstruktionen krümmen sich im Feuer, schmelzen und stürzen schließlich ein, wobei sie einen unentwirrbaren Trümmerhaufen bilden, so daß die Aufräumarbeiten sehr erschwert werden.

Die Vorteile des Holzbaues gegenüber dem Eisen- und Eisenbetonbau sind mannigfaltiger Art. In erster Linie ist die schnelle Herstellungsweise zu erwähnen, wozu auch das geringe Eigengewicht des Holzes beiträgt. Seine Bearbeitung geht einfach und schnell vonstatten, da der Baustoff leicht geschnitten, gebohrt usw. werden kann. Die erforderlichen Eisenteile sind einfacher Art (Bolzen, Rundisen, Flacheisen usw.) und können infolgedessen ebenfalls leicht beschafft werden; ihre Bearbeitung (Schmieden, Bohren usw.) ist nicht umständlich und kann von jedem Schlosser ausgeführt werden. Holzbauten können ohne Schwierigkeiten abgebrochen und an anderer Stelle wieder aufgebaut werden.

Die Holzbauten besitzen natürlich auch eine Reihe Nachteile, die bei der Wahl des Baustoffes ausschlaggebend sein können. Die Festigkeitseigenschaften des Holzes begrenzen seine Verwendung, da die Tragwerke bei großen Spannweiten und hohen Belastungen solche

Abmessungen erhalten, daß die gangbaren und erhältlichen Balkenquerschnitte nicht mehr ausreichen und, wenn dies auch der Fall wäre, die Konstruktionen oft unwirtschaftlich machen. Dieser Nachteil ist bei neueren Bauweisen, bei denen der erforderliche Querschnitt aus mehreren kleineren Querschnitten zusammengesetzt wird, nicht in gleichem Maße vorhanden. Bei großen Zugkräften werden die eisernen Zugglieder und -verbindungen sehr stark und verteuern daher die Konstruktionen. Die Ausbildung der Knotenpunkte ist nicht so einfach wie bei Eisenkonstruktionen, bei welchen die Stäbe an Knotenbleche einwandfrei angeschlossen werden können. Die Stäbe müssen oft in verschiedenen Ebenen zusammengeführt werden, wie es der Platz eben erlaubt, wodurch der Anschluß schwierig wird und außerdem Nebenspannungen entstehen. Die Formänderungen der Holzkonstruktionen, insbesondere kurz nach der Fertigstellung, sind beträchtlich und können je nach der Verwendung der überdachten Räume Betriebsstörungen verursachen. Die Verwendung von Holzkonstruktionen ist somit aus technischen und wirtschaftlichen Gründen begrenzt, darüber hinaus ist es zweckmäßiger, Eisenkonstruktionen zu wählen. Im besonderen ist zu bemerken, daß bei Dachkonstruktionen die Verhältnisse wesentlich günstiger liegen als z. B. bei Brückenbauten, da bei den ersteren die Belastungen geringer sind und der Schutz gegen Witterungseinflüsse fast vollkommen erreicht werden kann. Tatsächlich sind Dachkonstruktionen bis 60 m Spannweite¹⁾ bereits mehrfach ausgeführt, und ein Bedürfnis, weitergespannte Tragwerke herzustellen, wird wohl nur äußerst selten vorliegen und kommt höchstens für großstädtische Bahnhofshallen, Ausstellungshallen, Festhallen und Hallen für Sportzwecke in Betracht²⁾.

Die Ausführung der hölzernen Dachkonstruktionen zerfällt in die Bearbeitung (Schneiden, Bohren) und das Zusammenpassen der einzelnen Holzteile (Verbandstücke) auf dem Werkplatz, dem sog. Abbinden oder Abbund, und in die Aufstellung der Tragwerke bzw. Zusammenfügung der Verbandstücke oder Trägereile auf der Baustelle selbst, dem sog. Richten. Das Zusammenlegen und Zusammenpassen der abzubindenden Teile erfolgt meist auf dem sog. Schnürboden, einem ebenen Teil des Werkplatzes, der, je nach Bedarf, auf geeigneter Balkenunterlage mit Brettern belegt wird, um auf den so gebildeten Holzflächen die verschiedenen Konstruktionen aufschnüren und aufreißen zu können. Die Aufstellung kleinerer Dachstühle bietet keinerlei Schwierigkeiten und kann mit einfachen Hilfsmitteln vorgenommen werden. Bei größeren Spannweiten geschieht das Richten ähnlich wie bei Eisenkonstruktionen, indem die Binder vollkommen oder in einzelnen Teilen, im Werk oder auf der Baustelle, zusammengebaut und mittels

¹⁾ Festspielhaus in Genf. Zentralbl. d. Bauw. 1914, S. 551.

²⁾ Vgl. auch den Entwurf einer Festhalle von 68 m Stützweite für die Feier des Universitäts-Jubiläums in Leipzig. Deutsche Bauz. 1909, S. 234. Der Holzbau, 1921, S. 73.

Hebevorrichtungen hochgezogen und aufgestellt werden. Werden die Binder im Werk zusammengesetzt, so dürfen die Abmessungen nur so groß sein, daß sie noch mit der Eisenbahn bequem befördert werden können. Zuweilen kann auch ein Montierungsgerüst in Frage kommen, auf welchem der Aufbau des Dachwerks unmittelbar erfolgt. Über die Aufstellung größerer Dachkonstruktionen wird noch später an geeigneter Stelle die Rede sein.

B. Der Baustoff und seine Zurichtung.

I. Die Bauhölzer.

Für Holzbauten (Zimmerarbeiten) kommen in erster Linie die Nadelhölzer in Betracht, und zwar vornehmlich die Kiefer (Föhre oder Forche), die Fichte (Rottanne), die Tanne (Edel-, Silber- oder Weißtanne), seltener die Lärche, da sich dieser Baum nicht in großen Beständen, sondern nur in vereinzelt Gebieten vorfindet. Ausnahmsweise wird auch das Holz der amerikanischen Kiefern, wie Pechkiefer (Pitchpine) und Gelbkiefer (Yellowpine, Oregonpine) verarbeitet. Die Nadelhölzer besitzen schlanken Wuchs, große Länge (bis 40 m), geringeres Eigengewicht wie die Laubhölzer und sind außerdem billiger wie letztere. Die Laubhölzer finden im Hochbau nur ausnahmsweise Verwendung, und zwar dort, wo es darauf ankommt, besonders feste, der Fäulnis und dem Wurmfraß widerstehende und wetterbeständige Bauteile herzustellen. Vor allem erfüllt die Eiche diese Bedingungen, während die Buche (Rotbuche) nur unter bestimmten Voraussetzungen (s. später) zu verwenden ist. Die Hölzer anderer Laubbäume, wie Esche, Nußbaum, Linde, Pappel, Ahorn, Akazie, kommen nur für den inneren Ausbau, also für Tischlerarbeiten, in Betracht. Die Frage, welche Hölzer zu verwenden sind, richtet sich wohl in erster Linie nach dem Vorkommen in den betreffenden Gegenden sowie nach der Möglichkeit, diese schnell und billig zu beschaffen.

Über die Eigenschaften der genannten Holzarten ist folgendes zu sagen.

Die Kiefer, welche vorzugsweise im sandigen Boden Norddeutschlands und Schwedens gedeiht, liefert gelbliches bis rötlich-braunes Holz, welches nicht so weich, hingegen harzreicher wie Tannenholz und Fichtenholz ist. In Gegenden, wo die Kiefer zu Hause ist, gibt sie das Bauholz zu allen Zwecken; dort jedoch, wo sie seltener vorkommt, beschränkt sich die Anwendung auf äußere Fachwerkstrukturen, weil es infolge der obenerwähnten Eigenschaften dem Wechsel von Nässe und Trockenheit besser widersteht als die anderen Nadelhölzer. Wird außerdem bei der Auswahl solcher kieferner Fachwerkhölzer auf ihre ursprüngliche Lage innerhalb des Stammes Rücksicht genommen, so gewinnen dieselben, weil feinjähriger und splintfreier, ein besseres Aussehen, bekommen später weniger Luftrisse und sind wetterbeständiger

und wurmsicherer. Ausgesuchtes, möglichst astfreies und feinjähriges Kiefernholz, wie es besonders die im Osten Deutschlands (Schlesien, Polen) gedeihende Kiefer bietet, eignet sich wegen seiner größeren Härte und Gleichmäßigkeit zur Herstellung von Fußböden und Wandbekleidungen sowie Treppenwangen; vorgezogen wird hierzu jedoch, wenn die Mittel vorhanden sind, das amerikanische Kiefernholz (Pitchpine, Yellowpine), welches die für solche Zwecke erforderlichen Eigenschaften in noch höherem Maße besitzt. Es sieht vor allem sehr schön aus, ist fast ganz astfrei und wird daher besonders für solche Arbeiten bevorzugt, bei welchen die natürliche Struktur des Holzes nicht durch den Anstrich verdeckt werden, sondern in Erscheinung treten soll.

Die Fichte ist der in Mittel- und Süddeutschland verbreitetste Nadelbaum. Das Holz ist hell, fast weiß in der Farbe und grobfaserig, auch sehr weich und wird zu allen, vor dem Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit geschützten Bauteilen benutzt, wenn dieselben nicht besondere Festigkeit zu besitzen brauchen (Balken, Dachverbandhölzer, innere Fachwerkhölzer). Zu Fußböden und besseren Verschalungen ist das Holz wegen seiner geringen Härte und Grobfaserigkeit nicht geeignet.

Die Tanne wächst ebenfalls besonders in Mittel- und Süddeutschland und gibt ein gleichmäßiges, langfaseriges, schönes weißes Holz, welches die gleiche Verwendung findet wie das Fichtenholz, jedoch auch zu Fußböden und Verschalungen brauchbar ist, wenn dieselben nicht gegen Abnutzung besonders widerstandsfähig sein müssen. In gleichmäßiger Trockenheit oder immer von Wasser umgeben, hält sich das Tannenholz sehr gut; im Wechsel von Trockenheit und Nässe ist dasselbe jedoch wegen seines geringen Harzreichtums noch weniger haltbar als Fichtenholz.

Die Lärche gibt das harzreichste und daher auch wetterbeständigste und wurmsicherste Holz unter den Nadelbäumen. Sie ist nur leider zu wenig verbreitet, um als vollwertiger Ersatz der Eiche, bei äußeren Fachwerkwänden an Stelle des Kiefernholzes öfter Verwendung finden zu können. Das Lärchenholz ist härter und zäher als das Kiefernholz und sehr elastisch, weshalb es auch zu besseren Fußböden verarbeitet wird.

Die Eiche liefert das härteste, zäheste und wetterbeständigste Holz. Eichenholz fand früher, als die Eichenbestände noch nicht so gelichtet waren, bei Fachwerkbauten und auch zu den Holzbauteilen massiver Bauwerke ausgedehnte Verwendung; heutzutage muß man sich hierbei meist mit dem nicht so festen und wetterbeständigen Kiefernholz begnügen. Infolge des hohen Preises beschränkt man sich jetzt in der Anwendung des Eichenholzes darauf, entweder Einzelteile von Dächern und Gerüsten, auch Fußböden, die einer großen Belastung und Abnutzung standzuhalten haben, sowie Holznägel, Keile und Dübel, welche besonders fest sein müssen, oder solche Bauteile aus Eichenholz herzustellen, die infolge ihrer Umgebung der Fäulnis ausgesetzt sind; wie Schwellen und Lagerhölzer.

Die Buche besitzt ein ebenfalls sehr hartes, fast noch weniger abnutzbares Holz als die Eiche und kann an Stelle des Eichenholzes überall dort Anwendung finden, wo es nicht dem Wetter oder der Feuchtigkeit ausgesetzt ist. Zu allen Bauteilen jedoch, bei denen die dem Bauholz in ausgedehntem Maße eigene, durch den Wechsel von Trockenheit und Nässe herbeigeführte Formänderung schädlich wirkt, ist es nur dann brauchbar, wenn es vor der Verwendung durch Auslaugung, Dämpfung, Trockenlagerung, überhaupt in sorgsamer Pflege besonders behandelt wird und dadurch seine unangenehmen Eigenschaften verliert. Unter diesen Voraussetzungen gibt das Buchenholz z. B. einen guten und dauerhaften Fußboden. Auch wird es zuweilen bei neueren Holzbauweisen für die Binder der Dachkonstruktionen verwendet.

II. Eigenschaften und Fehler des Holzes. Erhaltungsmittel.

Das Holz der Bäume besteht aus unzähligen kleinen, saftgefüllten Zellen, welche durch ihre Vermehrung das Wachstum des Baumes dadurch herbeiführen, daß sie alljährlich eine röhrenförmige Schicht unter der Rinde des Stammes bilden¹⁾. Die Schichten zeigen sich im Stammquerschnitt als Ringe, die Jahresringe, und sind deshalb deutlich erkennbar, weil die im Frühjahr entstehenden, saftigeren und größeren Zellen helleres und weiches Holz ergeben als die im Spätjahre wachsenden Zellen. Diese Jahresringe haben, dem immer kräftiger werdenden Wachstum des Baumes entsprechend, nach dem Äußeren des Stammquerschnittes zunehmende Breiten und liegen nach der Seite, welche der Baum dem Wetter zukehrt, dichter zusammen, weil dort die Zellenbildung durch den Einfluß von Sturm und Wetter beeinträchtigt wird. Der kleinste, im Innern des Stammes gelegene Jahresring schließt das Mark ein und zeigt bei den meisten Hölzern einen Durchmesser von nur ein bis zwei Millimetern. Vom Mark aus durchziehen die Markstrahlen nach außen hin den Stamm und geben auf den radialen Schnittflächen des Stammes die sogen. Spiegel. Außen wird das Stammholz vom Bast umgeben, der unmittelbar unter der Rinde liegt. Die unter dem Bast befindlichen jüngsten Jahresringe enthalten das weichste Holz, das Splintholz, dessen Zellen noch in der Bildung begriffen sind, sehr viel Flüssigkeit enthalten und daher zur Stockung neigen. Diese Zellen ziehen sich bei Trockenheit sehr zusammen und vergrößern sich bei Wiederaufnahme von Feuchtigkeit, wodurch das Schwinden und Quellen entsteht. Solches Holz reißt und wirft sich leicht. Das vom Splintholz umgebene fertige Holz verhärtet sich im Innern des Stammes um so mehr, je älter der Baum wird, und es entsteht so das Kernholz, welches die dichtesten und am wenigsten saftreichen

¹⁾ Über den anatomischen Aufbau des Holzes vgl.: H. Lang, Das Holz als Baustoff. Wiesbaden 1915. Verlag von C. W. Kreidel. S. 32; ferner E. Troschel, Handbuch der Holzkonservierung. Berlin 1916. Verlag von Jul. Springer. S. 7. C. Bach und R. Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Berlin 1921. Verlag von Jul. Springer.

Zellen aufweist. Kernholz ist daher das festeste Holz und arbeitet wenig, d. h. es schwindet, quillt, reißt und wirft sich nur in geringem Maße. Das Schwinden des Holzes ist in der Stammachse wesentlich geringer als in der Richtung des Querschnitthalbmessers, und zwar beträgt es im ersten Falle nur etwa 0,1 bis 0,4 vH., im letzteren Falle bis 8 vH. Die nachstehende Zusammenstellung I gibt für die verschiedenen Holzarten die Maße des Schwindens und Quellens in Hundertteilen an. Für Bauten, die nicht dauernd im Wasser stehen, wohl aber den Einflüssen der Witterung ausgesetzt sind, beträgt das Schwind- und Quellmaß in der Längsrichtung etwa die Hälfte¹⁾.

Das Raumgewicht der Hölzer ist abhängig von dem Wassergehalt, Standort des Baumes, Zeit des Fällens und Schnelligkeit des Wachstums. Die nachstehende Zusammenstellung II enthält die Raumgewichte für die wichtigsten Holzarten bei verschiedenem Wassergehalt.

Zusammenstellung I.

Holzart	Wassergehalt des grünen Holzes in Hundertstel des Gewichts i. Mittel	Schwindung in Hundertstel (linear) im Mittel		Quellung bei Wassersättigung in Hundertstel (linear) Größtwerte		Gewichtszunahme infolge Durchnässung in Hundertstel
		Faser	⊥ Faser und Halb-messer	Faser	⊥ Faser und Halb-messer	
Buche	32	0,25	8,0	0,20	8,1	60—100
Eiche	30	0,35	7,6	0,40	7,6	60—90
Erle	42	0,40	5,1	0,30	4,2	80
Ulme	34	0,12	6,2	0,20	7,0	65
Kiefer	40	0,12	4,5	0,12	5,7	75
Fichte	45	0,08	6,2	0,08	6,2	70—170
Tanne	37	0,10	6,1	0,10	8,1	80—120
Lärche	26	0,08	6,3	0,08	6,3	60

Zusammenstellung II.

Holzart	Gewicht in kg/cbm im		
	grünen Zustände (45 vH. Wassergehalt)	luftgetrocknenen Zustände (10—15 vH. Wassergehalt)	künstlich getrockneten Zustände i. M. (bis etwa 110° C)
Buche (Rotbuche)	850—1100	600—900	560
Eiche	900—1300	700—1000	640
Erle	600—1000	450—700	425
Ulme	900 i. M.	700 i. M.	510
Kiefer	900 i. M.	650 i. M.	480
Fichte	900 i. M.	400—600	430
Tanne	900 i. M.	600 i. M.	500
Lärche	800 i. M.	620 i. M.	440
Pitchpine	—	780—1030	—
Yellowpine	—	700	—

¹⁾ Kaiser, Über Schwindmaße des Holzes. Der Bauingenieur, 1921, S. 237.

Nach den Vorschriften des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 24. Dezember 1919 ist das Eigengewicht der Bauhölzer wie folgt anzunehmen:

Holzart (baureif)	als durchschnittliches Gewicht anzunehmen kg	
Kiefer (Föhre)	700	Das Gewicht luftgetrocknenen Holzes ist um etwa 50 kg/cbm geringer.
Fichte (Rottanne)	600	
Tanne (Weißtanne)	600	
Lärche	650	
Pechkiefer (Pitchpine)	900	
Gelbkiefer (Yellowpine)	800	
Eiche	900	
Buche	800	
Australische Harthölzer	1100	

Holz in Scheiten wiegt¹⁾

Birkenholz	380—430
Buchenholz	400—440
Eichenholz	420—550
Fichtenholz	300—350
Tannenholz	300—400

Die Ausdehnung des Holzes infolge Wärme ist so gering, daß sie bei Dachkonstruktionen unberücksichtigt bleiben kann. Die Ausdehnungszahl beträgt in Richtung der Faser 0,000035, d. i. etwa $\frac{1}{4}$ der Ausdehnungszahl des Flußeisens. Die Ausdehnung in der Längsrichtung des Holzes kann etwa zu $\frac{1}{6}$ des Schwind- bzw. Quellmaßes angenommen werden²⁾.

Die Fehler und Krankheiten des Holzes sind entweder schon am Baume vorhanden gewesen, oder sie haben ihre Ursache in der Behandlung, Verwendungsweise sowie in der ungeeigneten Auswahl des Bauholzes.

Es können folgende Krankheiten und Fehler auftreten:

Rotfäule, die den Stamm von unten angreift. Das davon befallene Holz ist stellenweise rötlich, spröde, auch morsch und kann, wenn der Fehler nicht zu sehr verbreitet ist, an ganz trockenen Stellen Verwendung finden.

Kernfäule, im Innern des Stammes, daher schwer erkennbar. Stellen sich bei der Verarbeitung des Holzes solche faule Stellen heraus, so ist der schadhafte Teil von der Verwendung auszuschließen.

Ringfäule. Einzelne Jahresringschichten sind weich, daher nicht tragfähig, weshalb das Holz zu Bauzwecken nicht zu verwenden ist. Es bilden sich Ringrisse.

¹⁾ Nach Boerner, 7. Aufl., S. 34, Berlin 1920. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Siehe Fußnote Seite 10.

Blauer Splint. Derselbe entsteht durch längere Lagerung nicht entriender Baumstämme. Der Saft trocknet unter der Rinde nicht, sondern stockt, wodurch der Splint eine blaue Färbung annimmt und an Festigkeit verliert.

Zu schnelles Trocknen der Baumstämme bewirkt oft Rissebildung, und zwar entstehen Kernrisse oder Spiegelklüfte, sowie Strahlenrisse bei Bäumen, die Wind und Wetter stark ausgesetzt sind. Erstere sind im Kern breiter und beeinträchtigen daher die Tragfähigkeit des Holzes mehr als die letzteren, welche sich nach außen erweitern.

Erwähnt seien noch die Frostrisse.

Zur Erhaltung des Holzes, insbesondere Schutz gegen Fäulnis¹⁾, dienen verschiedene Verfahren, die z. T. mehr oder weniger wirksam sind.

Anstriche mit Leinölfirnis, guter Ölfarbe, Holzteer, Steinkohlenteer, ferner Harz, Holzteer mit trocken gelöschtem Kalk vermennt, setzen gut ausgetrocknetes Holz voraus, da es sonst „erstickt“. Andere Mittel sind die unter den Bezeichnungen schwedischer, finnischer und russischer Anstrich bekannten Gemische von Mehl, Heringslake, Milch, Käse, Schlammkreide, Eisenvitriol usw., meist hergestellt unter Zusatz eines mineralischen Farbstoffs. Einige recht wirksame Anstrichmittel sind das „Antinonin“ der Elberfelder Farbwerke, das „Raco“ der Firma R. Avenarius & Co., Hamburg, das „Microsol H“ der Firma Rosenzweig & Baumann, Kassel und das „Mycantin“ der Höchster Farbwerke. Das beste Fäulnis hindernde Anstrichmittel für Hölzer, welche der Feuchtigkeit oder wechselnder Nässe und Trockenheit ausgesetzt sind, ist das Karbolineum. Diese Flüssigkeit wird von den Holzporen begierig aufgesogen und ist sowohl bei grünem als auch lufttrockenem Holz mit Erfolg verwendbar; bei grünem Holz ist die Anstrichmasse erwärmt, bei lufttrockenem Holz kalt aufzutragen. Sie besteht der Hauptsache nach aus Stoffen des Steinkohlenteers.

Durchtränkung (Imprägnierung) mit Kreosotöl (Karbolsäure enthaltendes Teeröl), Zinkchlorid, Kupfervitriol, Eisenvitriol, Quecksilberchlorid. Bei der Durchtränkung wird das Holz bis zum Kern imprägniert, wobei alle etwa vorhandenen Keime zerstört werden, neue finden keinen Nährboden. Eine solche Durchtränkung soll unter Benutzung von Vakuum und Druck erfolgen. Sie kommt hauptsächlich für Telegraphenstangen und Schwellen zur Anwendung, ferner zur Beseitigung des Holzschwammes und der Holzwürmer.

Als Schutz gegen Verbrennung²⁾ werden angewendet Anstriche mit Wasserglas, Asbestfarben, ferner Durchtränkung mit Ammonium-

¹⁾ Troschel, Handbuch der Holzkonservierung. Berlin 1916. Verlag von Jul. Springer. S. 217 (bearb. von Dehnst). Wendt, Bauholz-Erhaltung. Der Holzbau, 1920. S. 16 u. 21. Moll, Der künstliche Schutz des Holzes gegen Fäulnis. Der Holzbau, 1921. S. 85. Ders., Verwendung von salzgetränktem Holz. Der Holzbau, 1921. S. 8.

²⁾ Moll, Feuerschutzmittel bei Holzbauten. Der Holzbau, 1920. S. 55.

sulfat, Borax, Borsäure und kieselflußsaure Salze (Kieselfluornatrium). Diese Anstriche, die von Zeit zu Zeit erneuert werden müssen, entwickeln z. T. Gase, die der Entwicklung des Feuers entgegenwirken, z. T. überziehen sie das Holz mit einer Salzsicht, die die weitere Entwicklung der Flamme verhindert.

Als guter Schutz gegen die Angriffe des Feuers ist zu empfehlen sowohl eine glatte Bearbeitung, einschließlich des Rundhobelns aller Kanten (bewährt bei Speicherbauten), als auch eine Verkleidung mit 8 mm starker Asbestpappe oder einem Kalk- oder Zementputz auf einem Rohr- oder Drahtgeflecht.

III. Die Zurichtung des Holzes.

Bezüglich der Fällzeit¹⁾ der Bäume war früher die Meinung verbreitet, daß als solche der Winter am geeignetsten wäre, da in dieser Jahreszeit die Saftbildung ruht und das Austrocknen des Holzes am leichtesten möglich ist. Die Frage der Fällzeit dürfte jedoch nach neueren Anschauungen auf die Dauerhaftigkeit des Holzes keinen wesentlichen Einfluß haben. Aus praktischen und wirtschaftlichen Gründen empfiehlt es sich jedoch, dem Schlagen der Bäume im Winter den Vorzug zu geben, da in dieser Jahreszeit in der Regel die Arbeitskräfte leichter und billiger zu haben sind. Insbesondere ist das Fällen der Laubbäume im Winter einfacher, da die Blätter fehlen. Ferner ist zu berücksichtigen, daß, wenn gefälltes Holz in der warmen Jahreszeit mit der Rinde längere Zeit im Walde lagert, sowohl die Gefahr des Einnistens von Holzkäfern, Würmern usw. als auch die der Zersetzung der Säfte in der Nähe der Rinde (Stocken) vorliegt, was im Winter viel weniger der Fall ist. Bei Nadelhölzern bieten ferner die im Winter eingedickten Harze und Öle einen besonderen Schutz gegen Fäulnis. Nach dem Fällen ist es gut, die Rinde zum Teil zu entfernen, und zwar am besten in spiralförmig verlaufenden Gängen, damit das Austrocknen nicht zu schnell und ungleichmäßig vor sich geht und infolgedessen der Stamm längs durchgehende Risse erhält, was bei vollständiger Entrindung der Fall wäre. Während das frische Holz bei der Fällung etwa 50 v. H. Wasser enthält, verbleibt nach längerer Lagerung im Walde (waldtrocken) noch 25—30 vH.

Eine weitere Austrocknung des Holzes soll nach seiner Zerteilung in Balken, Bohlen, Bretter usw. erfolgen, da dann am meisten Verdunstungsflächen vorhanden sind und daher die Austrocknung gleichmäßiger und schneller vor sich geht. Sie kann natürlich durch Lufttrocknung oder künstlich in Öfen ausgeführt werden. Bei der Lufttrocknung verbleibt im Nadelholz noch etwa 10 vH. und im Laubholz etwa 15—20 vH. Wasser. Die natürliche Austrocknung muß in luftigen, vor Sonnenschein und Nässe geschützten Schuppen (Zimmerholz) oder

¹⁾ Schiller-Tietz, Über den Einfluß der Fällungszeit auf die Qualität der Nutz- und Bauhölzer. Deutsche Bauz. 1900, S. 346. G. Lang, Das Holz als Baustoff, S. 77. E. Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, S. 218.

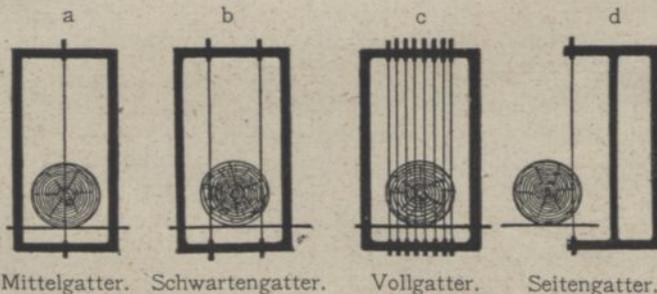
in erwärmten Lagerräumen (Tischlerholz) erfolgen und dauert je nach Art und Verwendung des Holzes im allgemeinen 1—4 Jahre, bei Eichenholz wenigstens 1 Jahr länger. Die künstliche Austrocknung (Dörrung) geschieht in einem Ofen oder in einer Kammer durch heißen Luftstrom, der bei ganzen Stämmen oder starken Hölzern, um ein Reißen dieser auszuschließen, 30—50° C, bei vielfach geteilten Hölzern 80—95° C haben soll. Wirkt der Luftstrom täglich 12 Stunden, so rechnet man

bei einer Dicke von	2,5	5	7,5	10	15	20	cm
die Trockenzeit zu	1	2	3	4	7	10	Wochen.

Die Bearbeitung des Bauholzes erfolgt meist auf dem Werkplatz oder im Sägewerk. Unbearbeitete Stämme werden nur zu untergeordneten Zwecken, z. B. Gerüststielen, verwendet. Häufig wird das Holz schon im Walde roh vierkantig beschlagen oder „bewaldrechtet“, damit es für den Transport leichter wird (Abb. 1). Hierbei bleiben die Baum- oder Waldkanten der ursprünglichen Rundung daran. Die eigentlich beabsichtigte Form erhalten die Stämme, wie erwähnt, erst auf dem Werkplatz, früher durch Beschlagen mit Axt und Beil oder Beschneiden mit der Handsäge (Schrotsäge, Furniersäge), in neuerer Zeit jedoch durch Sägemaschinen. Das maschinelle Schneiden gestattet eine bessere Ausnutzung des Holzes, während das Beschlagen Abfall ergibt, mehr Zeit erfordert und daher teurer wird.



Von den Sägemaschinen kommen hauptsächlich in Frage die Rahmensägemaschinen (Sägegatter), Bandsägen und Kreissägen (Pendelsägen). Bei den Rahmensägemaschinen werden ein oder mehrere Sägeblätter mittels eines rechteckigen Rahmens, das sogen. Gatter, in welchem sie fest eingespannt sind, geradlinig geführt, und zwar entweder durch Auf- und Abwärtsbewegung in lotrechter Richtung (Vertikalgatter) oder mittels Hin- und Herbewegung in horizontaler Richtung (Horizontalgatter).



Mittelgatter. Schwartengatter. Vollgatter. Seitengatter.

Abb. 2.

Das Gatter dient zum Schneiden von Kanthölzern, Brettern, Bohlen jeder Art; der Vorschub der Stämme erfolgt durch zwei Paar angetriebene Walzen. Die Stämme werden mittels zwei eiserner Klotzwagen, die auf Grubenschienen laufen, dem Gatter zugeführt. Abbildung 2

zeigt das Schema verschiedener Vertikalgatter. Um z. B. besäumte Bretter zu erhalten, werden mittels des Saum- oder Schwartengatters (Abb. 2b) von einem runden Stamm an zwei gegenüberliegenden Stellen segmentförmige Stücke, die sogen. Schwarten (Schwartlinge), abgetrennt, der Holzklotz dann um 90° gedreht und hierauf dem Bund- oder Vollgatter (Abb. 2c) zugeführt. Das letztere besitzt mehr als 2, ja selbst 10 bis 20 Sägeblätter, welche den ganzen Holzklotz bei einmaligem Durchgang in Bretter oder Pfosten zerlegen. Die Horizontalgatter erfordern einen nicht so schweren Unterbau, arbeiten in der Regel nur mit einem Blatt, das an einer Seite des Gatterrahmens befestigt ist, besitzen einen sehr sicheren Gang und liefern daher genaue Arbeit. Sie werden vornehmlich zum Schneiden wertvoller und harter Hölzer zu Furnieren usw. verwendet.

Bei der Bandsäge wird ein dünnes, biegsames, bandartiges Sägeblatt über zwei Triebsscheiben geführt.

Die Kreissägen sind mit sehr großer Geschwindigkeit sich drehende, an wagerechter Achse angeschlossene kreisrunde Blätter.

Bei der Pendelsäge ist die Kreissäge in einem Pendel gelagert, welches durch Hand bewegt wird und zum Schneiden von Hölzern auf bestimmte Längen dient.

Zu untergeordneten Konstruktionen, z. B. Gerüsten, manchen vorübergehenden Bauten, wird Rundholz verwendet, welches bezüglich seiner Tragfähigkeit sehr wirtschaftlich ist; Holz mit rechteckigem oder quadratischem Querschnitt wird im Gegensatz hierzu allgemein als Kantholz bezeichnet. Dieses kann vollkantiges, d. h. durchgängig einen Rechteckquerschnitt aufweisendes Holz oder baumkantiges (waldkantiges) Holz sein (Abb. 1), welches zwecks Materialersparnis unbedenklich dort verwendet werden kann, wo nicht auf scharfkantiges Aussehen Wert gelegt wird. Die Waldkante entsteht infolge der sich nach dem Wipfel zu verjüngenden Form des Stammes dann, wenn die Zopfstärke für den beabsichtigten rechteckigen Querschnitt des Holzes nicht ganz ausreicht.

Das bearbeitete Holz wird eingeteilt in Balkenholz, Rundholz oder Verbandholz und in Schnittholz¹⁾ oder Schnittware. Das aus dem Stamm gewonnene Balkenholz wird entweder ungeteilt als

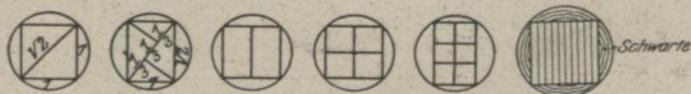


Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7. Abb. 8.

Ganzholz (Abb. 3 und 4), oder geteilt als Halbholz (Abb. 5), Kreuzholz (Abb. 6), Sechstelholz (Abb. 7), Achtelholz usw. verwendet. Ganzholz wird entweder quadratisch geteilt (Abb. 3) oder rechteckig (Abb. 4), und zwar in

¹⁾ Zuweilen wird auch unter Schnittholz alles mit der Säge geteiltes Holz verstanden, im Gegensatz zu dem mit der Axt behauenen Holz.

der Regel mit dem Seitenverhältnis $1 : \sqrt{2}$ oder $5 : 7$, wo es die größte Tragfähigkeit besitzt. Im letzteren Falle teilen die Lote von den Ecken den Kreisdurchmesser in drei gleiche Teile. Das aus dünnen, jedoch ausgewachsenen Stämmen gewonnene Holz, welches ungeteilt verwendet wird, heißt zum Unterschied von Halb- und Kreuzholz einstieliges Holz.

Bei den Schnittwaren unterscheidet man:

Bohlen oder Planken 5,0—10,0 cm stark

Bretter oder Borde 1,5—4,5 cm stark

in Abstufungen von je $\frac{1}{2}$ cm. Bohlen und Bretter kommen gewöhnlich besäumt in den Handel, d. h. die Baumkanten an den Längsseiten sind abgeschnitten, doch geht in einzelnen Gegenden auch unbesäumte Ware. Die Länge beträgt gewöhnlich 4,5 m (bei den schwedischen Riemen bis 8 m), die Breite wechselt von 12 bis 35 cm; die schmalen Sorten 12 bis 15 cm heißen Riemen. Unter Schwarten (s. vorher) versteht man die seitlichen Abfälle, die sich beim Schneiden des Holzes ergeben (Abb. 8) und einerseits Schnittfläche und andererseits die Rundung des Stammes besitzen. Latten sind in Streifen zerlegte Bretter, gewöhnlich 4,5 m lang, 2 bis 3 cm dick, 4 bis 6 cm breit.

Um den Holzhändlern die Beschaffung von Lagervorräten und damit ausgetrocknetem Bauholz zu ermöglichen, hat der Innungsverband deutscher Baugewerkmeister im Jahre 1898 die folgenden Normalien für Bauhölzer und Schnittholz aufgestellt.

1. Normalprofile für Bauhölzer in Zentimeter.

8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
8/8	8/10	10/12	10/14	12/16	14/18	14/20	16/22	18/24	20/26	22/28	24/30
—	10/10	12/12	12/14	14/16	16/18	16/20	18/22	20/24	24/26	26/28	28/30
—	—	—	14/14	16/16	18/18	18/20	20/22	24/24	26/26	28/28	—
—	—	—	—	—	—	20/20	—	—	—	—	—

2. Normalien für Schnittholz (Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten).

In Längen von 3,5, 4, 4,5, 5, 5,5, 6, 7 und 8 m. In Stärken von 1,5, 2, 2,5, 3, 3,5, 4, 4,5, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 und 15 cm. Besäumte Bretter in Breiten von Zentimeter zu Zentimeter steigend.

Im allgemeinen wird der Stamm mit Rinde gemessen, und zwar bezeichnet man mit Festmeter 1 cbm feste Holzmasse, mit Raummeter 1 cbm geschichtetes Holz.

C. Festigkeit und zulässige Beanspruchungen.

Die Festigkeit des Holzes ist abhängig von dem Standort, der Fällzeit, dem Alter, also der Dichtigkeit der Jahresringe, dem Wassergehalt, vom Astreichtum und der Art des Wuchses¹⁾. Je dichter die

¹⁾ Vgl. auch K. Dörr. Die Festigkeit von Fichten- und Kiefernholz. Deutsche Bauz. 1910, S. 518.

Jahresringe sind, desto höher ist die Festigkeit; mit der Austrocknung des Holzes nimmt die Festigkeit zu¹⁾, ebenso mit der Dauer der Lagerung. Die Festigkeitsversuche haben ergeben, daß die Beobachtungswerte innerhalb ziemlich weiter Grenzen liegen und Abweichungen bis 50 vH. vorkommen können.

Die nachstehende Zahlentafel²⁾ gibt die Festigkeitszahlen für die wichtigsten Bauhölzer an; die Angaben beziehen sich auf den ganzen Querschnitt, also Kernholz und Splintholz zusammen.

Elastizitäts- und Festigkeitszahlen.

Art der Beanspruchung	Feuchtigkeitsgehalt	Elastizitätsmaß E	Proportionalitätsgrenze σ_p	Festigkeit K	
	vH.	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	
Kiefer.					
Zug	} parallel zur Faser	13	90000	790	
Druck		18	96000	155	280
Zug ³⁾	} radial \perp zur Faser	.	96000	120	
Druck ³⁾		.	96000	.	270
Biegung ³⁾		23	108000	200	470
Schub parallel zur Faser ⁴⁾		25	.	.	45
Schub \perp zur Faser ⁵⁾		.	.	.	125
Fichte.					
Zug	} parallel zur Faser	16	92000	750	
Druck		19	99000	150	245
Biegung ³⁾		29	111000	230	420
Schub ⁴⁾		38	.	.	40

¹⁾ Nach den Mitteilungen aus dem forstlichen Versuchswesen Österreichs 1908 wurden für Fichtenholz folgende Festigkeitszahlen ermittelt:

Druckfestigkeit, lufttrocken	347 kg/qcm
„ „ naß	172 „
Biegungsfestigkeit, lufttrocken	584 „
„ „ naß	336 „

so daß die Festigkeit des nassen Holzes nur etwa halb so groß ist, als die des lufttrockenen. Vgl. ferner: Über die Festigkeit der Wasserbauhölzer. Zentralbl. d. Bauv. 1913, S. 705.

²⁾ Boerner, Statische Tabellen. 7. Aufl. Berlin 1920. S. 55.

³⁾ Der Stammkern liegt in der Querschnittmitte.

⁴⁾ Abscherung parallel zur Faserrichtung in einer durch die Stammachse gehenden Ebene. K_s für das Kernholz = 0,75 K_s für den ganzen Querschnitt.

⁵⁾ Handb. d. Arch. Erster Teil, 1. Bd., Heft 2, S. 64, 68.

Art der Beanspruchung	Feuchtigkeitsgehalt	Elastizitätsmaß E	Proportionalitätsgrenze σ_p	Festigkeit K	
	vH.	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	
Eiche.					
Zug	} parallel zur Faser	.	108000	475	965
Druck		.	103000	150	345
Zug ³⁾	} radial \perp zur Faser	.	189000	.	120
Druck ³⁾		.	189000	.	270
Biegung ¹⁾	.	24	100000	215	600
Schub parallel zur Faser ²⁾	75
Schub \perp zur Faser ³⁾	125
Buche.					
Zug	} parallel zur Faser	.	180000	580	1340
Druck		.	169000	100	320
Biegung ¹⁾	.	17	128000	240	670
Schub ²⁾	85

Zum Vergleich mögen ferner die folgenden Festigkeitszahlen dienen⁴⁾.

Mittelwerte der Festigkeitszahlen in kg/qcm für fehlerloses, astfreies, lufttrockenes Holz.

Holzart	Elastizitätsmaß E	Zug K_z	Druck K_d	Biegung K_b	Schubfestigkeit		Ungefähre Elastizitätsgrenze
					\parallel zur Faser K_s	\perp zur Faser K_s'	
Kiefer.	für Zug—130000 105000— für Druck— 100000—118000	720—790	230—302	500	61	210	für Zug = $0,6 K_z$ für Druck = $0,4 K_d$ für Biegung = $0,5 K_b$
Fichte.		600—750	230—440	560	67	219	
Tanne.		550—800	280—350	600	63	273	
Lärche.		710—960	330—500	600	72	247	
Eiche.		700—1000	350—450	620	75	270	
Buche.		700—1100	384—420	650	85	290	

¹⁾ Der Stammkern liegt in der Querschnittsmittle.

²⁾ Abscherung parallel zur Faserrichtung in einer durch die Stammachse gehenden Ebene. K_s für das Kernholz = $0,75 K_z$, für den ganzen Querschnitt.

³⁾ Handb. d. Arch. Erster Teil, 1. Band., Heft 2, S. 64, 58.

⁴⁾ Melan, Der Brückenbau I, 3. Aufl. Leipzig u. Wien 1922, S. 100 u. 101. — Über weitere Angaben von Festigkeitszahlen vgl.: R. Baumann, Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 131. Jul. Springer. Berlin 1913, S. 66. C. Bach und R. Baumann. Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Jul. Springer. 2. Aufl. Berlin 1921. G. Lang, Das Holz als Baustoff. C. W. Kreidel, Wiesbaden 1915, S. 254 u. f. Trauer, Druckversuche mit Holz. Der Eisenbau 1919, S. 139.

**Mittelwerte der Festigkeitszahlen für Nadelholz und
Eichenholz (lufttrocken) in kg/qcm.**

Beanspruchungsweise	Nadelholz	Eichenholz
Zugfestigkeit	730	920
Druckfestigkeit	330	400
Biegezugfestigkeit	550	620
Schubfestigkeit zur Faser .	65	75
Desgl. ⊥ „ „ .	230	270
Zugfestigkeit ⊥ „ „ .	125	150
Druckfestigkeit ⊥ „ „ .	40—70	120—150

Da die Elastizitätsgrenze des Holzes nur etwa 50 vH. der Bruchfestigkeit beträgt und die Inanspruchnahme unter dieser Grenze bleiben soll, da ferner die Festigkeitseigenschaften durch Fehler, Astreichtum, Feuchtigkeit sehr beeinflußt werden und da schließlich die Ungenauigkeit der statischen Berechnung und Ausführung zu berücksichtigen ist, ist bei der Wahl der zulässigen Beanspruchungen ein entsprechend hoher Sicherheitsgrad angezeigt.

Nach den Vorschriften der Bauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 24. Dezember 1919¹⁾ dürfen folgende Beanspruchungen zugelassen werden:

Nr.	Holzart	Zulässige Beanspruchung parallel zur Faser kg/qcm			
		Zug	Druck	Bie- gung	Ab- scherung
1	2	3	4	5	6
1	Eichenholz	100	80	100	10
2	Kiefernholz	100	60	100	10
3	Fichtenholz	90	50	90	8
4	Tannenholz	80	50	80	8

Dauernd durchnäßtes Holz hat wesentlich geringere Widerstandsfähigkeit.

2. Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Rüstungen, Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 vH. erhöht werden.

3. Stützen und gedrückte Bauglieder müssen nach der Eulerschen Formel mit $E = 100000$ kg/qcm eine sieben- bis zehnfache Knicksicherheit besitzen ($J_{\min} = 70 Pl^2$ bis $100 Pl^2$). Die untere Grenze von J gilt aber nur für Bauten zu vorübergehenden Zwecken.

¹⁾ Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe mit Erlaß vom 24. Dezember 1919. Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Vgl. ferner Ellerbeck, „Erläuterungen zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften 1919.“ 2. Aufl., Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Mit den höheren Spannungswerten darf nach den genannten Bestimmungen nur gerechnet werden, wenn einwandfreie statische Untersuchungen unter Annahme der stärksten Belastungen bei Berücksichtigung der denkbar ungünstigsten Umstände durchgeführt werden.

Rechnet man mit den äußersten Beanspruchungen, so ist die Verschwächung des Holzquerschnittes durch Versatzeinschnitte, Bolzenlöcher, Fehler des Holzes usw. durch einen entsprechenden Abzug, der bis zu 25 vH. des Querschnittes betragen kann, zu berücksichtigen¹⁾.

Bestimmung der Knicksicherheit nach Tetmajer.

Nach Versuchen von Tetmajer ist die Eulersche Formel nur anwendbar, wenn für Holz

$$x = \frac{l}{i} \geq 100 \text{ ist;}$$

hierin ist l die Stablänge und i der Trägheitshalbmesser (Abb. 9):

$$i_x = h \sqrt{\frac{1}{12}} = 0,289 h$$

$$i_y = b \sqrt{\frac{1}{12}} = 0,289 b;$$

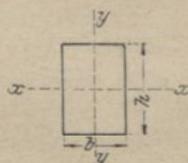


Abb. 9.

nach Euler ist somit zu rechnen, wenn $l \geq 100 i$ oder $l \geq 29h$ bzw. $l \geq 29b$.

Für kleinere Stablängen, als sich aus $x = \frac{l}{i} \geq 100$ ergeben, ist, wenn F den Stabquerschnitt bezeichnet, die sogen. Knickbruchlast

$$P_k = F \cdot 293 (1 - 0,00662 x)$$

und somit ist die Sicherheit gegen Knicken, wenn P die Belastung des Stabes ist,

$$s = \frac{P_k}{P}.$$

Die zulässige Knickspannung ergibt sich zu

$$k_k = \frac{293}{s} (1 - 0,00662 x),$$

woraus der erforderliche Querschnitt folgt zu

$$F = \frac{P}{k_k}.$$

Beispiel.

Ein Stab von 4 m Länge wird mit einer Druckkraft $P = 14,7$ t zentrisch beansprucht.

Bei i. M. 8,5facher Sicherheit gegen Knicken wäre nach Euler

$$J_{\text{ert}} = 85 \cdot 14,7 \cdot 4,0^2 = 20\,000 \text{ cm}^4,$$

¹⁾ Bemerkung des Verfassers.

es wäre erforderlich \square 22/24

$$\text{mit } J_y = 21\,296 \text{ cm}^4$$

$$F = 528 \text{ qcm}$$

$$\sigma = \frac{14\,700}{528} = 28 \text{ kg/qcm,}$$

nach Tetmajer wäre

$$i_y = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 22 = 6,35 \text{ cm}$$

$$x = \frac{l}{i} = \frac{400}{6,35} = 63$$

$$P_k = 528 \cdot 293 \cdot \frac{(1 - 0,00662 \cdot 63)}{0,583} = 90\,200 \text{ kg}$$

$$s = \frac{90\,200}{14\,700} = 6,1;$$

wollte man nach Tetmajer gleichfalls eine 8,5fache Sicherheit¹⁾ erreichen, so müßte sein

$$k_k = \frac{293}{8,5} \cdot 0,583 = 20,1 \text{ kg/qcm,}$$

hieraus

$$F = \frac{14\,700}{20,1} = 732 \text{ qcm,}$$

es wäre erforderlich ein Querschnitt \square 26/28 mit

$$F = 728 \text{ qcm}$$

$$J_y = 41\,011 \text{ cm}^4.$$

Nach Euler wäre dann die Knicksicherheit

$$s = 8,5 \cdot \frac{41\,011}{20\,000} = 17,4.$$

D. Die Holzverbindungen und zugehörigen Eisenteile.

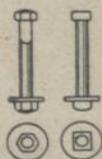
I. Die eisernen Verbindungsmittel.

Zur Verbindung der einzelnen Hölzer, seien es Verbandhölzer oder Latten, Bretter u. dgl., sind, wenn man von den Klebemitteln, die nur für untergeordnete Zwecke oder für Sonderkonstruktionen in Frage kommen, absieht, eiserne Nägel, Klammern, Schraubenbolzen, Laschen usw. erforderlich. Die leichte Bearbeitungsmöglichkeit des Holzes gestattet es, ihm durch einfache Hilfsmittel die Form zu geben, welche zur Verbindung der zusammenlaufenden Holzteile erforderlich ist.

¹⁾ Nach Tetmajer kann man sich u. U. mit einer drei- bis vierfachen Sicherheit begnügen.

Durch Zusammenpassen der besonders zugeschnittenen Hölzer werden sie jedoch nur zum Teil aneinander befestigt, solange sie nicht durch eiserne Hilfsmittel in der gewünschten Lage gehalten werden. Das Eisen hat hierbei meist Kräfte aufzunehmen, die vom Holz nicht mehr aufgenommen werden können.

Die einfachste Eisenverbindung ist die Nagelung. Der Nagel, mit rundem, rechteckigem und dreieckigem Schaft geschmiedet, besitzt eine Länge bis zu 30 cm (im Brückenbau) und wird durch den Hammer in die zu verbindenden Hölzer geschlagen. Da er die letzteren durch seine Reibung im Holz, von welchem er festgeklemmt wird, zusammenhält, tritt oft eine Lockerung ein, sobald das Holz zusammengetrocknet ist. Die Nagelung kann somit nur für untergeordnete Zwecke verwendet werden, also dort, wo die Lockerung der Nägel keine Gefahr für die Standsicherheit des Bauteiles bildet. Sie wird z. B. zur Befestigung der Schalung an den Sparren oder Pfetten und der letzteren an dem Dachbinder benutzt. Eine bessere Verbindung wird durch Holzschrauben bzw. Schlüssel-schrauben mit scharfem Gewinde und rundem (flach oder gewölbt) bzw. viereckigem (prismatischem) Kopf erzielt, da das Gewinde die Reibung zwischen Holz und Eisen vergrößert und außerdem ein Herausziehen der Schraube verhindert. Die Verbindung hat außerdem den Vorteil,



daß sie lösbar ist. Auch diese Verbindung kann jedoch für größere Konstruktionen nur als eine untergeordnete angesehen werden, da sie nur solange Zugkräfte aufnehmen kann, als das Holz gegen das Herausreißen Widerstand leistet.

Eine in dieser Beziehung einwandfreie und dauernde Verbindung wird durch Schraubenbolzen (Mutterschrauben) mit Kopf und Mutter (Abb. 10) oder auch solche mit beider-

seitigen Muttern (bei sehr langen Bolzen) erreicht¹⁾. Der Schaft ist zylindrisch und besitzt ein eingeschnittenes scharfgängiges Gewinde mit vier- oder sechskantiger Mutter. Um das Einpressen der Mutter in das Holz beim Anziehen zu vermeiden, ist eine Unterlagsscheibe nötig, die wesentlich größer als bei Eisenkonstruktionen sein muß, da sie sich gegen das Langholz preßt. Damit sich der Schaft beim Anziehen der Mutter nicht dreht, wird entweder der viereckige Kopf eingelassen oder ein Teil des Schaftes am Kopf viereckig ausgeführt. Bei größeren Konstruktionen muß auch unter den Kopf eine Unterlagsscheibe gelegt werden²⁾. Bei bedeutenden Zugkräften werden häufig Doppelmuttern verwendet. Die äußere Mutter preßt sich gegen die innere und sichert diese so gegen Lockerung. Bei neuen Konstruktionen werden die Bolzen infolge Schwindens des Holzes locker, so daß die Muttern wieder angezogen werden müssen. Um eine Lockerung zu vermeiden, können ferner Federringe angeordnet werden. Die Federringe werden zwischen Mutter und Unter-

¹⁾ Über die Abmessungen der Schraubenbolzen vgl. Abschnitt N.

²⁾ Vgl. Abschnitt J. II. Balkenbinder.

lagsplatte oder Eisenlasche eingelegt. Sie können einfach (Abb. 11) oder mehrmals gewunden sein (Abb. 12). Sie müssen jedoch kräftig sein und am besten quadratischen Querschnitt besitzen¹⁾. Beim Zusammenbau der Holzkonstruktionen werden die Bolzen so stark angezogen, daß die Federringe ganz plattgedrückt werden. Wenn das Holz schwindet, gelangen sie zur Wirkung. Bei sehr großen Kräften können Spannplatten aus Federstahl verwendet werden. Sie können auch mit der Unterlagsplatte vereinigt werden und erhalten u. U. Hakenfüße (Abb. 13), die in entsprechende Nuten des Holzes eingreifen und beim Anziehen des

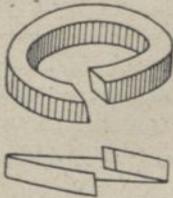


Abb. 11.



Abb. 12.

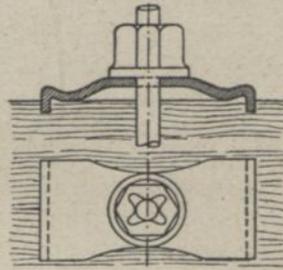


Abb. 13.

Bolzens die Kräfte zum Teil in der Längsrichtung des Holzes, zum Teil quer zur Faser abgeben. Durch die Hakenfüße wird außerdem die Dehnung der Spannplatte beim Anziehen des Bolzens verhindert.

Neue Konstruktionen müssen am Anfang nach etwa ein bis drei Monaten, später alle sechs Monate, dann nach etwa einem Jahr nachgezogen werden. Insbesondere ist dies der Fall, wenn fertiggestellte Bauten infolge Hitze und Luftzug zu schnell austrocknen und das Holz stark schwindet.

Das Bolzenloch muß gebohrt werden, und zwar nicht zu groß, damit der Bolzen nicht schlottert, und nicht zu klein, damit das Holz beim Durchtreiben des Bolzens nicht gesprengt wird. Es genügt, das Loch 1 bis 2 mm größer als den Bolzendurchmesser zu bohren, so daß der Bolzen mit leichten Hammerschlägen durchgetrieben werden kann.

Für untergeordnete Zwecke und insbesondere für vorübergehende Konstruktionen werden Klammern aus Vierkanteisen (Abb. 14) von 20 bis 35 cm Länge, 6 bis 10 cm Spitzenlänge und 10 bis 15 mm Dicke verwendet. Bei Zusammen-



Abb. 14.



Abb. 15.

trocknen des Holzes werden sie, ähnlich wie die Nägel, locker und müssen an anderer Stelle eingeschlagen werden. Für dauernde Zwecke werden sie in der Form Abb. 15 aus Flacheisen mit eingeneteten Spitzen benutzt.

Außer den genannten Eisenteilen kommen noch Schienen bzw. Flacheisen, Winkeleisen u. dgl. zur Verwendung. Sie werden mit Nägeln und Schraubenbolzen zur Befestigung, Aufhängung usw. benutzt und sollen an passender Stelle näher besprochen werden.

¹⁾ Schächterle, Bauholz-Verbindungen. Der Holzbau 1920, S. 90.

II. Stoßverbindungen.

1. Verbindungen bei Fehlen größerer Zugkräfte.

Die Ausbildung der Stoßverbindungen hängt von der Art und Größe der Kräfte ab, die sie zu übertragen haben. Die Zugverbindungen erfordern eine sorgfältigere Ausbildung als die Druckverbindungen, bei welchen die Kräfte unmittelbar durch die Stirnflächen der zusammenstoßenden Hölzer, erforderlichenfalls unter Verwendung keilförmiger Zwischenstücke, gehen.

Der stumpfe Stoß (Abb. 16) wird dort angewendet, wo die Stoßstelle unterstützt ist. Die geringen Kräfte werden durch Klammern oder Flacheisenbänder mit Nägeln oder Schrauben übertragen.

Das gerade oder schräge Blatt oder die Verblattung (Abb. 17) wird gleichfalls besonders dann ausgeführt, wenn die Stoßstelle unterstützt ist, z. B. bei Verbindung zweier über dem Dachbinder zusammenstoßender Pfetten. Das schräge Blatt (Abb. 17b) hat gegenüber dem geraden Blatt (Abb. 17a)

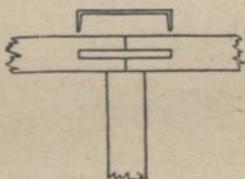


Abb. 16.

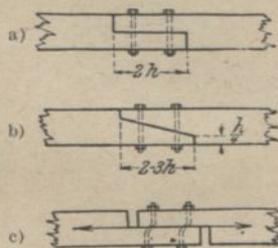


Abb. 17.

den Vorzug, daß die Hölzer nicht so leicht aufspalten. Die Verblattung wird durch ein oder zwei Schraubenbolzen gesichert. Größere Zugkräfte kann sie jedoch nicht übertragen, da die Bolzen, wie Abb. 17c zeigt, einschnittig auf Biegung beansprucht werden und infolgedessen nur wenig Widerstand gegen Entfernung der beiden gestoßenen Hölzer leisten können. Andere ähnliche Holzverbindungen, das Hakenblatt mit und ohne Keilen, Stoß mit eingesetztem Haken u. ä. können gleichfalls nur geringe Kräfte aufnehmen, wobei sich die Konstruktion noch wegen der kostspieligen genauen Bearbeitung verteuert, ohne daß der eigentliche Zweck erreicht wird.

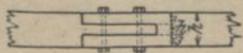


Abb. 18.

Der Scher- oder Schlitzzapfen (Abb. 18) wird gewöhnlich bei Druckverbindungen, also Verlängerung von Stützen, verwendet. Er kommt ferner bei der Verbindung von Sparren im Dachfirst (s. später), also bei schräg zusammenlaufenden Hölzern in Betracht.

2. Die Verbindung mit Laschen und Bolzen bei Auftreten größerer Zugkräfte.

Die beste und einfachste Stoßverbindung, die sich insbesondere für die Aufnahme größerer Zugkräfte gut eignet und sich häufig billiger als alle anderen Verbindungen stellt, ist die Bolzenverbindung mit Flacheisenlaschen (Abb. 19).

Die Bolzen sind in diesem Falle auf Biegung zu berechnen, da angenommen werden muß, daß infolge Zusammentrocknen des Holzes die Löcher größer werden und die Bolzen sich deformieren können. Wenn auch die Zerstörung der Verbindung, wie Versuche gezeigt haben, nicht durch Bruch, sondern durch Abscherung der Bolzen stattfindet, vorausgesetzt, daß die verbundenen Hölzer stark genug sind, so erleiden die Konstruktionen durch die starke Verbiegung der Bolzen doch unerwünschte Formänderungen, so daß die Berechnung auf Biegung erfolgen muß. Der Bolzen überträgt hierbei seine Last auf eine elastische Unterlage von geringerer Druckwiderstandsfähigkeit.

Die genaue Berechnung nach der Elastizitätstheorie, also unter Berücksichtigung der Formänderungen von Eisen und Holz, stößt auf mathematische Schwierigkeiten. Sie geht von der Annahme aus, daß die an einer beliebigen Stelle der Unterlage (Holz) auftretende, auf die Flächeneinheit bezogene Pressung p_x proportional sei einerseits der Eindrückung y daselbst, andererseits einer die Nachgiebigkeit der Unterlage kennzeichnende Festzahl C , der sog. „Bettungsziffer“, also $p_x = C \cdot y$. Dr.-Ing. Schmidtmann hat, von dieser Annahme ausgehend, für den Träger auf elastischer Unterlage eine Näherungsmethode¹⁾ aufgestellt, die an Stelle der elastischen Linie eine „Ersatzlinie“ setzt, eine mathematisch bequem zu behandelnde Linie, die mit der elastischen Linie (Senkungslinie) nur in einigen charakteristischen Punkten übereinstimmt, sich ihr aber im übrigen möglichst anpaßt.

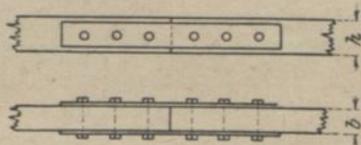


Abb. 19.

Die Bettungsziffer wurde für luftgetrocknetes Fichtenholz auf Veranlassung der Firma Karl Kübler im Materialprüfungsamt Stuttgart durch Versuche bestimmt und die Ergebnisse von Dr.-Ing. A. Jackson an der Hand von Bruchversuchen zur Berechnung des Bolzens nach der Schmidtmannschen Näherungsmethode ausgewertet²⁾. Die unter Berücksichtigung der elastischen Unterlage von Jackson angewendete Berechnungsmethode zeigt für biegungsfeste Bolzen eine gute Übereinstimmung mit der bisher angewendeten Näherungsmethode, der Berechnung nach der gewöhnlichen Biegungstheorie. Hierbei zeigt sich, daß eine um so bessere Übereinstimmung stattfindet, je biegungsfester, also stärker die Bolzen sind.

Da bei den Bolzenverbindungen fast nur stärkere Bolzen, d. h. in der Regel nicht unter 25 mm (1") in Frage kommen (siehe die Ausführungsbeispiele später), so genügen die nachstehend entwickelten

¹⁾ W. Schmidtmann, Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen. Verlag von Konrad Wittwer. Stuttgart 1920, S. 6.

²⁾ A. Jackson, Ingenieur-Holzbau. Verlag von Konrad Wittwer. Stuttgart 1921. S. 52 u. f.

Berechnungsformeln stets für die Praxis. Es empfiehlt sich, schon deshalb stärkere Bolzen (von 25 bis 40 mm Durchmesser) zu verwenden, da sich dann möglichst wenig Bolzen ergeben, wodurch einerseits die Lastverteilung auf alle Bolzen annähernd gleich wird und andererseits die Laschen möglichst kurz werden. Solche Bolzen können als „Tragbolzen“ bezeichnet werden, da sie vermöge ihres Biegungswiderstandes Lasten übertragen, im Gegensatz zu den „Heftbolzen“, welche die Hölzer, zwischen welchen die eigentlichen Lastträger, die Dübel, liegen, nur zusammenhalten sollen und infolgedessen der Hauptsache nach nur kleine Zugkräfte erhalten.

Damit die Bolzenverbindungen einerseits die erforderliche Sicherheit gegen Bruch besitzen und andererseits keine zu großen Formänderungen erleiden, die in den Tragwerken unerwünschte Sackungen und Verschiebungen zur Folge haben können, müssen sie zwei Bedingungen erfüllen: erstens darf die Beanspruchung des Bolzens selbst das zulässige Maß nicht überschreiten und zweitens soll der Lochwanddruck im Holz nicht eine solche Größe erreichen, daß nennenswerte Zusammenrückungen der Fasern, insbesondere an den Außenrändern des Bolzenloches, entstehen. Beide Beanspruchungen sind nach dem früher Gesagten voneinander abhängig.

Für die Berechnung der Bolzenverbindungen sind zwei Fälle zu unterscheiden, und zwar die Bolzenverbindung mit Eisenlaschen und die Bolzenverbindung mit Holzlaschen.

Beide Fälle sollen voneinander getrennt behandelt werden.

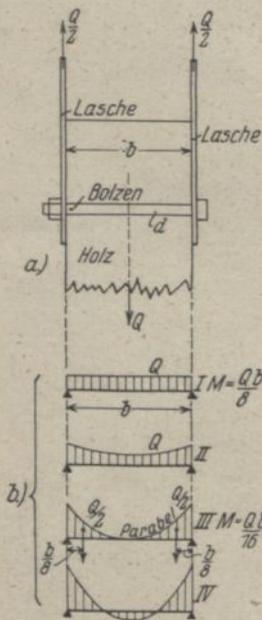


Abb. 20.

so rücken die Lastschwerpunkte, je nach der Zunahme derselben, allmählich nach außen (Stadium II und III) und schließlich erhält der Bolzen, je nach der Größe der Last und der durch sie erzeugten Durchbiegung im mittleren Teil einen Gegendruck von unten (Stadium IV). Je weiter die Lastschwerpunkte nach außen rücken, desto günstiger wird

der Bolzen beansprucht und desto ungünstiger wird die Randspannung des Holzes. Für die Berechnung erweist sich die Annahme eines Belastungsstadiums, das zwischen *II* und *III* liegt, und zwar in Form zweier Dreiecke (Abb. 21) zweckmäßig, da diese Annahme die Berechnung vereinfacht und für die Ausführung brauchbare Ergebnisse liefert. Die Schwerpunkte der beiden Lastdreiecke liegen im Abstand $\frac{b}{6}$ von den Auflagern, wenn mit



Abb. 21.

b die Stützweite des Bolzens bezeichnet wird, die ohne großen Fehler gleich dem lichten Abstand der beiden Laschen bzw. der Holzstärke gesetzt werden kann. Bezeichnen außerdem

d den äußeren Durchmesser des Bolzens,

W das Widerstandsmoment des Bolzenquerschnitts $\left(= \frac{\pi d^3}{32} \right)$,

k_b die zulässige Biegebungsbeanspruchung des Bolzens,

k_l die zulässige Druckbeanspruchung (Randspannung) im Bolzenloch, so ergibt sich die Tragkraft des Bolzens auf Biegung aus der Beziehung (Abb. 21)

$$M = \frac{Q}{2} \cdot \frac{b}{6} = k_b \cdot W \text{ zu}$$

$$1) Q_1 = \frac{12 k_b \cdot W}{b}$$

und unter Berücksichtigung des Lochwanddruckes aus der Gleichung

$$Q = 2 k_l \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot d \text{ zu}$$

$$II) Q_2 = \frac{k_l \cdot b \cdot d}{2}$$

Will man die bei der Belastung Q_1 auftretende Randspannung σ_2 ermitteln, so ist in Formel II zu setzen

$$k_l = \sigma_l \text{ und } Q_2 = Q_1; \text{ dann ist}$$

$$IIa) \sigma_l = \frac{2 Q_1}{b \cdot d}$$

Unter Vernachlässigung verschiedener günstiger Umstände, wie eine gewisse Einspannung des Bolzens in den Laschen bei festem Anschluß von Kopf und Mutter, Verkleinerung der auf die Bolzen entfallenden Last infolge Reibung zwischen Laschen und Holz, kann bei Verwendung flüßeiserner Bolzen gesetzt werden $k_b = 1200 - 1400 \text{ kg/qcm}$.

Für die Randspannung kann, da die Holzfasern im Bolzenloch am Ausweichen gehindert sind, ohne weiteres angenommen werden $k_l = 125 - 150 \text{ kg/qcm}$. Der letztere Wert entspricht etwa der Proportionalitätsgrenze von Kiefernholz für Druck.

Der Abstand e der Bolzen ergibt sich aus der Bedingung, daß das Holz zwischen zwei Bolzen nicht in den beiden Faserschichten *II* und

II II (Abb. 22) abgesichert werden darf. Es muß also sein, wenn die zulässige Scherbeanspruchung des Holzes parallel zur Faser k_s ist

$$Q = 2 \cdot k_s \cdot e \cdot b,$$

hieraus ist der erforderliche Bolzenabstand

$$\text{III) } e = \frac{Q}{2 k_s b}.$$

Beispiel. Der Untergurt eines Fachwerkbinders von \square 18/16 cm Querschnitt soll gestoßen werden. Die Zugkraft beträgt an dieser Stelle $U = 19,5 \text{ t}$. Verwendet werden eiserne Stoßlaschen 120 · 10 und Bolzen von 35 mm Durchmesser (Abb. 23).



Abb. 22.

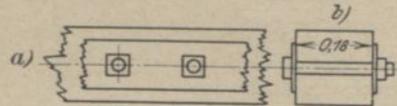


Abb. 23.

Querschnitt der Stoßlaschen

$$F = 2 \cdot 12,0 \cdot 1,0 = 24,0 \text{ qcm},$$

$$\text{Abzug für Bolzenloch } 2 \cdot 3,6 \cdot 1,0 = 7,2 \text{ „}$$

$$\text{Nutzquerschnitt } F_n = 16,8 \text{ qcm}.$$

Beanspruchung der Laschen

$$\sigma = \frac{19500}{16,8} = 1160 \text{ kg/qcm}.$$

Die Tragkraft eines Bolzens 35 mm Durchmesser mit einem Widerstandsmoment $W = 4,21 \text{ cm}^3$ ergibt sich nach Formel I zu

$$Q_1 = \frac{12 \cdot 1200 \cdot 4,21}{18} = 3370 \text{ kg},$$

nach Formel II zu

$$Q_2 = \frac{125 \cdot 18 \cdot 3,5}{2} = 3940 \text{ kg},$$

maßgebend ist der kleinere der beiden Werte, also Q_1 .

Auf jeder Seite des Stoßes sind somit

$$n = \frac{19500}{3370} = 6 \text{ Bolzen}$$

erforderlich.

$$\text{Belastung eines Bolzens: } Q = \frac{19500}{6} = 3250 \text{ kg}.$$

Biegebeanspruchung der Bolzen aus Formel I

$$k_b = \frac{Q b}{12 W} = \frac{3250 \cdot 18}{12 \cdot 4,21} = 1160 \text{ kg/qcm}.$$

Lochwanddruck (Randpressung) nach Formel II a

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot 3250}{18 \cdot 3,5} = 103 \text{ kg/qcm}.$$

Erforderlicher Bolzenabstand nach Formel III bei einer zulässigen Scherbeanspruchung $k_s = 10 \text{ kg/qcm}$

$$e = \frac{3250}{2 \cdot 10 \cdot 18} = 9,0 \text{ cm}.$$

b) Die Bolzenverbindung mit Holzlaschen.

Für das mittlere Holz gelten die früher angegebenen Benennungen; außerdem möge bezeichnen (Abb. 24):

c die Stärke der beiden Holzlaschen,

k_1 die gleichmäßig verteilte Druckspannung in den Holzlaschen,

k_2 die Randspannung bei Biegungsbeanspruchung der Holzlaschen;

demnach ist zu setzen $k_1 + k_2 = k_t$, d. i. wie früher die größte zulässige Randspannung des Holzes (im Bolzenloch).

Die Last Q des mittleren Holzes erzeugt im Bolzen, der in der Mittellinie der beiden Laschen als frei aufliegend zu denken ist (Abb. 24) ein Moment

$$I) M = \frac{Q}{2} \left(\frac{b}{6} + \frac{c}{2} \right) = \frac{Q}{12} (b + 3c).$$

Dieses Moment erfährt infolge der teilweisen Einspannung des Bolzens in den äußeren Holzlaschen eine Entlastung, die abhängig ist von der Kantenpressung k_2 (s. vorher). Da die Last $\frac{Q}{2}$ in den Holzlaschen einen gleichmäßigen Lochwanddruck

$$II) k_1 = \frac{Q}{2cd}$$

erzeugt, so darf k_2 höchstens sein

$$III) k_2 = k_t - k_1;$$

dann ist das Entlastungsmoment bzw. Stützmoment (Abb. 24)

$$IV) M_I = k_2 \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot d \cdot \frac{2}{3} c = k_2 \frac{c^2 d}{6},$$

und es bleibt ein von dem Bolzen aufzunehmendes Feldmoment

$$V) M - M_I = \frac{Q}{12} (b + 3c) - k_2 \frac{c^2 d}{6};$$

da ferner $\frac{Q}{12} (b + 3c) - k_2 \frac{c^2 d}{6} = k_b W$,

so ist damit eine Bestimmungsgleichung für Q gegeben, aus welcher k_2 unter Benutzung der Formeln II und III auszuschalten ist; es ist

$$k_2 = k_t - \frac{Q}{2cd} \text{ und demnach } \frac{Q}{12} (b + 3c) - \left(k_t - \frac{Q}{2cd} \right) \frac{c^2 d}{6} = k_b W;$$

damit ist Q eindeutig bestimmt:

$$Q (b + 3c) - 2 k_t c^2 d + Q c = 12 k_b W;$$

$$VI) Q_1 = \frac{12 k_b W + 2 k_t c^2 d}{b + 4c};$$

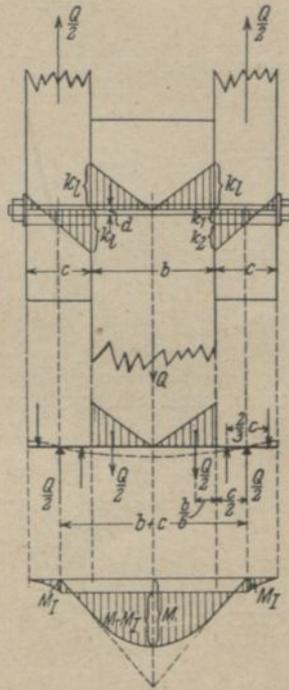


Abb. 24.

Die Tragkraft des Bolzens unter Berücksichtigung des Stützensmomentes M_I ergibt sich wie folgt:

$$M_I = k_2 \frac{c^2 d}{6} = (k_l - k_b) \frac{c^2 d}{6} = k_b \cdot W$$

unter Benutzung der Formel II ist

$$\left(k_l - \frac{Q}{2cd}\right) \frac{c^2 d}{6} = k_b W$$

$$k_l - k_b W \frac{6}{c^2 d} = \frac{Q}{2cd},$$

hieraus ist

$$\text{VII) } Q_2 = \frac{-12 k_b W + 2 k_l c^2 d}{c}.$$

Beispiel. Die abgeleiteten Formeln mögen auf eine im Materialprüfungsamt Stuttgart geprüfte Bolzenverbindung angewendet werden¹⁾.

Die Versuchsanordnung ist in Abb. 25 dargestellt. Der Bolzendurchmesser beträgt 30 mm, sein Widerstandsmoment $W = 2,65 \text{ cm}^3$.

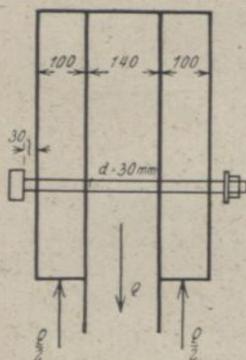


Abb. 25.

Nach Formel VI ist

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{12 \cdot 1400 \cdot 2,65 + 2 \cdot 150 \cdot 10^2 \cdot 3,0}{14 + 4 \cdot 10} \\ &= \frac{44\,500 + 90\,000}{54} \\ &= 2490 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Nach Formel VII ergibt sich

$$Q_2 = \frac{-44\,500 + 90\,000}{10} = 4550 \text{ kg.}$$

Der kleinere Wert Q_1 ist demnach maßgebend. Der Versuch zeigt bei dieser Belastung eine mittlere Verschiebung von etwa 0,7 mm. Nach Aufbringen einer größeren Belastung als 11 t wuchsen die Verschiebungen so rasch, daß die Maschine nicht mehr zum Einspielen gebracht werden konnte. Nach einer aufgetretenen Verschiebung von 100 mm wurde der Versuch abgebrochen. Für die Größtlast von 11 t wäre demnach die Bruchsicherheit

$$s = \frac{11\,000}{2490} = 4,4 \text{ fach.}$$

Da Kopf und Mutter nicht an den Laschen anlagen, wurden die günstig wirkenden Reibungswiderstände ausgeschaltet. Wäre dies nicht

¹⁾ Jackson, Ingenieur-Holzbau, Versuch X, S. 66.

geschehen, so hätte sich die Bruchlast wesentlich höher ergeben; ebenso wären bei fest angezogener Mutter die Verschiebungen kleiner ausgefallen¹⁾).

3. Die Verbindung mit Laschen und Dübeln.

Zur Übertragung größerer Zugkräfte werden vielfach eiserne Laschen mit aufgenieteten Dübeln in Form von Flacheisen oder kleinen Winkeln verwendet (Abb. 26), die in das Holz eingreifen.

Diese Konstruktion erfordert jedoch Nietarbeit und verteuert daher die Stoßverbindung, ist aber trotzdem bei großen Zugkräften oft zweckmäßig. Sehr gut ist die neuerdings vielfach ausgeführte Stoß-

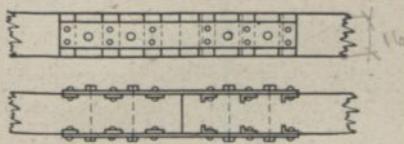


Abb. 26.

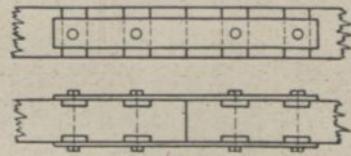


Abb. 27.

verbindung mit Flacheisendübeln (Abb. 27), die durch die Stoßbolzen gehalten sind, wodurch die vorher erwähnte Nietarbeit gespart wird. Die Zugkraft der Hölzer wird mittels der eingelegten Flacheisen sowie durch die Bolzen auf die Laschen übertragen. Auf diese Weise werden die Bolzen auf Abscheren, also wesentlich günstiger als vorher beansprucht. Die Ausführung bietet keinerlei Schwierigkeiten.

Beispiel: Die zu übertragende Zugkraft sei 12 t und der Querschnitt der Hölzer $\square 14/16$. Werden die Flacheisen 2 cm eingelassen, so kann jedes bei einer zulässigen Druckbeanspruchung des Holzes von $k_d = 60 \text{ kg/qcm}$ aufnehmen

$$\frac{Q}{2} = 2 \cdot 16 \cdot 60 = 1920 \text{ kg};$$

je zwei gegenüberliegende Flacheisen nehmen somit auf

$$Q = 2 \cdot 1920 = 3840 \text{ kg},$$

auf jeder Seite des Stoßes sind also $\frac{12,0}{3,84} = 3$ Paare Flacheisen erforderlich.

¹⁾ Wie bereits Seite 23 bemerkt, ist bei Holzverbindungen dafür zu sorgen, daß die Bolzen von Zeit zu Zeit nachgezogen werden, da im Laufe der Zeit eine Lockerung der Verbindung eintritt. Das gilt nicht nur für die „Tragbolzen“ der Bolzenverbindungen, sondern in noch höherem Maße für die schwächeren „Heftbolzen“ der Holzverbindungen mit dübelartigen Einlagen. Bei Lockerung der Heftbolzen tritt ein Kanten der Einlagen (Kegeldübel, Ringdübel, Scheibendübel usw.) ein, so daß eine Lockerung hier weit schädlicher als bei Tragbolzen und den ihnen verwandten Rohrdübeln wirkt, bei denen das Verbindungsmittel in einem Stück durch die zu verbindenden Hölzer geht.

Ihr Abstand ergibt sich aus der Scherfestigkeit des Zwischenstücks. Nimmt man ihre Breite zu 8 cm an, so muß sein mit $k_s = 10 \text{ kg/qcm}$ (Abb. 28)

$$e_1 \cdot 16 \cdot 10^1 = 1920,$$

$$e_1 = \frac{1920}{160} = 12 \text{ cm},$$

$$e = 12 + 8 = 20 \text{ cm}.$$

Abstand von der Stoßfuge

$$e' = 12 + 4 = 16 \text{ cm}.$$

Werden Bolzen von 19 mm Durchmesser mit einem Querschnitt $F = 2,84 \text{ qcm}$ gewählt, so beträgt ihre Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{1920}{2,84} = 677 \text{ kg/qcm}.$$

Eine andere Stoßverbindung stellt die Verdübelung mit Holzlaschen und Dübeln aus Hartholz (Eiche) oder Flacheisen dar (Abb. 29). Die Verbindung wird durch schwache Bolzen zusammengehalten. Die

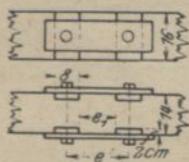


Abb. 28.

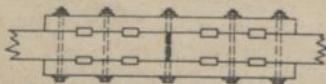
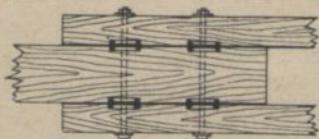
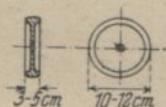


Abb. 29.



Abb. 30.

Holzdübel können etwas Anlauf erhalten, so daß sie nachgetrieben werden können, falls Lockerung infolge Schwinden eintritt (vgl. auch Abschnitt E.).

Ferner verdient eine ältere amerikanische Verbindung mittels gußeiserner runder Scheiben, die in die zu verbindenden Hölzer eingreifen, Erwähnung (Abb. 30)¹⁾. Zum Zusammenhalten der Hölzer dient ein Bolzen, der durch ein Loch im Scheibenmittelpunkt geht. In Amerika werden keine besonderen Vertiefungen in die Hölzer eingearbeitet, sondern die scharfen Ränder der Scheiben drücken sich durch das Anziehen der Bolzen in das Holz ein. Besser ist es jedoch, die flachen Löcher durch einen Zentrumborner herzustellen, wie dies auch bei neueren Holzverbindungen geschieht.

¹⁾ E. Winkler, Hölzerne Brücken. Heft I, Balkenbrücken, Wien 1887, S. 58.

Eine Reihe neuerer Zugverbindungen werden bei den verschiedenen Bauarten der Fachwerkbinder behandelt, u. a. die Verbindung mit Keildübeln nach Kübler, mit offenen Ringdübeln nach Tuchscherer, mit geschlossenen Ringdübeln nach Krüger, mit Röhrendübeln nach Brösel und mit Hakenplatten nach Greim.

III. Knotenpunktverbindungen.

1. Die Versatzung.

Bei der Versatzung stößt ein Holz schräge mit seinem Hirnende gegen das Langholz eines zweiten Holzes, wobei beide Hölzer entsprechend zugeschnitten und zusammengepaßt werden (Abb. 31 und 32). Sie kommt

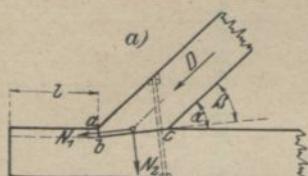


Abb. 31.

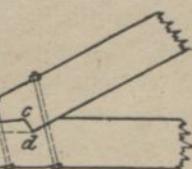
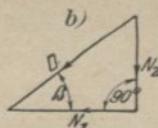


Abb. 32.

für den bündigen Anschluß schiefer Druckstreben in Frage. Bei größerem Neigungswinkel α und kleineren Kräften kommt die einfache Versatzung oder der einfache Versatz (Abb. 31), bei kleinerem Neigungswinkel und insbesondere größeren Kräften der doppelte Versatz (Abb. 32) zur Anwendung. In letzterem Falle ist darauf zu achten, daß der zweite Einschnitt etwas tiefer geht wie der erste, damit die wagerechten Schubkräfte nicht in derselben Faserschicht wirken und der zwischen den beiden Versatzeinschnitten liegende Zahn abgeschert wird. Der Versatz wird in der Regel durch ein oder zwei Bolzen gesichert, damit die Strebe beim Schwinden des Holzes nicht herausfällt und wieder angezogen werden kann. Der Bolzen entlastet außerdem die eigentliche Druckfläche ab (Abb. 31 a), falls an dieser das Holz etwas nachgibt, indem durch seinen Zugwiderstand Reibung in der Fläche bc erzeugt wird. Der doppelte Versatz erfordert genaue Anarbeitung, trotzdem kann beim Schwinden des Holzes in einer der Druckflächen ab oder cd (Abb. 32) eine Fuge entstehen. Um dies zu vermeiden, treibt man oft an den Stirnflächen Hartholzkeile ein, die später nachgeklopft werden können.

Wird der Strebendruck D in die beiden Seitenkräfte N_1 und N_2 senkrecht zu den Versatzflächen ab und bc zerlegt (Abb. 31 b), so ergibt sich die aus N_1 bestimmte Pressung in der Stemmfläche ab , da die Reibung R in der Fläche bc (Abb. 31 a) entlastend wirkt, wie folgt. Nimmt man den Winkel $abc = 90^\circ$ an, so ist, wenn β den Winkel zwischen Strebenrichtung und Druckfläche bc bezeichnet,

$$\begin{aligned} N_1 &= D \cos \beta, \\ N_2 &= D \sin \beta. \end{aligned}$$

Ist $f = 0,5$ die Reibungszahl zwischen Holz und Holz, so beträgt die Reibung $R = N_2 \cdot f$; sie ist von N_1 abzuziehen, so daß auf die Fläche ab der Druck $T = N_1 - R = N_1 - N_2 \cdot f$ wirkt. Der Einschnitt ab ist so tief zu machen, daß die zulässige Druckbeanspruchung k_a nicht überschritten wird. Im allgemeinen beträgt er 2 bis 6 cm oder $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der Höhe des ausgeschnittenen Holzes.

Durch den Schraubenbolzen kann außerdem eine künstliche Reibung hervorgerufen werden. Wird in der Schraube eine Zugkraft Z erzeugt, so beträgt der Druck nunmehr

$$T_1 = N_1 - N_2 \cdot f - Z \cdot f,$$

worin nach Melan¹⁾ $Z = 200 \cdot d^2$ gesetzt werden kann. Hierbei ist allerdings angenommen, daß die Schraubenmutter stets nachgezogen wird. Diese Voraussetzung trifft jedoch bei neuen Holzkonstruktionen keinesfalls zu, da infolge Schwindens des Holzes der Bolzen fast spannungslos wird; jedenfalls muß dies zur Sicherheit angenommen werden.

Die erforderliche Länge l des Balkenendes (Abb. 31a) ergibt sich bei einer zulässigen Scherbeanspruchung von $k_s = 10$ kg/qcm und einer Balkenbreite b zu

$$l = \frac{N_1 - R}{k_s \cdot b}.$$

Beispiel 1. Eine Strebe mit einem Querschnitt $\square 20/22$ wirkt mit einem Druck $D = 18,2$ t (Abb. 33). Der wagerechte Balken hat einen Querschnitt $20/28$, so daß die beiden Hölzer in der Breite bündig liegen.

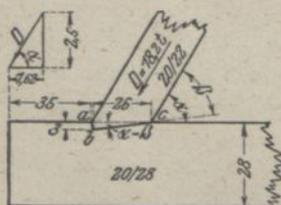


Abb. 33.

Die Neigung der Strebe ist

$$\operatorname{tg} a = \frac{2,50}{1,62} = 1,54 \text{ oder } a = 57^\circ.$$

Der Winkel β ergibt sich aus

$$\operatorname{tg} (a - \beta) = \frac{3}{26} = 0,115,$$

$$a - \beta = 6,5^\circ, \text{ somit}$$

$$\beta = a - 6,50^\circ = 57 - 6,5 = 50,5^\circ$$

$$\sin \beta = 0,772$$

$$\cos \beta = 0,636$$

Nach früherem ist

$$N_1 = 18,2 \cdot 0,636 = 11,6 \text{ t,}$$

$$N_2 = 18,2 \cdot 0,772 = 14,1 \text{ t,}$$

$$R = 14,1 \cdot 0,5 = 7,0 \text{ t.}$$

Auf die Druckfläche ab wirkt somit

$$T = 11,6 - 7,0 = 4,6 \text{ t.}$$

¹⁾ Melan. Der Brückenbau. I. Bd. Einleitung und hölzerne Brücken. 3. Aufl. Leipzig und Wien 1922. S. 119.

Da der Versatz 3 cm tief ist, ist die Pressung gegen ab

$$\sigma_{ab} = \frac{4600}{3 \cdot 20} = 77 \text{ kg/qcm};$$

in der Fläche bc ist

$$\sigma_{bc} = \frac{14 \cdot 100}{26 \cdot 20} = 27 \text{ kg/qcm}.$$

Die Scherspannung im Balkenende beträgt, wenn, etwas zu ungünstig, statt der wagerechten Seitenkraft von T diese Kraft selbst eingeführt wird,

$$\tau = \frac{4600}{35 \cdot 20} = 6,6 \text{ kg/qcm}.$$

Beispiel 2. Die Strebe eines Fachwerkunterzuges besitzt einen Querschnitt $\square 22/24$ cm und ist in dem Obergurt bzw. Untergurt von gleicher Breite $b = 24$ cm mit doppeltem Versatz eingelassen (Abb. 34). Die Strebenkraft beträgt $D = 29,3$ t.

Die Neigung der Strebe ist

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4,0}{5,0} = 0,8 \text{ (Abb. 34b)}$$

$$\text{oder } \alpha = 38^\circ 40'.$$

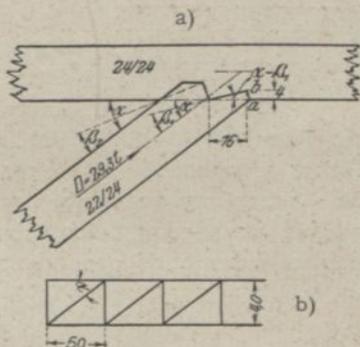


Abb. 34.

Der erste Versatz kann $\frac{1}{3}$ der Strebenkraft, der zweite, da er doppelt so tief ($= 8$ cm) eingelassen ist, $\frac{2}{3}$ derselben aufnehmen; auf den ersten Versatz kommt somit

$$\frac{D}{3} = \frac{29,3}{3} = 9,8 \text{ t.}$$

Es genügt, nur für ihn die Beanspruchungen zu ermitteln:

$$\operatorname{tg} (\alpha - \beta_1) = \frac{4}{16} = 0,25,$$

$$\alpha - \beta_1 = 14^\circ,$$

$$\beta_1 = \alpha - 14^\circ = 38^\circ 40' - 14^\circ = 24^\circ 40',$$

$$\sin \beta_1 = 0,417; \quad \cos \beta_1 = 0,909.$$

Ähnlich wie in Beispiel 1 ist

$$N_1 = 9,8 \cdot 0,909 = 8,9 \text{ t,}$$

$$N_2 = 9,8 \cdot 0,417 = 4,1 \text{ t,}$$

$$R = 4,1 \cdot 0,5 = 2,1 \text{ t,}$$

$$H = 8,9 - 2,1 = 6,8 \text{ t,}$$

$$\sigma_{ab} = \frac{6800}{4 \cdot 24} = 71 \text{ kg/qcm}.$$

Da der Versatz noch durch zwei Bolzen gesichert ist, die die Reibung erhöhen, sind die Beanspruchungen in Wirklichkeit kleiner.

Wenn vor der Strebe nur eine geringe Balkenlänge l bleibt (Abb. 35), so kann die Versatzung zurückgesetzt werden, wodurch eine längere Scherfläche l_1 geschaffen wird. Ist die Druckstrebe schmäler als das Längsholz, so wird der Versatz nur so weit eingeschnitten, als die Breite der Druckstrebe beträgt, wobei die letztere mit dem Längsholz auf einer Seite bündig gelegt wird (Abb. 35).

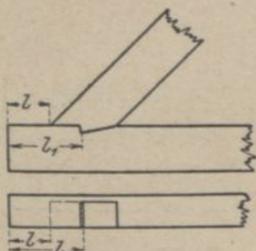


Abb. 35.

2. Die Verzapfung.

Die Verzapfung wird wie die Versatzung dort ausgeführt, wo ein Holz mit der Stirnfläche gegen eine Längsfläche eines zweiten Holzes stößt, ohne über dieses hinwegzugehen.

Bei ungleichen Holzbreiten werden die beiden Hölzer gewöhnlich auf einer Seite bündig gelegt (Abb. 36). Da die Verzapfung nur bei kleinen oder zufälligen Druckkräften ausgeführt wird, genügt zur Sicherung ein Holz- oder Eisennagel. Der Zapfen kann auch ganz durch das Querholz hindurchgehen, außer-

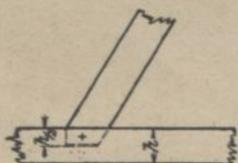


Abb. 36.

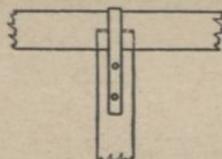
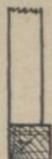


Abb. 37.



dem kann das letztere durch einen eisernen Bügel und Bolzen mit dem anderen Holz verbunden werden (Abb. 37). Treffen sich die Hölzer an den Enden, so wird das Zapfenloch zum Schlitz, und es entsteht der sogenannte Scher- oder Schlitzzapfen (Abb. 38), wie er bei den

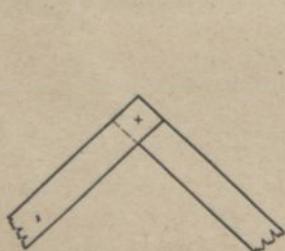


Abb. 38.

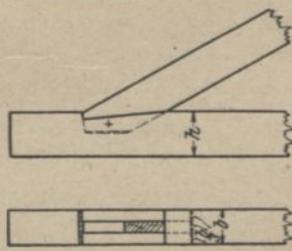


Abb. 39.

Dachsparren, wenn sie im First nicht unterstützt sind, angewendet wird (s. später); er wird gleich $\frac{1}{3}$ der Sparrenbreite gemacht. Der Zapfen kann auch mit einer einfachen Versatzung ausgeführt werden, wobei die Zapfenbreite wie vorher etwa $\frac{1}{3}$ der Holzbreite b gemacht wird (Abb. 39). Der Zapfen wird bei kleinen Konstruktionen mit einem Holznagel gesichert.

Die Versatzung mit Zapfen anzuwenden, ist nicht zweckmäßig, da die Anordnung hierdurch verteuert wird, ohne die Verbindung wesentlich zu verbessern.

3. Die Überblattung.

Die Überblattung wird meist bei gleich starken Hölzern angewendet, die in einer Ebene liegen und sich recht- oder schiefwinklig kreuzen. Bei der vollen Überblattung (Abb. 40) werden beide Hölzer je zur Hälfte

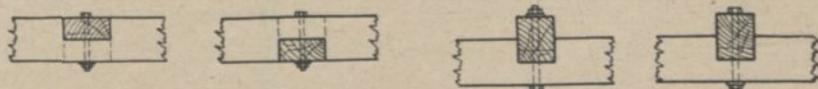


Abb. 41.

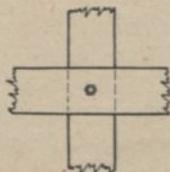


Abb. 40.

des schwächeren Balkens ausgeschnitten, bei der teilweisen Überblattung (Abb. 41) je der gleiche Teil von beiden Hölzern, und zwar etwa 2 bis 4 cm. Die überblatteten Hölzer werden durch einen Bolzen zusammengehalten.

Bei der sogenannten Anblattung oder dem Blattzapfen (Abb. 42) wird nur das eine Holz ausgeschnitten, während das andere ungeschwächt bleibt. In Abb. 43 ist eine Anblattung mit Versatz dar-

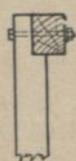


Abb. 42.

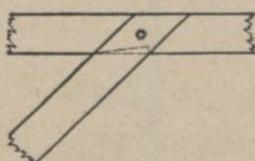


Abb. 43.

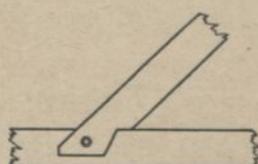
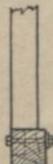


Abb. 44.



gestellt; das durchgehende Holz erhält nur den Versatzeinschnitt und bleibt sonst, wie bei der in Abb. 42 gezeigten Verbindung, ungeschwächt.

Sind kleine Zugkräfte aufzunehmen, so wird das schwalbenschwanzförmige Blatt (Abb. 44) angewendet.

4. Die Überschneidung und Verkämmung.

Bei der Überschneidung wird nur eines der beiden sich kreuzenden nicht bündig liegenden Hölzer etwa 2 bis 3 cm ausgeschnitten (Abb. 45).



Abb. 45.

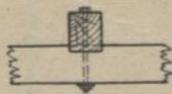


Abb. 46.

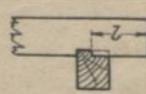


Abb. 47.

Die Verschiebung des nicht ausgeschnittenen Holzes wird nur durch den Bolzen verhindert. Damit eine Verschiebung in beiden Richtungen unmöglich gemacht wird, wird die Verkämmung (Abb. 46 und 47)

angewendet, bei welcher das eine Holz nicht ganz ausgeschnitten, sondern ein Kamm gelassen wird, der in eine entsprechende Öffnung des früher nicht ausgeschnittenen Holzes eingreift. Der Kamm kann in der Mitte (Abb. 46) oder seitlich (Abb. 47) angeordnet werden; im letzteren Falle behält der obere Balken eine größere Vorkopflänge l .

5. Die Aufklauung.

Läuft ein Holz gegen die Kante eines zweiten Holzes, so muß das erstere Holz aufgeklaubt werden. Es wird mit einem gabelförmigen Einschnitt, der sogen. Klaue oder dem Geißfuß, versehen (Abb. 48).

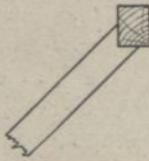


Abb. 48.

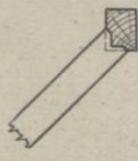


Abb. 49.



Abb. 50.

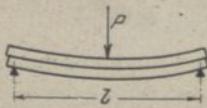
Die Achsen der beiden Hölzer können senkrecht oder schief zueinander stehen. Gegen seitliche Verschiebung muß die Aufklauung durch Nägel geschützt werden. Vielfach werden auch die

spitzen Kanten der Klaue gebrochen (Abb. 49), wodurch eine seitliche Verschiebung verhindert wird. Bei der viel angewendeten Anordnung nach Abb. 50 wird durch einen Ausschnitt im Längsbalken, in welchen das Schrägholz eingreift, gleichfalls eine seitliche Verschiebung des letzteren unmöglich gemacht.

E. Zusammengesetzte Träger.

I. Der verzahnte und verdübelte Träger.

Wenn die normalen Holzstärken zur Aufnahme der Lasten eines auf Biegung beanspruchten Balkens nicht mehr ausreichen und der Raummangel die Anordnung anderer Hilfsmittel, z. B. Kopfbänder, Sprengwerke u. dgl. (s. später), verbietet, so werden zwei (im Brückenbau auch drei oder mehrere) Balken übereinandergelegt und so verbunden,



a) Abb. 51.



b)

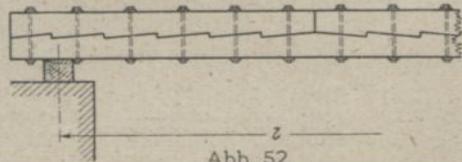


Abb. 52.

daß sie nahezu wie ein einziger Balken wirken. Wären die beiden Balken nicht verbunden, so könnten sie sich bei Belastung übereinander verschieben (Abb. 51), und jeder Balken würde nur die seinem Widerstandsmoment $W = \frac{b h^2}{6}$ entsprechende Last tragen, beide Balken zusammen also

$$W_0 = 2 \cdot \frac{b h^2}{6} = \frac{b h^2}{3}$$

Diese Verschiebung wird durch Verzahnung (Abb. 52) oder Verdübelung (Abb. 53—55) an der Berührungsfläche der beiden Balken verhindert, und damit die beiden Balken zusammenbleiben, werden sie außerdem verbolzt. Bei dem gemeinschaftlich tragenden Balken wird die Berührungs-

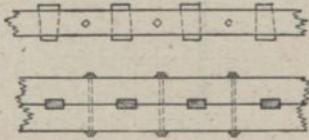


Abb. 53.

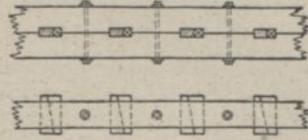


Abb. 54.

fläche die neutrale Faserschicht, wo die Schubkräfte am größten sind. Diese Schubkräfte müssen durch die Verzahnung oder Verdübelung aufgenommen werden. Der Verbundbalken trägt jedoch, da wegen Mängel in der Ausführung keine absolute Unverschieblichkeit erreicht werden kann, also kleine Formänderungen stets auftreten werden, nicht die Last, die seinem Widerstandsmoment (Abb. 51 b)

$$W = \frac{b \cdot (2h)^2}{6} = \frac{2}{3} b h^2$$

entspricht, sondern nur einen bestimmten Teil derselben. Außer Verzahnung und Verdübelung wirken noch die Bolzen durch ihren Widerstand gegen Abscheren, ferner die Reibung, die durch festes Anziehen der Bolzen in der Berührungsfläche entsteht, der Verschiebung der beiden Balken aufeinander entgegen. Die Verzahnung erfordert eine sorgfältige Aneinanderarbeitung und wesentliche Verschwächung des Holzes, so daß sie sich teurer als die Verdübelung stellt; sie wird daher wohl kaum mehr ausgeführt. Die Verdübelung wird durch prismatische Holzstücke (Eichenholz) gebildet, die in rechteckige Ausschnitte der beiden Balken eingepaßt werden. Statt der Klötzchen werden auch einfache (Abb. 53) oder Doppelkeile (Abb. 54) verwendet, um durch Anreiben derselben einen festen Anschluß der Dübel zu erreichen. Die Fasern der Dübel stehen meist senkrecht zur Balkenachse (Querdübel). Bei einer anderen Dübelanordnung (Abb. 55) werden prismatische Holzklötzchen, deren Fasern in der Längsrichtung der Balken liegen, in zahnartige Einschnitte der letzteren eingesetzt und durch Anziehen der Bolzen in diese Einschnitte fest eingepreßt (Längsdübel oder Zahndübel). Die Tragfähigkeit des zusammengesetzten Balkens ist, wie bereits erwähnt, nicht mehr so groß wie die des homogenen Balkens von gleichem Querschnitt, sondern nur gleich einem bestimmten Teil η desselben. Bezeichnet W_v das Widerstandsmoment des verdübelten Balkens und W das des homogenen Balkens gleichen Querschnitts, also bei vollkommen gedachter Verdübelung, so kann $W_v = \eta \cdot W$ gesetzt werden. Da das Widerstandsmoment der beiden unverdübelt, frei aufeinanderliegenden

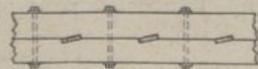


Abb. 55.

Balken zusammen $W_0 = \frac{b h^2}{3}$ beträgt (s. vorher), ferner das Wider-

standsmoment bei vollkommener Verdübelung zu $W = \frac{2 b h^2}{3}$ bestimmt

wurde, so muß η zwischen 0,5 und 1 liegen. Der Beiwert η , der sogen. Wirkungsgrad der Verdübelung, ist abhängig von der Art bzw. Wirkungsweise der Verdübelung und ist durch Bruchversuche bestimmt worden¹⁾. Nach diesen Versuchen kann $\eta = 0,7$ gesetzt werden, so daß $W_0 = 0,7 W$ in die Rechnung einzuführen ist. Das Widerstandsmoment des homogenen Balkens, welches zuerst zu bestimmen ist, ist somit entsprechend größer zu wählen, und zwar gleich $\frac{W}{\eta} = \frac{W}{0,7} = \frac{M}{0,7 k_b} = \frac{M}{k_b'}$,

wobei $W = \frac{M}{k_b}$ gesetzt ist, wenn k_b die zulässige Beanspruchung für Biegung

und ferner k_b' die verminderte Beanspruchung für den verdübelten Balken bedeutet; es ist also $k_b' = 0,7 k_b$; für $k_b = 100$ kg/qcm ist somit $k_b' = 0,7 \cdot 100 = 70$ kg/qcm anzunehmen. Die Abmessungen und Entfernungen der Dübel sind so zu bestimmen, daß sowohl die Dübel selbst, als auch das zwischen diesen liegende Balkenstück weder zerdrückt noch abgeschert werden können.



Abb. 56.

Bezeichnet Q die in einem beliebigen Balkenquerschnitt wirkende Querkraft, dann ist die Schubspannung in der wagerechten Berührungsfläche der beiden Balken, d. h. in der neutralen Faserschicht des zusammengesetzten Trägers von der Höhe h (Abb. 56).

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{b h} \dots \dots \dots 1)$$

Die auf einen Dübel wirkende wagerechte Schubkraft ist daher (Abb. 57)

$$H = \tau a b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q a}{h} \dots \dots \dots 2)$$



Abb. 57.

somit ist die Pressung zwischen Balken und Dübel in der Berührungsfläche oder der sogen. Zahndruck

$$z = \frac{H}{b c} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q a}{h b c} \dots \dots \dots 3)$$

und die Scherspannung im Dübel

$$\tau_0 = \frac{H}{b \lambda} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q a}{h b \lambda} \dots \dots \dots 4)$$

¹⁾ Melan, Der Brückenbau. I. Bd. 3. Aufl. S. 175. Ferner Laskus, Hölzerne Brücken. 2. Aufl. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Berlin 1922. S. 140.

Nach Engesser (Der Bauingenieur 1922, S. 229) kann bei zwei Einzelbalken mindestens angenommen werden:

- für eichene Querdübel $\eta = 0,75$,
- für eichene Längsdübel $\eta = 0,81$,
- für eiserne Dübel $\eta = 0,83$.

aus Gl. 3) ergibt sich der Dübelabstand

$$a = \frac{2}{3} \cdot \frac{hbc}{Q} \cdot z \quad \checkmark \quad \dots \quad 5)$$

Durch Division der Gl. 3) durch Gl. 4) folgt

$$\frac{z}{\tau_0} = \frac{\lambda}{c} \quad \dots \quad 6)$$

und hieraus die Dübelleänge

$$\lambda \leq \frac{z}{\tau_0} \cdot c \quad \dots \quad 7)$$

Der Zahndruck z darf nicht zu hoch angenommen werden, da die Ungenauigkeit der Ausführung zu berücksichtigen ist. Man kann setzen für Längsdübel i. M. $z = 0,5 k_b^1$, worin k_b die größte zulässige Inanspruchnahme auf Biegung ist; für $k_b = 100 \text{ kg/qcm}$ ist somit $z = 0,5 \cdot 100 = 50 \text{ kg/qcm}$. Für Querdübel kann gesetzt werden $z = 0,3 k_b = 0,3 \cdot 100 = 30 \text{ kg/qcm}$. Nimmt man außerdem die zulässige Scherspannung im Dübel zu $\tau_0 = k_s = 10 \text{ kg/qcm}$ an, so wird

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Längsdübel } \frac{z}{\tau_0} = 5 \text{ und } \underline{\lambda \leq 5c} \\ \text{für Querdübel } \frac{z}{\tau_0} = 3 \text{ und } \underline{\lambda \leq 3c} \end{array} \right\} \quad \checkmark \quad \dots \quad 8)$$

Die kleinste Dübelentfernung, die mindestens vorhanden sein muß, läßt sich wie folgt ermitteln. Damit keine Abscherung im Balkenstück zwischen zwei Dübeln stattfindet, muß, wenn τ_1 die zulässige Scherbeanspruchung im Balken ist, sein

$$\tau_1 = \frac{H}{b(a-\lambda)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Qa}{hb(a-\lambda)} \quad \dots \quad 9)$$

nun ist mit Gl. 3)

$$\frac{z}{\tau_1} = \frac{H}{bc} \cdot \frac{b(a-\lambda)}{H} = \frac{a-\lambda}{c} \quad \dots \quad 10)$$

und hieraus

$$a \leq \lambda + \frac{z}{\tau_1} \cdot c \quad \dots \quad 11)$$

setzt man nun die Grenzwerte der Beanspruchungen, die höchstens auftreten dürfen:

$$\begin{aligned} z &= k_a = 60 \text{ kg/qcm,} \\ \tau_1 &= k_s = 10 \text{ kg/qcm,} \\ \text{also } \frac{z}{\tau_1} &= \frac{60}{10} = 6, \end{aligned}$$

so folgt der kleinste erforderliche Dübelabstand

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Längsdübel } a \leq \lambda + 6c = 5c + 6c \text{ oder } \underline{a \leq 11c} \\ \text{für Querdübel } a \leq \lambda + 6c = 3c + 6c \text{ oder } \underline{a \leq 9c} \end{array} \right\} \quad \checkmark \quad \dots \quad 12)$$

1) Vgl. Melan, Der Brückenbau. I. Bd. 3. Aufl. S. 175 u. 185.

Der Dübelabstand soll (nach Winkler) $20c$ nicht überschreiten, somit muß auch sein

$$a \leq 20c.$$

Der nach Gl. 5) bestimmte Wert von a ist also unter Umständen so zu vergrößern, bzw. zu verkleinern, daß er die Grenzen von $11c$ bzw. $9c$ und $20c$ nicht unter- bzw. überschreitet. Die Höhe der Balkeneinschnitte soll, wenn h_1 die Höhe des Einzelbalkens ist, etwa $c = 0,1 h_1$ bis $0,2 h_1$ betragen.

Für die Berechnung der Verdübelung ist die Mitwirkung der Schraubenbolzen zur Sicherheit außer acht gelassen. Durch Anziehen derselben wird zwischen den beiden Balken bzw. Balken und Dübeln Reibung erzeugt, wodurch die Schubkräfte in der neutralen Faserschicht zum Teil aufgenommen werden, so daß der Zahn- druck sowie die Schubspannungen im Dübel und Balken entlastet bzw. verringert werden.

Beispiel. Ein Unterzug von 6,0 m Länge hat in der Mitte eine Binderlast von 4,0 t aufzunehmen (Abb. 58). Das Eigengewicht des Unterzugs ist zu 100 kg/m angenommen.

$$M = \frac{4,0 \cdot 6,0}{4} + \frac{0,1 \cdot 6,0^2}{8} = 6,0 + 0,45 = 6,45 \text{ mt.}$$

$$W_{\text{ert}} = \frac{645\,000}{100} = 6450 \text{ cm}^3.$$

Der größte normale Balkenquerschnitt $\square 28/30$ besitzt nur $W = 4200 \text{ cm}^3$, weshalb ein verdübelter Balken verwendet werden soll. Dieser muß ein Widerstandsmoment besitzen von

$$W = \frac{64\,500}{0,7 \cdot 100} = 9214 \text{ cm}^3$$

(da die Beanspruchung nur zu $0,7 k_b$ angenommen werden darf), wenn der zusammengesetzte Querschnitt als ein Querschnitt gerechnet wird.

Angenommen sind 2 Balken 26/24 übereinander (Abb. 59) mit

$$W = \frac{(26 - 2) \cdot 48^2}{6} = 9216 \text{ cm}^3.$$

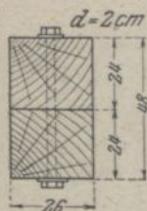


Abb. 59.

Es werden Längsdübel verwendet, die $c = 2,5 \text{ cm}$, das ist etwa $\frac{h_1}{10}$, in jeden Balken eingelassen werden, wenn h_1 die Höhe jedes Einzelbalkens ist (s. vorher).

Die größte Querkraft ist

$$Q_{\text{max}} = A = \frac{4,0}{2} + 0,1 \cdot 3,0 \\ = 2,0 + 0,3 = 2,3 \text{ t.}$$

Schubspannung nach Gl. 1)

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{2300}{26 \cdot 48} = 2,5 \text{ kg/qcm.}$$

Der Dübelabstand ergibt sich nach Gl. 5) zu

$$\alpha = \frac{2}{3} \cdot \frac{48 \cdot 26 \cdot 2,5}{2300} \cdot 50 = 45 \text{ cm.}$$

Da das geringe, als gleichmäßige Belastung wirkende Eigengewicht im Vergleich zur Einzellast vernachlässigbar ist, ist der Dübelabstand überall gleichzumachen. Bei überwiegend gleichmäßiger Belastung könnte er nach der Balkenmitte zu allmählich vergrößert werden, dürfte aber in diesem Falle $20c = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ cm}$ nicht überschreiten.

Die Dübellänge muß mindestens sein (Gl. 8)

$$\lambda = 5 \cdot 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

und die Dübelentfernung von Mitte zu Mitte mindestens (Gl. 12)

$$\alpha = 11c = 11 \cdot 2,5 = 27,5 \text{ cm;}$$

diese Bedingung ist erfüllt.

Bei Verwendung von Querdübeln ergibt sich der Dübelabstand zu

$$\alpha = \frac{2}{3} \cdot \frac{48 \cdot 26 \cdot 2,5}{2300} \cdot 30 = 27 \text{ cm,}$$

der in der Balkenmitte ebenfalls $20 \cdot 2,5 = 50 \text{ cm}$ nicht überschreiten soll. Die Dübellänge muß mindestens sein

$$\lambda = 3 \cdot 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

und die Dübelentfernung von Mitte bis Mitte mindestens

$$\alpha = 9c = 9 \cdot 2,5 = 22,5 \text{ cm.}$$

II. Das Hängwerk.

Reicht der normale Balkenquerschnitt nicht mehr zur Überdeckung der Spannweite eines Raumes aus, so besteht ein weiteres Mittel seiner Verstärkung darin, ein Hängwerk oder einen Hängbock anzuordnen.

Der Balken wird in einem oder mehreren Punkten an einem über ihm befindlichen Tragwerk aufgehängt, wodurch seine gesamte Stützweite in mehrere kleinere Stützweiten zerlegt wird, so daß

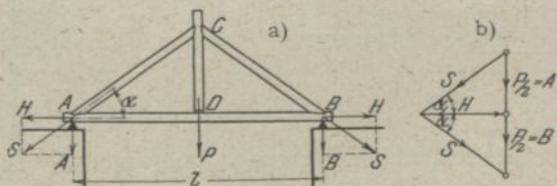


Abb. 60.

der normale Balkenquerschnitt wieder ausreicht. Der Balken kann in einem Stück durchgehen oder in den Aufhängepunkten gestoßen werden. Man unterscheidet das einfache (Abb. 60), zweifache oder doppelte

(Abb. 61), dreifache (Abb. 62) und vierfache, zuweilen auch ein fünffaches Hängwerk, je nachdem der Balken in ein, zwei, drei, vier oder fünf Punkten aufgehängt ist. In der Regel ist das Hängwerk symmetrisch ausgebildet und belastet, so daß die einander entsprechenden Stäbe gleichen Querschnitt erhalten. Der Balken AB heißt Haupttramen, Spannbalken oder Streckbalken, die Pfosten CD, DE, CF usw. Hängsäulen oder Häng-

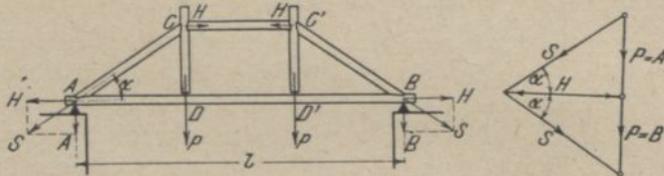


Abb. 61.

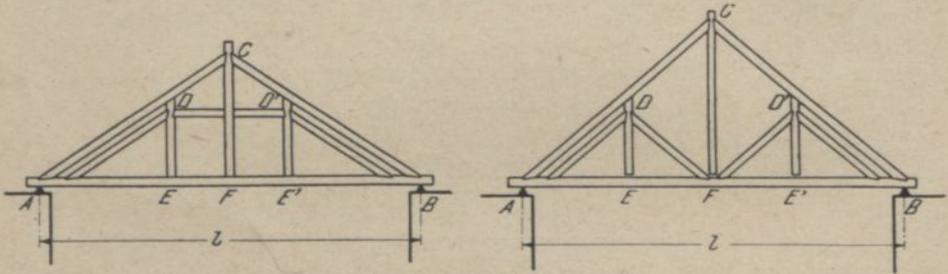


Abb. 62.

pfosten, die Schrägstäbe AC, BC, AD usw. die Streben und der wagerechte Stab CC' bzw. DD' der Spann oder Brustriegel. Die Ausbildung der Knotenpunkte ist schon z. T. bei den Holzverbindungen behandelt worden. Zur Verbindung der Strebe mit dem Spannbalken dient der einfache oder doppelte Versatz (Abb. 63 u. 64), der durch einen oder zwei

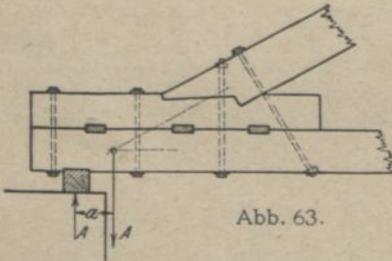


Abb. 63.

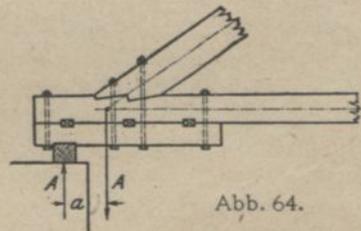


Abb. 64.

Schraubenbolzen gesichert werden muß. Die letzteren sind wirksamer, wenn sie senkrecht zur Strebe stehen, da dann die Reibung zwischen Strebe und Spannbalken größer ist, als wenn sie senkrecht zu letzterem angeordnet sind. Die Schraubenköpfe müssen entweder in Einschnitte der Balken oder auf entsprechend keilförmigen Unterlagsplatten aus Eisen zu liegen kommen, um ein Abbiegen des Bolzenkopfes bzw. der Mutter zu vermeiden. Zuweilen läßt es sich nicht verhüten, daß die Systemlinien

nicht über der Auflagermitte zusammenlaufen, so daß das Ende des Spannbalkens durch ein Moment $M = A \cdot a$ (Abb. 63) auf Biegung beansprucht wird. Dieses Moment ist zu berücksichtigen, erforderlichenfalls ist der Spannbalken zu verstärken, und zwar entweder durch einen Schuh über (Abb. 63) oder durch ein Sattelholz unter demselben (Abb. 64)

die beiden Hölzer sind sorgfältig zu verbolzen und zu verdübeln. Wenn nötig, ist ein eiserner Schuh zu verwenden (Abb. 65), insbesondere dann,

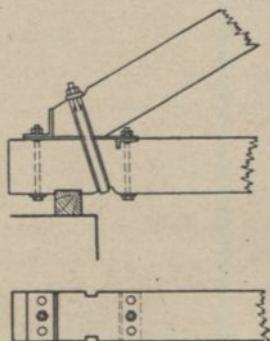


Abb. 65.

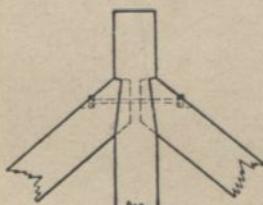


Abb. 66.

wenn das Balkenende zu kurz ist, um den wagerechten Schub auf den Spannbalken zu übertragen. Die Verbindung der Streben mit der Hängsäule geschieht beim einfachen Hängwerk durch einfachen Versatz ohne oder mit Zapfen (Abb. 66) oder durch doppelten Versatz. Es empfiehlt sich, die Verbindung durch einen wagerechten Bolzen zu sichern, um so

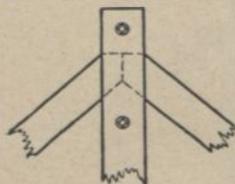


Abb. 67.

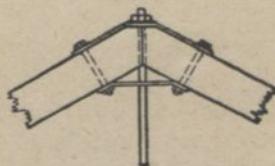


Abb. 68.

mehr, als der Hängpfosten in der Querrichtung stark zusammentrocknet. Bei doppelten Hängpfosten kann die in Abb. 67 dargestellte Anordnung gewählt werden. Statt der Hängsäule aus Holz ist auch oft eine Rund-eisenstange in Verbindung mit einer abgebogenen Eisenplatte zu empfehlen (Abb. 68). Ähnliche Anordnungen können auch beim doppelten Hängwerk ausgeführt werden. Abb. 69 zeigt eine Verbindung, bei welcher für die Strebe doppelter und für den Riegel einfacher Versatz gewählt ist. Der Knotenpunkt ist durch Flacheisenlaschen verstärkt. In Abb. 70 ist eine kräftigere Knotenpunktverbindung, für schwerere Lasten, dargestellt. Das Knotenblech kann aus einem größeren Blech ausgeschnitten oder auch geschmiedet werden. Die Aufhängung des Spannbalkens an den Hängpfosten erfolgt meist durch Hängeisen. Diese bestehen entweder

aus Flacheisen, die in einem Stück um den Balken gelegt sind (Abb. 71), oder aus zwei Laschen, die in Rundeisen mit Gewinde endigen und durch ein Eisenquerstück gesteckt sind, welches durch Muttern gehalten wird (Abb. 72). Die erstere Verbindung läßt sich nicht nachziehen, der Balken

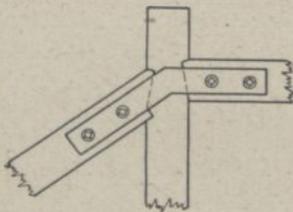


Abb. 69.

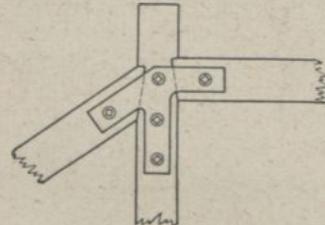


Abb. 70.

kann aber durch eine untergelegte Eisenplatte oder ein Hartholzstück höher gekeilt werden. Die letztere Aufhängung läßt sich dagegen nachstellen und ist daher der ersteren vorzuziehen; um ein Heben des Spannbalkens zu ermöglichen, muß die Hängsäule im Zapfen spielen. Am einfachsten ist die Aufhängung bei Verwendung von Hängpfosten aus Rund-

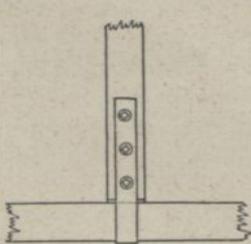


Abb. 71.

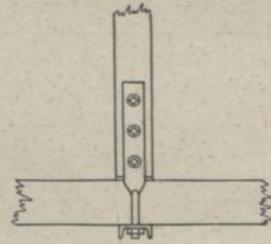


Abb. 72.



eisen (Abb. 73). Unter die Mutter ist eine Unterlagsplatte zu legen. Bei größerer Last muß eine Doppelmutter verwendet werden. Wenn der Balken an der Stelle der Aufhängung gestoßen ist, ist ein Sattelholz zu verwenden, welches mit den Balken verbolzt und verdübelt ist (Abb. 73).

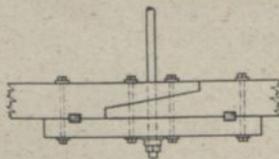


Abb. 73.

Die statische Berechnung der Hängwerke wird meist unter der Annahme durchgeführt, daß sie steife Fachwerke darstellen, also Stabwerke mit gelenkigen Knotenpunkten. Dies trifft jedoch nur beim einfachen Hängwerk zu, während die mehrfachen, insbesondere das zweifache Hängwerk mit wagerechtem Brustriegel kein vollständiges Fachwerk

darstellt, da die Ausfachung des Mittelfeldes fehlt und das Fachwerk daher beweglich ist. Nur bei symmetrischer Anordnung und Belastung ist der letztere Umstand belanglos, ein Fall, der im Hochbau häufig vorliegt bzw. angenommen wird. Die Bedingungen, die ein Fachwerk erfüllen muß, damit es starr ist, werden später genauer untersucht. Das

doppelte Hängwerk ist, streng genommen, erst standfest, wenn der Spannbalken als biegungsfest angenommen wird, so daß er den Formänderungen des Hängwerks Widerstand leistet (Abb. 74). Damit ergibt sich ein gemischtes System, bestehend aus dem gelenkigen Stabwerk $ACC'B$ (Abb. 61), dem sogen. Stabbogen, und dem biegungsfesten Balken AB , dem sogen. Versteifungsbalken. Der letztere läßt sich erst berechnen, sobald eine Stabkraft des Stabbogens bekannt ist. Das System ist daher innerlich einfach statisch unbestimmt und kann nur unter Berücksichtigung der elastischen Formänderungen des Stabwerks genau berechnet werden¹⁾.

Wie bereits bemerkt, weicht man von dieser Auffassung im Hochbau meist ab und begnügt sich mit einer Annäherungsberechnung, um so mehr, als bezüglich Form und Belastung in der Regel Symmetrie vorliegt. Die Berechnung der Stäbe läuft dann auf die Aufgabe hinaus: eine Kraft nach zwei Richtungen zu zerlegen.

Beim einfachen Hängwerk (Abb. 60) wird die Balkenlast P durch die Hängsäule oder den Hängpfosten CD in die beiden Streben AC und BC geleitet und von diesen wieder in den Spannbalken AB , der außer seiner eigenen Belastung hierdurch noch eine Zugkraft erhält. Den Strebendruck S erhält man durch Zerlegung von P nach den beiden Strebenrichtungen. Nach Abb. 60b ist

$$S = \frac{P}{2 \sin \alpha}$$

Die Strebekraft zerlegt sich über den Auflagern in die lotrechte Auflagerkraft A bzw. B und in den Horizontalschub H ; es ist

$$A = B = \frac{P}{2},$$

$$H = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}.$$

Beim doppelten Hängwerk (Abb. 61) ergeben sich die Stabkräfte unter Voraussetzung symmetrischer Belastung durch zwei Lasten P auf ähnliche Weise. Die Last P ist hier zu zerlegen nach der Strebenrichtung AC bzw. BC' und nach der Richtung des Brustriegels CC' . Über dem Auflager ist wie vorher S zu zerlegen in den lotrechten Auflagerdruck A bzw. B und den Horizontalschub H . Nach Abb. 61b ist

$$S = \frac{P}{\sin \alpha},$$

$$A = B = P,$$

$$H = \frac{P}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

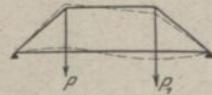


Abb. 74.

Als Stützweite l des Hängwerks ist der wagerechte Abstand des Schnittpunktes der Mittellinien (Systemlinien) der Strebe AC bzw. BC und des Spannbalkens AB anzunehmen. Durch diese Schnittpunkte,

¹⁾ S. Müller, Beiträge zur Theorie hölzerner Tragwerke des Hochbaues. Berlin 1907. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

die sogen. Auflagerpunkte, gehen die Auflagerdrücke A und B , die gleich und entgegengesetzt den Lasten des Hängwerks gerichtet sind. Die Auflagerkräfte sind lotrecht, da alle wagerechten Kräfte durch den Spannbalken aufgenommen werden. Bei Unsymmetrie oder unsymmetrischer Belastung entstehen bei dem doppelten Hängwerk im Brustriegel ungleiche Kräfte H , so daß er sich verschieben muß. Dieser Verschiebung muß durch geeignete Maßnahmen, Verbände, Zangen u. dgl., die bei Dachkonstruktionen gewöhnlich schon vorhanden sind, Rechnung getragen werden.

Die Last, die auf die Hängsäule kommt, ist, je nachdem der Spannbalken an der Stelle der Aufhängung gestoßen ist oder nicht, verschieden

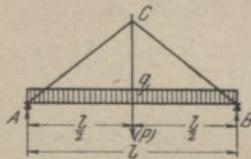


Abb. 75.

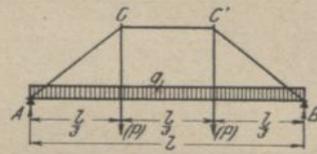


Abb. 76.

groß. Beim einfachen Hängwerk (Abb. 75) ist, wenn der mit q auf 1 m belastete Spannbalken unter C gestoßen ist, die Last

$$P = \frac{ql}{2},$$

wenn er nicht gestoßen ist, jedoch, da er einen Balken auf drei Stützen darstellt,

$$P = \frac{5}{8}ql;$$

für das zweifache Hängwerk (Abb. 76) mit gleichen Feldern $\frac{l}{3}$ ist bei gestoßenem Spannbalken

$$P = \frac{ql}{3},$$

bei ungestoßenem Spannbalken, da er einen Träger auf vier Stützen darstellt,

$$P = \frac{11}{10} \cdot \frac{ql}{3} = \frac{11}{30}ql.$$

Beim dreifachen Hängwerk kann die Mehrbelastung vernachlässigt und

$$P = \frac{ql}{4}$$

gesetzt werden.

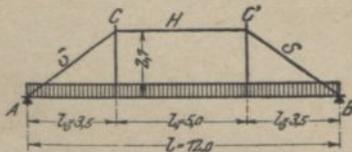


Abb. 77.

Spannbalken läuft in einem Stück durch; die Belastung der Punkte C und C' ist genau genug

$$P = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \frac{3,5 + 5,0}{2} = 4,7 \text{ t.}$$

Beispiel. Ein Hängwerk von 12 m Stützweite und den in Abb. 77 angegebenen Abmessungen sei gleichmäßig mit $q = 1,0$ t/m belastet. Der

Strebe AC .

$$\text{Länge } s = \sqrt{3,5^2 + 2,7^2} = 4,42 \text{ m,}$$

$$S = \frac{P}{\sin \alpha} = 4,7 \frac{4,42}{2,7} = 7,7 \text{ t.}$$

Bei i. M. achteinhalbfacher Knicksicherheit ist

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot P \cdot l^2 = 85 \cdot 7,7 \cdot 4,42^2 = 12800 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 20/20 mit

$$J_y = 13333 \text{ cm}^4,$$

$$F = 400 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{7700}{400} = 19 \text{ kg/qcm.}$$

Riegel CC' .

$$H = \frac{P}{\text{tg } \alpha} = 4,7 \cdot \frac{3,5}{2,7} = 6,1 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 6,1 \cdot 5,0^2 = 12950 \text{ cm}^4.$$

Verwendet wie vorher \square 20/20 mit

$$J_y = 13333 \text{ cm}^4.$$

Hängsäule.

$$P = 4,7 \text{ t,}$$

$$F_{\text{erf}} = \frac{4700}{100} = 47 \text{ qcm.}$$

Verwendet \square 10/20 mit $F = 200 \text{ qcm.}$

Die Aufhängung des Spannbalkens an der Hängsäule sowie die Verbindung mit Strebe und Brustriegel erfolgt durch Flacheisenlaschen und Bolzen. Die Flacheisen werden an den Enden rund geschmiedet und mit Gewinden versehen (Abb. 78). Tragkraft eines Bolzens auf Biegung

$$Q = \frac{12 k_b W}{b}$$

(s. S. 27). Verwendet man Bolzen 32 mm Durchm. mit $W = 3,22 \text{ cm}^3$, so ist

$$Q_1 = \frac{12 \cdot 1400 \cdot 3,22}{10} = 5420 \text{ kg.}$$

Erforderlich somit $\frac{4,7}{2,4} = 2$ Bolzen.

$$Q_2 = \frac{150 \cdot 10 \cdot 3,2}{2} = 2400 \text{ kg.}$$

Es genügen ferner 2 Laschen $70 \cdot 7$ mit $F_n = 2 \cdot 7 \cdot 0,7 - 2 \cdot 3,3 \cdot 0,7 = 9,8 - 4,6 = 5,2 \text{ qcm.}$

$$\sigma = \frac{4700}{5,2} = 905 \text{ kg/qcm.}$$

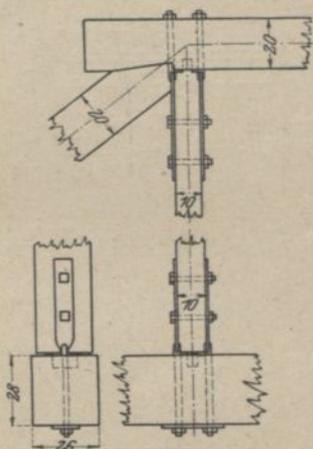


Abb. 78.

Unterlagsplatten oben und unten: $80 \cdot 200 \cdot 10$,
 Pressung gegen das Langholz

$$\sigma_1 = \frac{4700}{8 \cdot 20} = 29 \text{ kg/qcm.}$$

Spannbalken AB .

Der Spannbalken ist für die größere Spannweite $l_1 = 5,0$ m berechnet.

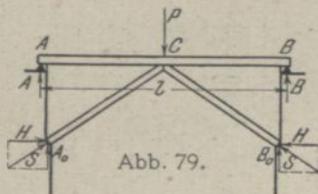


Abb. 79.

$$M = \frac{1,0 \cdot 5,0^2}{8} = 3,13 \text{ mt.}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{313\,000}{100} = 3130 \text{ cm}^4,$$

außerdem erhält er eine Zugkraft $H = 6,1$ t.

Verwendet \square 26/28 mit

$$F = 728 \text{ qcm,}$$

$$W_x = 3397 \text{ cm}^3,$$

somit ist die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{6100}{728} + \frac{313\,000}{3397}$$

$$= 8 + 92 = 100 \text{ kg/qcm.}$$

III. Das Sprengwerk.

Im Gegensatz zu dem vorher behandelten Hängwerk wird beim Sprengwerk oder Sprengbock der Balken, der allein auf die Stützweite l nicht mehr tragfähig ist, in ein oder mehreren Punkten durch ein unter ihm liegendes Tragwerk unterstützt. Hiernach unterscheidet man wieder das einfache (Abb. 79), zweifache oder doppelte (Abb. 80 u. 81) und mehrfache Sprengwerk. Beim Sprengwerk fällt die Hängsäule, die beim Hängwerk die Balkenlast auf die höherliegenden Strebeköpfe

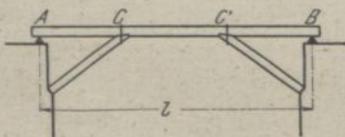


Abb. 80.

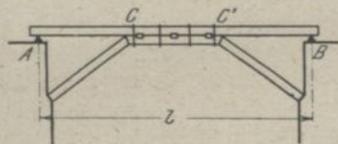


Abb. 81.

zu übertragen hat, fort, da der Spannbalken unmittelbar auf den Strebeköpfen ruht. Die Bezeichnungen der einzelnen Teile des Sprengwerks entsprechen denen des Hängwerks. Der Strebendruck wird in die Widerlager oder sonstigen festen Punkte geleitet, wo er, bzw. sein Gegendruck, sich in eine lotrechte Seitenkraft A_0 bzw. B_0 und eine wagerechte Seitenkraft H zerlegt (Abb. 79). Die wagerechte Seitenkraft, der sogen. Horizontalschub, Seitenschub oder kurz Schub, muß hier durch das Widerlager aufgenommen werden, während er beim Hängwerk in den Spannbalken geht.

Im Hochbau ist es oft möglich, mehrere Sprengwerke nebeneinander anzuordnen, indem die Streben gegen eine gemeinschaftliche Stütze gesetzt werden, so daß sich hier die wagerechten Schübe, gleichmäßige Belastung und symmetrische Anordnung vorausgesetzt, aufheben; die Stütze erhält somit nur lotrechte Lasten. Eine vielfach vorkommende Anordnung dieser Art ist die Unterstützung schwerbelasteter Pfetten Rähme oder Unterzüge durch Kopfbänder, die in diesem Falle die Streben

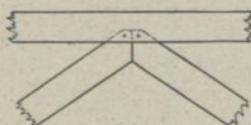


Abb. 82.

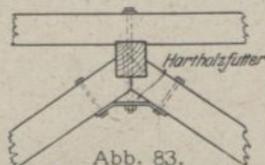


Abb. 83.

des Sprengwerks darstellen. Häufig werden allerdings diese Kopfbänder nur angeordnet, um einen Längsverband gegen Winddruck u. dgl. zu erzielen.

Beim doppelten Sprengwerk erhält der mittlere Teil CC' des Haupttramens durch die Streben eine Druckkraft. Bei dem in Abb. 81 dargestellten doppelten Sprengwerk ist unter dem Tramen zwischen den Streben ein Spannriegel eingefügt, der den Schub H aufnimmt und außerdem den Balken hier verstärkt; er wird deshalb mit letzterem verdübelt. Das mittlere Feld kann nunmehr größer gemacht werden als die beiden End-

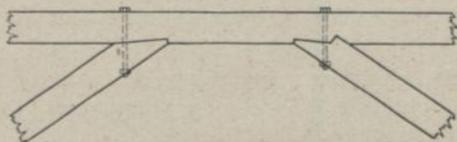


Abb. 84.

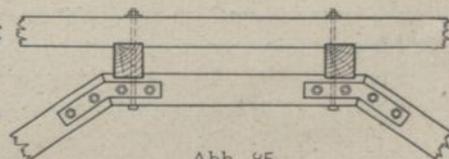


Abb. 85.

felder; die Streben werden hierdurch kürzer und können steiler gestellt werden; wodurch der Widerlagerschub H kleiner wird.

Der Strebenkopf kann beim einfachen Sprengwerk so ausgebildet werden, daß die Streben stumpf zusammenstoßen und mit Schrägzapfen in den Spannbalken eingreifen (Abb. 82). Ist ein Unterzug vorhanden, so fassen die Streben diesen durch Klauen (Abb. 83). Die Verbindung ist durch eine gebogene eiserne Lasche mit Bolzen verstärkt. Beim doppelten Sprengwerk greifen die Streben durch einfachen oder doppelten Versatz, der verbolzt ist, in den Balken ein (Abb. 84). Eine Anwendung mit Unterzügen zeigt Abb. 85. Die Streben sind mit dem Spannriegel durch Flacheisenlaschen und Bolzen verbunden.

Der Anschluß am Strebenfuß kann gegen eine Holzstütze nach Abb. 86 mit doppeltem Versatz und Verbolzung geschehen. Steht die Stütze an einer Wand als sogen. Wandpfosten, Klebpfosten oder

Klappstiel, so ist die Anordnung die gleiche, indem der Versatz nur an einer Seite ausgeführt wird (Abb. 87). Der Stiel verteilt den Druck auf das Mauerwerk. In Abb. 88 liegt ein Auflagerholz wagerecht auf dem Mauerwerk, die Strebe ist mit Zapfen in dieses eingesetzt.

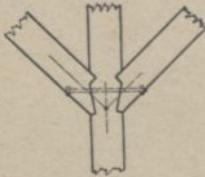


Abb. 86.

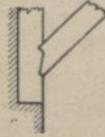


Abb. 87.

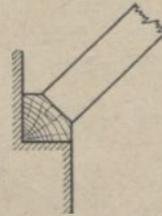


Abb. 88.

Bezüglich der Berechnung des Sprengwerks kann auf das Hängwerk verwiesen werden. Die Strebendrucke erhält man durch Zerlegung der Last P (Abb. 79) nach den beiden Strebenrichtungen beim einfachen bzw. nach einer Strebenrichtung und der Wagerechten beim doppelten Sprengwerk. Ebenso ergibt sich die lotrechte und wagerechte Auflagerkraft durch Zerlegung des Strebenwiderstandes nach diesen beiden Richtungen.

IV. Das Hängesprengwerk.

Das vereinigte Häng- und Sprengwerk oder Hängesprengwerk besteht aus einem Hängwerk über den Spannbalken und einem Sprengwerk unter demselben (Abb. 89 u. 90). Die Streben geben ihren ganzen Druck an die Widerlager ab, und der Spannbalken erhält durch diese weder Zug noch Druck, sondern hat lediglich nur seine eigene Belastung zu tragen. Die Einzelausbildung schließt sich eng an die des Häng- bzw.

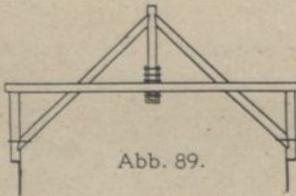


Abb. 89.

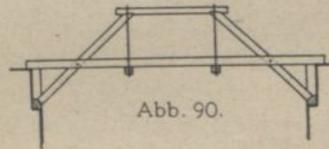


Abb. 90.

Sprengwerks an. Eine gewisse Abweichung zeigt der Spannbalken, der doppelt anzuordnen ist, damit die Streben in einem Stück durchgeführt werden können. Ist der Spannbalken unbelastet, wie es häufig bei Dachstuhlkonstruktionen der Fall ist, so spricht man einfach nur von „Zangen“. Das Hängesprengwerk läßt sich auch so ausbilden, daß der Balken und die Hängpfosten einfach und die Streben doppelt angeordnet werden. Die Berechnung kann ähnlich, wie beim Hängwerk gezeigt, durchgeführt werden; es handelt sich auch hier nur um einfache Zerlegungen einer Kraft nach zwei Richtungen.

V. Der Fachwerkträger.

Der Fachwerkträger in Holz, mit parallelen Gurtungen, wurde zuerst um das Jahr 1830 in Amerika hergestellt, wo dieser Baustoff sich in reichem Maße vorfand, während Eisen, fern von der Industrie, nur teuer und schwer zu beschaffen war. Es handelte sich hauptsächlich um Brücken, die in Gegenden ausgeführt wurden, welche erst der Kultur erschlossen werden sollten.

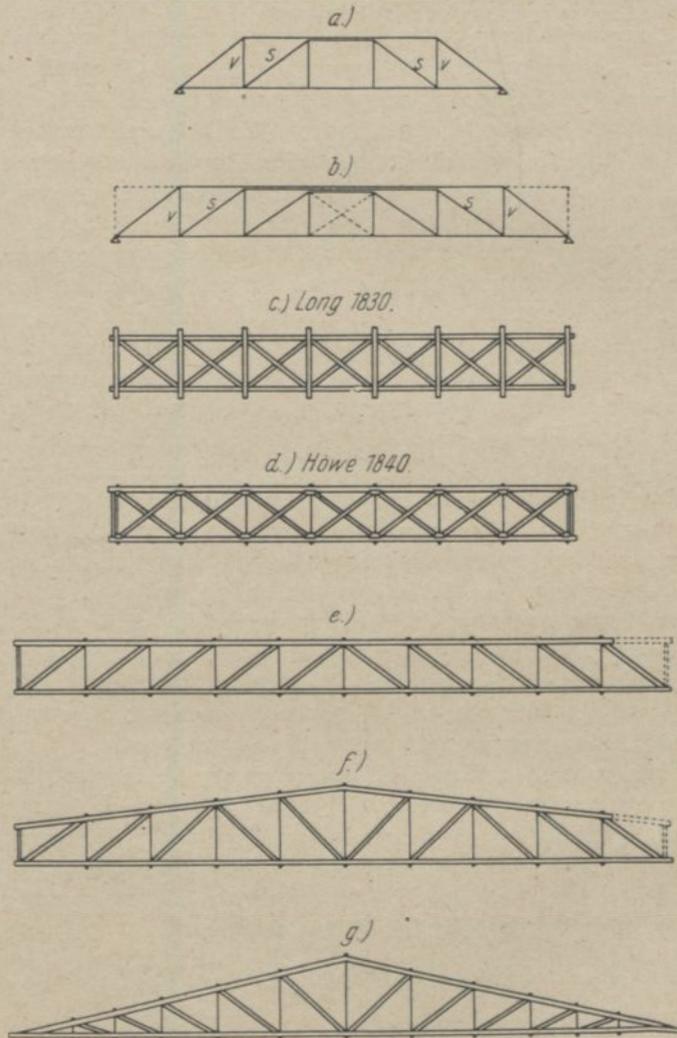


Abb. 91. Entwicklung des Fachwerkträgers.

Als Ausgangspunkt für die Bildung des Fachwerks diente das schon seit Jahrhunderten in Europa im Gebrauch befindliche Hängwerk. Der Fachwerkträger entstand auf die Weise, daß in ein Hängwerk ein

zweites, drittes, viertes usw. so eingebaut wurde, daß die Enden der Hängsäulen V mit den Fußpunkten der Streben S zusammenfielen (Abb. 91 a und b). So bildete der Amerikaner Long (1830) Fachwerkträger ganz in Holz, mit Gegenschrägen in allen Feldern, aus, deren Pfosten durch Verkeilungen gegen die Gurtungen angespannt wurden, wodurch die Schrägen Druck erhielten (Abb. 91 c). Howe nahm (1840) statt der hölzernen Pfosten Zugstangen aus Rundeisen, die durch Anziehen von Schraubenmuttern die Schrägen in Spannung brachten (Abb. 91 d). Weder Long noch Howe haben ihre Systeme genauer berechnet. Beim Howeschen Träger besitzen die sogen. Haupt- und Gegenschrägen auch im unbelasteten Zustande Anfangsdruckspannungen; ist das Letztere nicht der Fall, so entstehen leicht schädliche Formänderungen. Das System ist innerlich vielfach statisch unbestimmt und daher rechnerisch unbequem. Man begnügt sich jedoch in der Regel mit einer Annäherungsberechnung, indem man dieses sogen. Doppelfachwerk in zwei einfache Fachwerke zerlegt und jedes für sich mit halber Belastung berechnet.

Das im Holzbau für Binder und Unterzüge vielfach verwendete sogen. Ständer- oder Pfostenfachwerk ist ein einfaches Fachwerk mit Pfosten und Schrägen, und zwar sind die Schrägen meist so gestellt, daß sie bei Vollbelastung und auch fast immer bei einseitiger Belastung Druck erhalten, während die Pfosten gezogen werden (Abb. 91 e). Auch auf dieses System hatte Howe 1840 bereits sein Patent genommen. Beim Parallelträger (Abb. 91 e) sind die rechtssteigenden Schrägen der linken Trägerhälfte gedrückt. Bei geneigtem Obergurt (Abb. 91 f) wechseln sie von der Mitte ab, je nach der Neigung, allmählich die Richtung und werden beim sogen. englischen Dachstuhl, mit spitz zusammenlaufenden Gurtungen (Abb. 91 g), sämtlich linkssteigend.

Das Fachwerkssystem ist vollkommen klar, innerlich statisch bestimmt, und jede Stabkraft ist einfach zu ermitteln. Die Stabanschlüsse lassen sich einwandfrei ausführen. Die Pfosten bestehen aus Rundeisen mit beiderseitigen Muttern, so daß sie bei Senkungen infolge Schwindung des Holzes oder ungenauer Arbeit nachgezogen werden können. Das Nachziehen geschieht erst nach erfolgter Hebung des Trägers. Verbleiben dann noch zwischen den Stemmflächen der Schrägen und den Versatzeinschnitten der Gurtungen Fugen, so sind in diese Keile aus Eichenholz oder Eisen einzutreiben. Die Pfosten können auch als Doppelzangen,

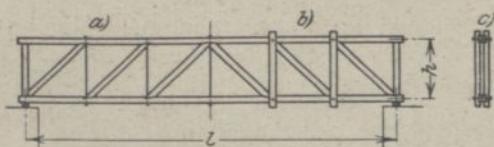


Abb. 92.

die die Gurtungen umfassen, ausgebildet werden (Abb. 92 b u. c). Diese Ausführungsweise wird hauptsächlich für kleinere Spannweiten und Belastungen, wo auf die Nachspannbarkeit verzichtet werden kann, in Frage kommen. Die Schrägen liegen in der Ebene der Gurtungen und greifen in diese mit Versatz ein. Sie können noch zur Sicherheit mit den Gurtungen durch Bolzen

verbunden werden. Die Keile sind aus Eichenholz oder Eisen einzutreiben. Die Pfosten können auch als Doppelzangen,

verbunden werden (Abb. 93), so daß sie kleine, zufällige Zugkräfte aufzunehmen in der Lage sind.

Bei größeren Spannweiten erweist sich der Fachwerkträger als sehr zweckmäßig, da er bei geringem Stoffverbrauch je nach der Belastung bis zu Spannweiten von etwa 30 bis 40 m ausgeführt werden kann. Beim Fachwerkträger läßt sich der Baustoff bis zur Grenze der Wirtschaftlichkeit ausnutzen, worüber noch später Näheres mitgeteilt wird. Der Fachwerkträger kommt meist als Parallelträger zur Ausführung. Um ein Durchhängen zu vermeiden, welches für das Auge unschön wirkt, empfiehlt es sich, ihm eine leichte Sprengung (etwa $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{50}$) zu geben. Die

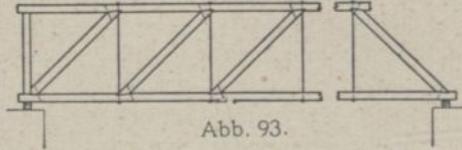


Abb. 93.

Trägerhöhe kann wie bei Eisenkonstruktionen je nach der Belastung zu etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite gewählt werden. Bei größeren Spannweiten, in welchem Falle der Untergurt gestoßen werden muß, empfiehlt es sich, insbesondere bei schwerer Belastung, nicht zu geringe Trägerhöhe anzunehmen, damit die im Stoß zu übertragende Zugkraft möglichst klein wird. Die Verringerung der Trägerhöhe nach den Auflagern zu, wie sie bei den Eisenbauten der Stoffersparnis halber üblich ist, ist nicht immer zweckmäßig, da bei Holzkonstruktionen die Stoffersparnis gegenüber dem Mehraufwand an Arbeit nicht in Frage kommt. Wie bereits erwähnt, sind aus wirtschaftlichen Gründen Stöße möglichst zu vermeiden; bei eisernen Fachwerkträgern, die ohnehin genietet werden müssen, spricht dieser Umstand nicht in gleichem Maße mit. Im allgemeinen empfiehlt es sich, umgekehrt wie bei den eisernen Trägern, die hölzernen Fachwerkträger mit Zugpfosten und Druckschrägen anzuordnen und gekreuzte Schrägen zu vermeiden, da hierdurch das Trägersystem in statischer Beziehung unklar (innerlich statisch unbestimmt) wird und sich die Konstruktion schwieriger durchbilden läßt. Die gekreuzten Schrägen lassen

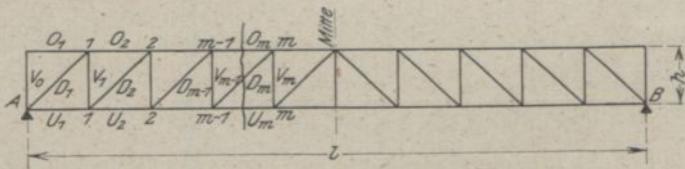


Abb. 94.

sich schlecht aneinander vorbeiführen und müssen dann u. U. durch Überblattungen geschwächt werden, oder es sind doppelte Gurtungen zu wählen, die oft einen größeren Holzverbrauch und vor allem mehr Arbeit ergeben.

Die statische Berechnung des Parallelträgers soll mit den in Abb. 94 angegebenen Bezeichnungen nachstehend allgemein durchgeführt werden.

Die Spannkraft irgendeines Obergurtstabes O_m ergibt sich aus dem Moment für den zugehörigen Knotenpunkt als Drehpunkt. Der letztere ist der Schnittpunkt $m-1$ der durch den Ritterschen Dreischnitt ss getroffenen beiden anderen Stäbe D_m und U_m , wobei der Dreischnitt stets durch den gesuchten Stab zu führen ist (Abb. 95) und nur drei Stäbe treffen darf. Da sämtliche äußeren und inneren Kräfte am abge-

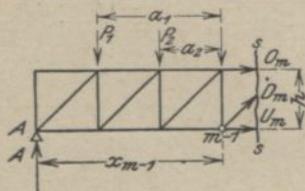


Abb. 95.

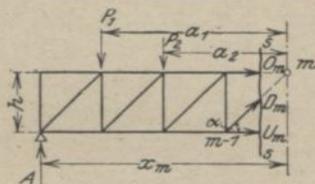


Abb. 96.

schnittenen Trägerteil im Gleichgewicht sein müssen, so gilt für jeden beliebigen Punkt der Trägerebene als Drehpunkt die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$; somit muß auch für den Knotenpunkt $m-1$ als Momentenpunkt allgemein sein

$$A \cdot x_{m-1} - P_1 \cdot a_1 - P_2 \cdot a_2 - P_3 \cdot a_3 - \dots - P_{m-2} \cdot a_{m-2} + O_m \cdot h = 0;$$

hierbei ist

$$A \cdot x_{m-1} - P_1 \cdot a_1 - P_2 \cdot a_2 - P_3 \cdot a_3 - \dots - P_{m-2} \cdot a_{m-2} = M_{m-1}$$

das äußere Moment oder Angriffsmoment für den Knotenpunkt $m-1$; somit ist

$$M_{m-1} + O_m \cdot h = 0 \text{ oder}$$

$$O_m = - \frac{M_{m-1}}{h}$$

Das Vorzeichen besagt, daß der Obergurt beim Balken auf zwei Stützen stets gedrückt ist.

Zur Bestimmung eines Untergurtstabes U_m ist der Schnittpunkt m der durch den Ritterschen Dreischnitt ss getroffenen beiden anderen Stäbe D_m und O_m als Drehpunkt zu wählen (Abb. 96); es ist

$$\underbrace{A \cdot x_m - P_1 \cdot a_1 - P_2 \cdot a_2 - \dots - P_{m-1} \cdot a_{m-1}}_{M_m} - U_m \cdot h = 0$$

$$\text{oder } M_m - U_m \cdot h = 0,$$

somit

$$U_m = + \frac{M_m}{h}$$

da $\frac{M_m}{h}$ positiv ist, folgt, daß der Untergurt beim Balken auf zwei Stützen stets gezogen ist.

Die Spannkraft der Schrägen D_m ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ für den abgeschnittenen Trägerteil; nach dieser ist (Abb. 96)

$$A - P_1 - P_2 - P_3 - \dots - P_{m-1} + D_m \sin \alpha = 0;$$

$$A - P_1 - P_2 - P_3 \dots P_{m-1} = Q_m$$

stellt die Querkraft für das m te Feld dar; somit ist

$$Q_m + D_m \sin \alpha = 0 \text{ oder}$$

$$D_m = - \frac{Q_m}{\sin \alpha}.$$

Die rechtssteigenden Schrägen der linken Trägerhälfte sind somit stets gedrückt.

Zur Berechnung des Pfostens V_m ist der Dreischnitt $s-s$ durch diesen zu legen (Abb. 97) und dieselbe Gleichgewichtsbedingung wie

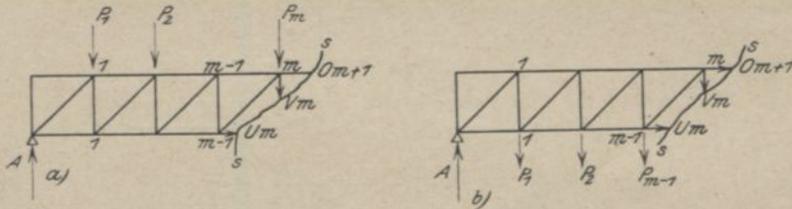


Abb. 97.

vorher anzuwenden; es ist hier jedoch zu unterscheiden, ob die Lasten am Ober- oder Untergurt wirken.

Im ersteren Falle (Abb. 97a) ist

$$A - P_1 - P_2 - P_3 - \dots - P_m - V_m = 0;$$

$$A - P_1 - P_2 - P_3 - \dots - P_m = Q_{m+1}$$

(Querkraft für das $(m+1)$ te Feld)

$$\text{oder } Q_{m+1} - V_m = 0,$$

somit

$$V_m = + Q_{m+1}.$$

im letzteren Falle (Abb. 97b) ist

$$A - P_1 - P_2 - P_3 - \dots - P_{m-1} - V_m = 0;$$

$$A - P_1 - P_2 - P_3 - \dots - P_{m-1} = Q_m$$

(Querkraft für das m te Feld)

oder

$$Q_m - V_m = 0,$$

somit

$$V_m = + Q_m.$$

Die Pfostenkraft ist somit gleich der Querkraft für das betreffende Lastfeld, und zwar werden die Pfosten stets gezogen.

Beispiel. Ein Parallelträger von 16 m Stützweite, 1,6 m Höhe und 2,0 m Feldweite (Abb. 98) sei in den Knotenpunkten des Obergurtes

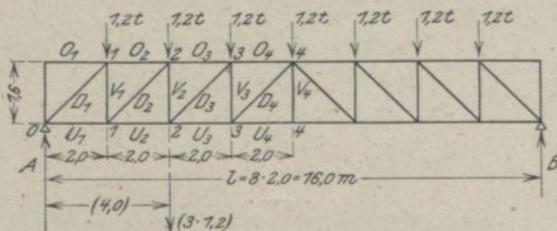


Abb. 98.

belastet mit je 1,2 t; sein Eigengewicht ist zu $g = 80 \text{ kg/m} = 0,08 \text{ t/m}$ angenommen.

$$A = B = 1,2 \cdot 3,5 + 0,08 \cdot 8,0 = 4,2 + 0,64 = 4,84 \text{ t.}$$

Obergurt.

$$O_{\max} = O_4 = -\frac{M_3}{h};$$

$$M_3 = 4,84 \cdot 6,0 - 1,2(4,0 + 2,0) - \frac{0,08 \cdot 6,0^2}{2}$$

$$= 29,04 - 7,20 - 1,44 = 20,4 \text{ mt;}$$

$$O_4 = -\frac{20,4}{1,6} = -12,8 \text{ t;}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 12,8 \cdot 2,0^2 = 4350 \text{ cm}^4.$$

Verwendet $\square 16/16$ mit $J_{\min} = J_y = 6144 \text{ cm}^4$ $F = 256 \text{ qcm}$,

15 vH. Abzug für Verschwächung durch Ver-

satzzeinschnitte, Bolzenlöcher usw. 38 „

Nutzquerschnitt $F_n = 218 \text{ qcm}$,

$$\sigma = \frac{12800}{218} = 59 \text{ kg/qcm.}$$

Untergurt.

$$U_{\max} = U_4 = +\frac{M_1}{h},$$

$$M_4 = 3 \cdot 1,2 \cdot 4,0 + \frac{1,2 \cdot 16,0}{4} + \frac{0,08 \cdot 16,0^2}{8}$$

$$= 14,4 + 4,8 + 2,56 = 21,76 \text{ mt,}$$

$$U_4 = \frac{21,76}{1,6} = 13,6 \text{ t.}$$

Verwendet $\square 16/12$ mit

$F = 192 \text{ qcm}$,

25 vH. Abzug für Verschwächung durch

Bolzenlöcher 48 „

$F_n = 144 \text{ qcm}$,

$$\sigma = \frac{13600}{144} = 95 \text{ kg/qcm.}$$

Stoß des Untergurts.

Die Bolzen sind auf Biegung mit einer Beanspruchung $\sigma = 1200 - 1400$ kg/qcm zu berechnen (s. S. 25).

Die Tragkraft eines Bolzens ist

$$Q_1 = \frac{12 k_b W}{b} \quad Q_2 = \frac{k_t \cdot b \cdot d}{2}$$

Verwendet Bolzen 32 mm Durchmesser mit $W = 3,22$ cm³
 $b = 16$ cm (Abb. 99),

somit

$$Q_1 = \frac{12 \cdot 1400 \cdot 3,22}{16} = 3380 \text{ kg,}$$

$$Q_2 = \frac{150 \cdot 16 \cdot 3,2}{2} = 3840 \text{ kg.}$$

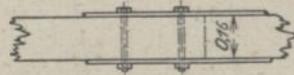


Abb. 99.

Auf jeder Seite des Stoßes sind also

$$n = \frac{13,6}{3,38} = 4 \text{ Bolzen nötig.}$$

Der erforderliche Bolzenabstand e ergibt sich aus der Beziehung

$$e = \frac{Q}{2 k_b b} \text{ mit } Q = \frac{U_4}{4} = \frac{13,6}{4} = 3,4 \text{ t,}$$

$$e = \frac{3400}{2 \cdot 10 \cdot 16} = 10,6 \text{ cm} = \text{rd. } 11 \text{ cm.}$$

Verwendet

2 Laschen $100 \cdot 10$ mit $F = 2 \cdot 10 \cdot 1 = 20,0$ qcm,

ab Bolzenloch $2 \cdot 3,3 \cdot 1 = 6,6$..

$$\underline{F_n = 13,4 \text{ qcm.}}$$

$$\sigma = \frac{13600}{13,4} = 1015 \text{ kg/qcm.}$$

Schrägen.

D₁.

$$Q_1 = 4,84 - 0,08 \cdot 1,0 = 4,76 \text{ t,}$$

Stablänge $d = \sqrt{1,6^2 + 2,0^2} = 2,6$ m,

$$D_1 = \frac{Q_1}{\sin \alpha} = \frac{4,76 \cdot 2,6}{1,6} = 7,7 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 7,7 \cdot 2,6^2 = 4420 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/16 mit $J_y = 5461 \text{ cm}^4$.

D₂.

$$Q_2 = 4,76 - 1,2 - 0,08 \cdot 2,0 = 3,4 \text{ t,}$$

$$D_2 = \frac{3,4 \cdot 2,6}{1,6} = 5,5 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 5,5 \cdot 2,6^2 = 3190 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/14 mit $J_y = 3659 \text{ cm}^4$.

D_3

$$Q_3 = 3,4 - 1,2 - 0,16 = 2,04 \text{ t,}$$

$$D_3 = \frac{2,04 \cdot 2,6}{1,6} = 3,3 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 3,3 \cdot 2,6^2 = 1895 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/12 mit $J_y = 2304 \text{ cm}^4$.

D_4 wie D_3 angenommen.

Pfosten.

 V_1

$$V_1 = +Q_2 = +3,4 \text{ t (siehe } D_2).$$

Verwendet 1 Bolzen 25,4 mm (1") äuß. Durchm. mit einem Kernquerschnitt

$$F_k = 3,57 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{3400}{3,57} = 952 \text{ kg/qcm.}$$

Unterlagsplatten von 100 · 100 · 10 mm. Pressung gegen das Langholz

$$\sigma_1 = \frac{3400}{10,10} = 34 \text{ kg/qcm.}$$

 V_2

$$V_2 = +Q_3 = +2,04 \text{ t (s. } D_3).$$

Verwendet 1 Bolzen 22 mm ($\frac{7}{8}$ ") äuß. Durchm. mit

$$F_k = 2,72 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2040}{2,72} = 750 \text{ kg/qcm.}$$

Unterlagsplatten 80 · 80 · 8,

$$\sigma_1 = \frac{2040}{8,8} = 32 \text{ kg/qcm.}$$

 V_3

Für V_3 verwendet 1 Bolzen 16 mm ($\frac{5}{8}$ ") äuß. Durchm. mit $F_k = 1,31 \text{ qcm}$, der, wie ohne weiteres zu sehen ist, vollkommen ausreicht.

Unterlagsplatten 60 · 60 · 6.

V_4 ist für Lasten am Obergurt spannungslos; verwendet 1 Bolzen 13 mm ($\frac{1}{2}$ ") äuß. Durchm.

F. Allgemeine Anordnung und Belastung der Dächer.

I. Allgemeine Anordnung.

Das Dach bildet den oberen Abschluß eines Gebäudes und dient neben den Umfassungswänden dazu, dieses gegen Regen, Schnee, Sonnenbestrahlung und andere Witterungseinflüsse zu schützen. In manchen Fällen begrenzt das Dach zugleich die unmittelbar daruntergelegenen Räume oder es trägt die eigentliche raumbegrenzende Decke. Außer

den genannten Anforderungen des Zweckes, hat das Dach auch noch ästhetische Ansprüche zu erfüllen, da es die Krönung des Gebäudes darstellt und die Umrißlinien des letzteren stark beeinflusst.

Jedes Dach wird durch eine oder mehrere geneigte, ebene oder gekrümmte Dachflächen oder Dachseiten gebildet. Die ebenen Dachflächen gehen meist in einer Neigung von ihrer Unterkante bis zu ihrer Oberkante durch, bisweilen wechselt jedoch die Neigung, so daß die Dachfläche gebrochen ist und eine neue Kante zwischen ihren verschiedenen geneigten Teilen zeigt. Der sogen. Leistbruch entsteht, wenn der unterste Teil der Dachseiten flacher gemacht wird, um das Tagewasser über das Hauptgesims hinwegzuführen. Die Schnittlinie (AB , CD und EF in Abb. 100) zweier gegenüberliegender Dachflächen heißt der First oder die Firstlinie; sie bildet die höchste Stelle des Daches. Bei Zelt-, Kuppel- oder Turmdächern schrumpft die Firstlinie in der Regel zu einem Punkt, der Dach-, Kuppel- oder Turmspitze, zusammen (s. unter 6). Besitzt das Zelt- oder Kuppeldach einen sogen. Dachreiter oder Laterne, so entsteht an den letzteren eine ringförmige Schnittlinie. Nebeneinanderliegende Dachflächen schneiden sich in Graten oder Gratlinien (AG , AH , DJ und DK), wenn vorspringende Kanten entstehen, und in Kehlen oder Ixen (BL und EM), wenn die Schnittlinien an der tiefsten Stelle der beiden Dachflächen liegen.

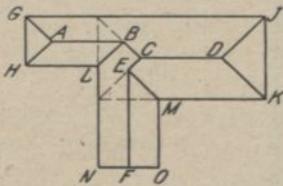


Abb. 100.



Abb. 101.

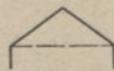


Abb. 102.



Abb. 103.

Andere als gegenüber- und nebeneinandergelegene Dachflächen schneiden sich in einem Dachverfall, Dachverfallung oder Verfallungsgrat (BC und CE); die Punkte B und E heißen Verfallungspunkte. Zwei Gratlinien oder ein Grat und eine Kehle schneiden sich im sogen. Anfallspunkt (A , C und D), die Unterkanten der Dachflächen bilden den Dachsaum, die Traufe oder Trauflinie.

Die zeichnerische Grundrißdarstellung, die sich mit der geometrischen Konstruktion der bezeichneten Schnittlinien der Dachflächen befaßt, bezeichnet man mit Dachausmittelung, Dachverfallung oder Dachzerlegung.

Nach der Dachform unterscheidet man:

1. Pultdächer, mit einer Dachfläche (Abb. 101), so daß das Tagewasser nur nach einer Richtung abfließen kann.
2. Satteldächer, mit zwei Dachflächen (Abb. 102), die sich in der Firstlinie schneiden; das Tagewasser kann nach den beiden Traufen abfließen.
3. Mansardendächer, mit gebrochenen Dachflächen (Abb. 103), dem steileren Unterdach und dem flacheren Oberdach. Sie können als Satteldächer (Abb. 103) oder auch als Pultdächer angeordnet werden.

In letzterem Falle wählt man die eine, links oder rechts von der Mittellinie gelegene Dachhälfte als Querschnittform des Daches.

4. Sägedächer oder Shed-Dächer, aus nebeneinanderliegenden unsymmetrischen Satteldächern zusammengesetzt (Abb. 104). Die steileren Dachflächen (nach Norden gerichtet) werden zum Zweck des Lichteinfalls verglast. Sie können auch lotrecht sein; dann besteht das Sägedach aus mehreren Pultdächern.

5. Walmdächer, bei denen die Hauptdachflächen nicht durch lotrechte Giebel (*NFO* in Abb. 100) abgeschlossen sind, sondern durch eine geneigte Dachfläche (*AGH* und *DJK* in Abb. 100), welche mit den ersteren Grate bildet. Die abschließende Dachfläche heißt Walm. Reicht die Walmfläche bis zum Fuß der beiden Dachseiten (Abb. 100),

so entsteht ein ganzes Walmdach, ist dies nicht der Fall (Abb. 105), so entsteht

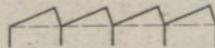


Abb. 104.

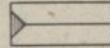


Abb. 105.

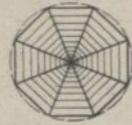


Abb. 106.

ein halbes Walmdach, und der Walm wird Krüppelwalm genannt.

6. Zeltdächer und Kegeldächer, je nachdem das Dach die Form einer Pyramide (Abb. 106) oder eines Kegels hat. Bei ihnen fehlt die Firstlinie. Die Flächen bzw. Neigungslinien des Daches laufen oben in der Spitze zusammen. Die steilen Zeltdächer heißen Turmdächer, Helmdächer oder Turmhelme.

7. Kuppeldächer in der Form eines Kugelabschnittes über kreisförmigem Grundriß oder aus Zylinderflächen zusammengesetzt, die sich in nach außen konvex gekrümmten Gratlinien schneiden, über vieleckigem Grundriß. Die letztere Form kann auch als Zeltdach mit gekrümmten Seitenflächen angesehen werden.

Die Anordnung des Dachgerüsts oder des Dachtragwerks richtet sich nach der Art des Gebäudes oder der Räume, welche überdacht werden sollen, insbesondere danach, welche Wände, Pfeiler usw. als Stützpunkte der Dachkonstruktion verwendet werden dürfen. Sind Zwischenwände oder sonstige Punkte vorhanden, die belastet werden dürfen, so empfiehlt es sich natürlich, diese zum Tragen heranzuziehen, da dann das Tragwerk leichter und deshalb billiger wird. Durch Anordnung von Stützen und Unterzügen lassen sich, vorausgesetzt daß die Raumverhältnisse dies gestatten, auch solche Stützpunkte schaffen, und im allgemeinen ist hierbei die Verwendung von Stützen wirtschaftlicher als die von Trägern (Unterzügen).

Weite Räume ohne Zwischenwände bezeichnet man als Hallen und die Dächer als Hallendächer. Werden für diese Zwischenpunkte durch Stützenreihen geschaffen, die parallel zu den Seitenwänden stehen, so entstehen mehrschiffige (zweischiffige, dreischiffige usw.) Hallen. Da sich die Anordnung der Räume meist nach ihrem Zweck und dem zur Verfügung stehenden Grundstück richtet, so entstehen häufig ganz unsymmetrische Dachkonstruktionen, wie dies häufig bei Wohnhäusern und manchmal auch bei Fabrikgebäuden der Fall ist.

Für die Ausbildung der Dachkonstruktionen ist auch oft die äußere Dachform maßgebend. Die letztere wird in vielen Fällen, insbesondere bei Wohnhaus- und Monumentalbauten, vom Architekten bestimmt. Vielfach ist jedoch für die Anordnung der Dachkonstruktion das Dachdeckungsmaterial, die Nutzanwendung der Räume und die Kostenfrage ausschlaggebend. Insbesondere wird z. B. oft ein flaches Dach gewählt, da dieses ein leichteres Deckungsmaterial zuläßt, dem Wind eine geringere Angriffsfläche bietet und sich daher leichter und billiger ausbilden läßt. Hierzu kommt noch, daß der zu beheizende Raum unter dem Dach (bei Hallenbauten) kleiner wird. Soll der Dachraum (Dachgeschoß) jedoch ausgenutzt werden, so ist hiernach das Tragwerk einzurichten, indem seine Teile außerhalb des fraglichen Raumes anzuordnen sind.

Die wesentlichsten Bestandteile eines Daches üblicher Anordnung sind: Die Dachdeckung einschließlich ihrer Stützung, die Sparren, Pfetten, Binder und Verbände. Wie noch später an geeigneter Stelle dargelegt wird, können einzelne dieser Bestandteile fehlen.

Die Dachdeckung bildet den eigentlichen äußeren Abschluß des Dachraumes und besteht aus den verschiedensten Stoffen, wie Dachziegel auf Lattung oder Schalung, Schiefer auf Lattung oder Schalung, Zink, Kupfer, Wellblech auf Schalung oder auch ohne Schalung, Teerpappe auf Schalung, Holzzement auf Schalung und noch anderen Stoffen; sie hat in erster Linie den Witterungseinflüssen Widerstand zu leisten.

Die Dachdeckung stellt eine Tafel dar, die aus der Dachhaut, dem eigentlichen Deckungsstoff (Ziegel, Schiefer usw.), und deren Unterstützung (Lattung, Schalung) besteht; sie wird von den Sparren getragen, die wieder auf den Pfetten ruhen. Die letzteren werden schließlich durch die Binder, den Hauptträgern der Dachkonstruktion, gestützt. Die Sparren, die senkrecht zur Traufe bzw. zum First liegen, können fehlen, so daß dann die Dachtafel unmittelbar von den Pfetten, die parallel zur Traufe liegen, aufgenommen wird. An die Stelle der Pfetten treten die sogen. Rähme, wenn die Sparren nicht unmittelbar, sondern mittels Kehlbalken (Kehlbalkendächer, s. später) auf den längslaufenden Hölzern ruhen, die als Rähme bezeichnet werden. Die Dachbinder müssen durch besondere Verbände (Montageverbände, Windverbände) räumlich festgehalten werden, wenn hierzu die Dachtafel mit Sparren und Pfetten nicht ausreicht.

Bei kleineren Dachbindern, deren Auflager auf den Gebäudewänden festliegen, genügt meist der durch die Pfetten mit Kopfbändern oder Andreaskreuzen gebildete Längsverband, um im Verein mit den steifen Dachflächen den auf die Giebelwände wirkenden Winddruck aufzunehmen.

Sind aber die Gebäudewände für sich nicht standfest, wie dies bei Hallenbauten oft der Fall ist, so sind besondere Windverbände nötig, die die Winddrücke auf Dach und Außenwände auf feste Stützpunkte übertragen, von wo sie in die Fundamente geleitet werden.

Die Wahl des Dachdeckungsmaterials richtet sich nach der vorhandenen Dachneigung, unter Umständen ist aber auch die Dachneigung

nach dem gewählten Dachdeckungsstoff anzunehmen. In nachstehender Tabelle¹⁾ sind die üblichen Dachneigungen angegeben, die für ein bestimmtes Deckungsmaterial in Frage kommen.

Nr.	Art der Dachdeckung	Dachneigung tg α	Neigungswinkel α in Graden
1.	Bretterdach	1 : 1,5	$33\frac{2}{3}$
2.	Schindeldach	mindestens 1 : 1,5	$33\frac{2}{3}$
3.	Stroh- und Rohrdach	1 : 1 bis 3 : 2,5	40 bis $50\frac{1}{6}$
4.	Asphaltdach	1 : 30 „ 1 : 12	$1\frac{8}{9}$ „ $4\frac{3}{4}$
5.	Pappdach	1 : 10 „ 1 : 5	$5\frac{2}{3}$ „ $11\frac{1}{4}$
6.	Holzzementdach	1 : 12,5 „ 1 : 10	$4\frac{1}{2}$ „ $5\frac{2}{3}$
7.	Doppellagiges Kiespappdach	1 : 7,5	$7\frac{1}{2}$
8.	Schieferdach	1 : 2 bis 1 : 1,5	$26\frac{1}{2}$ bis $33\frac{2}{3}$
	bei englischem Schiefer	1 : 2,5	$21\frac{3}{4}$
9.	Magnesitplattendach	1 : 2 bis 1 : 1,5	$26\frac{1}{2}$ bis $33\frac{2}{3}$
10.	Zementplattendach	1 : 2,5 „ 1 : 1	$21\frac{3}{4}$ „ 45
11.	Spießdach	1 : 1,5 „ 1 : 1	$33\frac{2}{3}$ „ 45
12.	Doppeltes Ziegeldach	1 : 2,5 „ 1 : 1,5	$21\frac{3}{4}$ „ $33\frac{2}{3}$
13.	Kronendach	1 : 2,5 „ 1 : 1,5	$21\frac{3}{4}$ „ $33\frac{2}{3}$
14.	Pfannendach	1 : 1,25 „ 1 : 1	$38\frac{2}{3}$ „ 45
15.	Falzziegeldach	1 : 3 „ 1 : 1,5	$18\frac{1}{2}$ „ $33\frac{2}{3}$
16.	Kupferblechdach	1 : 12,5 „ 1 : 10	$4\frac{1}{2}$ „ $5\frac{2}{3}$
17.	Bleiblechdach	1 : 1,75 u. flacher	$29\frac{3}{4}$ u. weniger
18.	Zinkblechdach	1 : 17,5 bis 1 : 5	$7\frac{1}{2}$ bis $11\frac{1}{4}$
19.	Eisenblechdach	1 : 3 „ 1 : 5	$18\frac{1}{2}$ „ $11\frac{1}{4}$
20.	Wellblechdach	1 : 1,5 „ 1 : 1,25	$33\frac{2}{3}$ „ $38\frac{2}{3}$
21.	Glasdach	1 : 3,5 „ 1 : 1	16 „ 45

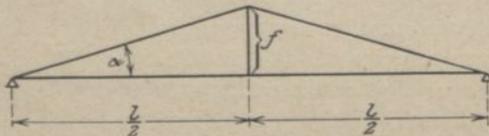


Abb. 107.

Unter Dachneigung ist hierbei das Verhältnis

$$\text{tg } \alpha = \frac{f}{\frac{l}{2}} = \frac{\text{Pfeilhöhe}}{\text{halbe Stützweite}} \quad (\text{Abb. 107})$$

zu verstehen, wobei α als Neigungswinkel des Daches (Neigung der Dachfläche zur Wagerechten) bezeichnet wird.

II. Belastung der Dächer.

1. Allgemeines.

Die Dächer werden im allgemeinen durch die ständigen Lasten, die zufälligen Lasten und seltener durch Nutzlasten beansprucht. Zu den ständigen Lasten gehören das Eigengewicht der Dachkonstruktion selbst, sowie das Gewicht dauernd an der letzteren aufgehängter Gegenstände, wie Decken, Leitungen, Kranträger usw., zu den zufälligen Lasten der Schnee- und Winddruck, welcher letzterer bei sehr flachen

¹⁾ Handb. d. Arch. Dritter Teil, 2. Band, Heft 4, S. 7.

Dächern nicht mehr in Betracht kommt, ferner die Belastung durch einzelne Menschen. Letztere kommt vornehmlich für besondere Teile des Daches in Frage, indem nach den ministeriellen Bestimmungen (s. später) für Sparren, Pfetten und Oberlichtsprossen in der Mitte eine Last von 100 kg für einzelne, das Dach bei Wiederherstellungs- oder Reinigungsarbeiten betretende Personen anzunehmen ist. Die Nutzlasten bestehen in Einzellasten von gewöhnlich 1 bis 5 t, herrührend von einzelnen unter den Bindern sich bewegenden Laufkatzen, oder in Transmissionslasten, die gewöhnlich zu 75—100 kg/qm Grundfläche vorgeschrieben sind. Eine besondere Nutzlast bildet die Menschenlast, die für flache Dächer in Frage kommen kann. Nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei ist u. a. für wagerechte oder bis 1 : 20 geneigte Dächer, die zum zeitweiligen Aufenthalt von Menschen dienen, wie Dachgärten, Erholungsplätze u. dgl., eine Nutzlast von 250 kg/qm (einschl. Wind- und Schneelast) in Rechnung zu stellen.

2. Eigengewicht.

Das Eigengewicht der Dächer setzt sich zusammen aus dem Gewicht der Dachdeckung, der Sparren, Pfetten, Binder und Verbände. Die anzunehmenden Eigengewichte der verschiedenen Dachdeckungsarten einschl. Sparren sind nach den ministeriellen Vorschriften festgesetzt und nachstehend wiedergegeben. An Stelle der Sparren kann, wenn solche nicht vorhanden sind, das Gewicht der Pfetten als mitinbegriffen angenommen werden. Eigengewicht der Dachdeckungen nach den Bestimmungen des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 24. Dezember 1919¹⁾.

Nr.	Gegenstand	Gewicht kg/qm	Bemerkungen
1	2	3	4
	Für 1 qm geneigte Dachfläche ohne die Pfetten und Dachbinder, jedoch einschließlich der Sparren, die im allgemeinen in 1 m Abstand 12/16 cm stark angenommen sind.		
1	Einfaches Ziegeldach aus Biberschwänzen von Normalform, einschl. Lattung und Sparren (Spießdach)	75	
2	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt in voller Mörtelbettung	85	
3	Doppeldach wie Nr. 1	95	
4	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt	115	

¹⁾ Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe mit Erlaß vom 24. Dezember 1919. Zweite berichtigte Auflage. Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Vgl. ferner: Ellerbeck, Erläuterungen zu den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften 1919. Zweite Auflage. Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Nr.	Gegenstand	Gewicht kg/qm	Bemerkungen
1	2	3	4
5	Kronendach wie Nr. 1	105	
6	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt	130	
7	Pfannendach auf Lattung in böhmischer Deckung, einschl. Lattung und Sparren, bei Verwendung kleiner, sog. holländischer Pfannen	80	
8	Pfannendach wie vor, aber mit großen Pfannen	85	
9	Pfannendach wie vor, aber auf Stülpschalung einschl. Schalung, Strecklatten, Dachlatten und Sparren (verschaltetes Pfannendach)	100	
10	Falzziegeldach einschl. Lattung usw. wie Nr. 1	65	
11	Mönch-u. Nonnendach, einschl. Lattung usw. wie Nr. 1	100	
12	Dasselbe, böhmisch gedeckt	115	
13	Englisches Schieferdach auf Lattung, wie Nr. 1	45	
14	Englisches Schieferdach auf Schalung, einschl. Schalung und Sparren	55	
15	Deutsches Schieferdach auf Schalung und Papp- unterlage, einschl. Pappe, Schalung und Sparren (aus Steinen von rd. 35 cm Länge u. 25 cm Breite)	65	
16	Deutsches Schieferdach wie vor (aus kleineren Steinen von rd. 20 cm Länge und 15 cm Breite)	60	
17	Zinkdach in Leistendeckung, einschl. der Schalung, Sparren usw. (Zinkblech Nr. 13)	40	
18	Kupferdach, mit doppelter Falzung eingedeckt, einschl. wie vor (Kupferblech 0,6 mm stark)	40	
19	Wellblechdach aus verzinktem Eisenblech auf Winkelisen	25	
20	Einfach. Teerpappdach einschl. Schalung u. Sparren	35	
21	Doppelpappdach wie vor	55	
22	Holzzementdach einschl. Schalung, Sparren und einer 7 cm starken Kiesschicht bei 14/18 cm Sparrenstärke	180	
23	Leinwanddach (Weber-Falkenberg und ähnliche) einschl. Lattung und Sparren	25	
24	Schindeldach einschl. Lattung und Sparren . .	35	
25	Rohrdach einschl. Lattung und Sparren	80	
26	Strohdach einschl. Lattung und Sparren . . .	75	
27	Glasdach auf Sprosseneisen, einschl. der letzteren bei 4 mm starkem Glase	22	
27a	Dasselbe bei 5 mm starkem Rohglas	25	
27b	Dasselbe bei 5 mm starkem Drahtglas	30	
27c	Dasselbe bei 6 mm Rohglas	30	
27d	Dasselbe bei 6 mm Drahtglas	35	
27e	Für jedes mm Mehrstärke des Glases Mehrgewicht	3	
27f	Desgl. bei Verwendung von Drahtglas	5	
28	Gewölbtes Dach aus Glasbausteinen (Bauweise Falconnier und ähnliche)	65	

Vielfach wird das Eigengewicht auf 1 qm Grundfläche bezogen. Dieses ergibt sich aus dem für 1 qm Dachfläche angegebenen Gewicht G durch Division desselben mit $\cos \alpha$, wenn α den Neigungswinkel des Daches darstellt, also (Abb. 108)

$$G_1 = \frac{G}{\cos \alpha} \text{ für 1 qm Grundfläche.}$$

Das Gewicht der hölzernen Binder (ohne Verbände) kann je nach der Belastung (Eigengewicht, Schnee und Wind) wie folgt angenommen werden:

	Stützweite	Grundfläche
Stehender oder liegender Dachstuhl	von 7—15 m	10—20 kg/qm
Häng- und Sprengwerke sowie Fachwerkbinder	„ 15—20 „	20—25 „
Desgl.	„ 20—25 „	25—35 „
Fachwerkbinder (Balken- oder Bogenbinder)	„ 25—35 „	35—45 „
Desgl.	„ 35—50 „	45—60 „

Binderabstand = 4 bis 5 m.

Das Gewicht der Verbände beträgt etwa 5 bis 10 kg/qm Grundfläche.

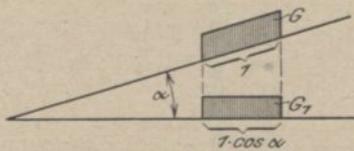


Abb. 108.

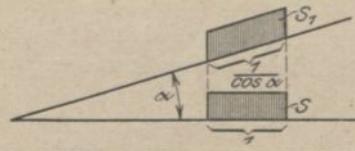


Abb. 109.

3. Schneelast.

Für eine in unseren Gegenden beobachtete Schneehöhe von 0,60 m beträgt die Schneebelastung, bei einem Raumgewicht des Schnees von 0,125 kg/cdm = 125 kg/cbm, für 1 qm Grundfläche $s = 125 \cdot 0,6 = 75$ kg. Bei steileren Dächern kann sie geringer angenommen werden. Es ist zulässig, den Schneedruck nach der Formel $S = 75 \cos \alpha$ (kg/qm) für 1 qm der Horizontalprojektion zu berechnen (Abb. 109).

Hieraus ergibt sich der Schneedruck für 1 qm Dachfläche zu

$$S_1 = \frac{S}{\cos \alpha} = S \cdot \cos \alpha = 75 \cdot \cos^2 \alpha.$$

Nach den preußischen ministeriellen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 gelten folgende Vorschriften.

1. Die Schneebelastung einer wagerechten Fläche ist zu mindestens 75 kg/qm anzunehmen.

2. Bei Dachflächen mit erheblicher Neigung kann die Schneelast, sofern nicht etwa einzelne Dachteile Schneesäcke bilden, geringer angenommen, bei einer Neigung von mehr als 45° ganz außer acht gelassen werden.

3. Die auf 1 qm der wagerechten Projektion einer Dachfläche entfallende Schneelast S ist dabei mindestens nach Maßgabe der nachfolgenden Zusammenstellung zu bemessen, in der α den Neigungswinkel der Dachfläche gegen Wagerechte bedeutet.

$\alpha = 20^\circ$	25°	30°	35°	40°	45°	$> 45^\circ$
$S = 75$	70	65	60	55	50	0 kg/qm.

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

4. Die Möglichkeit einer Bildung von Schneesäcken ist zu prüfen und gegebenenfalls bei erheblichem Gewicht zu berücksichtigen.

5. Die Möglichkeit einer vollen oder einer einseitigen Schneebelastung ist zu berücksichtigen.

6. Bei Bauten im Gebirge ist die Schneelast den örtlichen Verhältnissen entsprechend höher anzunehmen.

4. Winddruck.

Die vorgenannten Bestimmungen schreiben für den Winddruck folgendes vor:

1. Die Windrichtung kann im allgemeinen wagerecht angenommen werden.

2. Bezeichnet w_0 den Winddruck auf 1 qm einer zur Windrichtung senkrechten ebenen Fläche F , so ist bei beliebigem Anfallswinkel α der auf F entfallende, senkrecht zu ihr wirkende Winddruck mit $W = w_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha$ in Rechnung zu stellen.

3. Für w_0 gelten folgende Werte:

Nr.	Vom Winde getroffene Fläche	w_0 kg/qm	Bemerkungen
1	2	3	4
1	Wandteile bis zu einer Höhe von 15 m	100	Zu 1. Bei Bauwerken in geschützter Lage kann der unter Nr. 1 angegebene Wert des Winddrucks dem dauernd vorhandenen Windschutz entsprechend ermäßigt werden, jedoch nicht unter 75 kg/qm.
2	Wandteile in der Höhe von 15 bis 25 m und Dächer in weniger als 25 m Höhe	125	
3	Über 25 m hoch liegende Wandteile und Dächer .	150	Zu 2. Bei Dachneigungen unter 25° genügt in der Regel unter Vernachlässigung der wagerechten Seitenkraft ein Zuschlag zur senkrechten Belastung.
4	Eisengitterwerk, Holzgerüste und Masten . . .	150	Zu 4. Für die Berechnung elektrischer Freileitungen sind die Normalien des Verbandes deutscher Elektrotechniker maßgebend.
5	Für Schornsteine gelten besondere Bestimmungen; vgl. den Runderlaß vom 30. IV. 1902 — Zentralblatt der Bauverwaltung 1902, S. 297.		Zu 5. Bei hohen Bauwerken mit kleiner Grundfläche kann die sinn-gemäße Anwendung der unter Nr. 5 angeführten Bestimmungen verlangt werden.

4. In Gegenden mit besonders großen Windstärken, namentlich an der Küste oder im Gebirge, sind die Winddruckzahlen um 25 bis 50 vH. zu erhöhen.

5. Gebäude, die durch Wände und Decken hinreichend ausgesteift sind, brauchen in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden.

6. Bei offenen Hallen ist ein auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern ein von unten nach oben wirkender Winddruck von 60 kg für 1 qm rechtwinklig getroffener Fläche zu berücksichtigen.

Daneben gilt der Ministerialerlaß vom 13. Februar 1912, der besagt, daß bei der Untersuchung von Tragwerken, die zur Aussteifung des ganzen Gebäudes gegen Winddruck und zu seiner Übertragung auf einzelne feste Punkte des Gebäudes dienen (Windverbände, Windportale, Querwände), der Winddruck zu 75 kg/qm angenommen werden kann.

Zur Bestimmung des Winddrucks auf geneigte Dachflächen geht man nach den genannten ministeriellen Bestimmungen von folgender Annahme aus. Ist α der Neigungswinkel des Daches, ferner $w_0 = 125$ bzw. 150 kg/qm der wagerecht gedachte Winddruck, so ist der senkrecht zur Dachfläche wirkende Winddruck (nach Newton) zu $N = w_0 \cdot \sin^2 \alpha$ für 1 qm Dachfläche anzunehmen¹⁾ (Abb. 110).

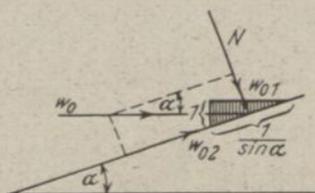


Abb. 110.

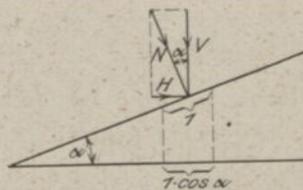


Abb. 111.

Man gelangt zu diesem Wert, wenn man den Winddruck w_0 , welcher auf die Dachfläche $\frac{1}{\sin \alpha}$ wirkt, in seine Seitenkräfte

$$w_{01} = w_0 \sin \alpha \text{ senkrecht zur Dachfläche,}$$

$$w_{02} = w_0 \cos \alpha \text{ in der Dachfläche}$$

zerlegt. Die erstere Seitenkraft ergibt somit für 1 qm Dachfläche

$$N = \frac{w_{01}}{\sin \alpha} = w_{01} \sin \alpha = w_0 \sin^2 \alpha,$$

während die in der Dachfläche liegende Seitenkraft nicht zur Wirkung kommt.

Von $N = w_0 \sin^2 \alpha$ ausgehend, erhält man die Seitenkräfte für 1 qm Dachfläche oder 1 qm Grundfläche wie folgt (Abb. 111):

¹⁾ Der Winddruck wirkt stets senkrecht zur Dachfläche, da zwischen Winddruck und Dachfläche keine Reibung besteht.

Tabelle der Winddrücke.

Für $w_0 = 125 \text{ kg/qm}$ bzw. $w_0 = 150 \text{ kg/qm}$.

α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$\frac{w_0 \cdot \sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \sin \alpha$ tg α	$\frac{w_0 \cdot \sin^2 \alpha}{\text{tg } \alpha}$	α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$\frac{w_0 \cdot \sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \sin \alpha$ tg α	$\frac{w_0 \cdot \sin^2 \alpha}{\text{tg } \alpha}$
0	0	0	0	0	0	18	12	4	11	13	4
	0	0	0	0	0		14	4	14	15	5
1	0	0	0	0	0	19	13	4	13	14	5
	0	0	0	0	0		16	5	15	17	5
2	0	0	0	0	0	20	15	5	14	16	5
	0	0	0	0	0		18	6	16	19	6
3	0	0	0	0	0	21	16	6	15	17	6
	0	0	0	0	0		19	7	18	21	7
4	1	0	1	1	0	22	18	7	16	19	7
	1	0	1	1	0		21	8	20	23	9
5	1	0	1	1	0	23	19	8	18	21	8
	1	0	1	1	0		23	9	21	25	10
6	1	0	1	1	0	24	21	8	19	23	9
	2	0	2	2	0		25	10	23	27	11
7	2	0	2	2	0	25	22	9	20	25	10
	2	0	2	2	0		27	11	24	30	13
8	2	0	2	2	0	26	24	11	22	27	12
	3	0	2	3	0		29	13	26	32	14
9	3	0	3	3	0	27	26	12	23	29	13
	4	1	4	4	1		31	14	28	35	16
10	4	1	4	4	1	28	27	13	24	31	15
	5	1	4	5	1		33	15	29	37	18
11	5	1	4	5	1	29	29	14	26	34	16
	5	1	5	6	1		35	17	31	40	20
12	5	1	5	6	1	30	31	16	27	36	18
	6	1	6	7	1		38	19	32	43	22
13	6	1	6	6	1	31	33	17	28	39	20
	8	2	7	8	2		40	20	34	46	24
14	7	2	7	8	2	32	35	19	30	41	22
	9	2	9	9	2		42	22	36	50	26
15	8	2	8	9	2	33	37	20	31	44	24
	10	3	10	10	3		45	24	37	53	29
16	10	3	9	10	3	34	39	22	32	47	26
	11	3	11	12	13		47	26	39	57	32
17	11	3	10	11	3	35	41	24	34	50	29
	13	4	12	13	4		49	28	40	60	35

α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$
36	43	25	35	53	31	56	86	71	48	154	127
	52	30	42	64	38		103	85	58	184	153
37	45	27	36	57	34	57	88	74	48	162	136
	54	33	43	68	41		106	89	58	194	163
38	47	29	37	60	37	58	90	76	48	170	144
	57	35	45	72	44		108	91	57	204	173
39	49	31	38	64	40	59	92	79	47	178	153
	59	37	46	76	48		110	94	57	214	183
40	52	33	40	67	43	60	94	81	47	187	163
	62	40	48	81	52		112	97	56	225	195
41	54	35	41	71	47	61	96	84	46	197	173
	65	42	49	86	56		115	100	56	237	207
42	56	37	42	75	50	62	97	86	46	208	183
	67	45	50	90	60		117	103	55	249	220
43	58	40	43	80	54	63	99	88	45	219	195
	70	48	51	95	65		119	106	54	262	234
44	60	42	43	84	58	64	101	91	44	230	207
	72	50	52	101	70		121	109	53	276	249
45	62	44	44	88	62	65	103	93	43	243	220
	75	53	53	106	75		123	112	52	292	264
46	65	46	45	93	67	66	104	95	43	257	235
	78	56	54	112	80		125	115	51	308	281
47	67	49	45	98	72	67	106	98	41	271	250
	80	59	55	118	86		127	117	50	325	300
48	69	51	46	103	77	68	107	100	40	287	266
	83	62	55	124	92		129	119	48	344	319
49	71	54	47	109	82	69	109	102	39	304	284
	86	65	56	130	98		131	122	47	365	341
50	73	56	47	114	87	70	110	104	38	323	303
	88	67	57	137	105		133	125	45	387	364
51	75	59	47	120	93	71	112	106	36	343	325
	91	70	57	144	112		134	127	44	412	390
52	78	61	48	126	99	72	113	108	35	366	348
	93	73	57	151	119		136	129	42	439	418
53	80	64	48	133	106	73	114	109	33	391	374
	96	77	58	159	127		137	131	40	469	448
54	82	66	48	139	113	74	115	111	32	419	403
	98	79	58	169	135		139	133	38	503	483
55	84	69	48	146	120	75	117	113	30	451	435
	101	82	58	175	144		140	135	36	541	522

α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	α	$w_0 \cdot \sin^2 \alpha$	$w_0 \cdot \sin^3 \alpha$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$	$w_0 \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$
76	118	114	28	486	472	84	124	123	13	1183	1177
	141	137	34	384	566		149	148	16	1420	1413
77	119	116	27	527	514	85	124	124	11	1423	1417
	142	139	32	633	616		149	148	13	1708	1701
78	120	117	25	575	563	86	125	124	8,7	1784	1780
	143	140	30	690	675		149	149	10	2141	2136
79	121	118	23	632	620	87	125	124	6,5	2383	2380
	145	142	28	758	744		150	150	7,8	2859	2856
80	121	119	21	698	688	88	125	125	4,4	3576	3573
	146	143	25	838	825		140	150	5,2	4292	4287
81	122	120	17	780	770	89	125	125	2,1	7161	7161
	146	145	23	936	925		150	150	2,6	8594	8594
82	123	121	15	880	872	90	125	125	0	∞	∞
	147	146	20	1057	1046		150	150	0	∞	∞
83	123	122	17	1011	1004						
	148	147	18	1213	1205						

$$\left. \begin{aligned} V &= w_0 \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \\ H &= w_0 \sin^3 \alpha \end{aligned} \right\} \text{für 1 qm Dachfläche.}$$

Durch Division mit $\cos \alpha$ ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} V &= w_0 \sin^2 \alpha \\ H &= w_0 \sin^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha \end{aligned} \right\} \text{für 1 qm Grundfläche.}$$

Aus den vorstehenden Tabellen lassen sich die Werte der Winddrücke für die verschiedenen Dachneigungen entnehmen¹⁾.

Nach Vorschrift des Reichsmarineamtes ist für Flugzeughallen im Küstengebiet ein innerer Winddruck in Rechnung zu stellen, der von der Saugwirkung des an der Halle vorbeistreichenden Winddruckes herrührt. Die Größe dieses inneren Überdruckes ist bei einer äußeren Windkraft von 175 kg/qm senkrecht getroffener Fläche durch Versuche zu 120 kg/qm bestimmt worden; er ist sowohl auf die Seitenwände von innen nach außen drückend, als auch auf das Dach, gleichsam als Auftrieb wirkend, anzunehmen²⁾.

¹⁾ Aus Boerner, Statische Tabellen. 7. Aufl. S. 46. Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

²⁾ Vgl. Grüning, Versuche über Winddruck. Der Bauingenieur 1920 Heft 2, S. 39. Müllenhoff, Versuche über Winddruck. Der Eisenbau 1919, Nr. 5, S. 109. Buchegger, Windgeschwindigkeit und Winddruck. Der Bauingenieur 1922, Heft 16, S. 491.

G. Sparren und Pfetten.

I. Sparren.

Die Sparren liegen senkrecht zur Dachtraufe bzw. zum Dachfirst und werden bei den gewöhnlichen Dachkonstruktionen unmittelbar durch die Pfetten gestützt¹⁾. Bei kleinen Spannweiten können die Pfetten fortfallen; in diesem Falle bilden je zwei gegenüberliegende Sparren mit dem Spannbalken sogen. Gespärre (s. später), die für sich in der Quer- richtung des Daches unverschieblich sind, während sie in der Längs- richtung durch die Lattung oder Schalung gehalten werden. Bei kleinen Spannweiten können die Sparren ferner unmittelbar auf den Wänden liegen und werden dann als Pultdach geneigt gelegt. Wie bereits erwähnt,

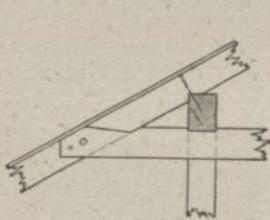


Abb. 112.

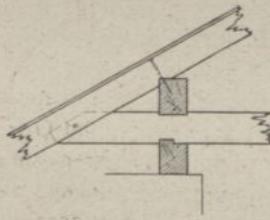


Abb. 113.

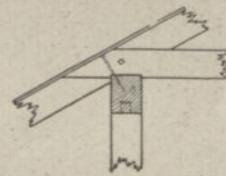


Abb. 114.

nehmen die Sparren die Lattung oder Schalung für das Deckungsmaterial auf und übertragen ihre Last auf die parallel zum First laufenden Pfetten.

Ihre Befestigung auf den Pfetten muß so beschaffen sein, daß sie sich in der Schrägrichtung nicht verschieben können. Sie werden daher auf die Pfette aufgesattelt und mit etwa 20 bis 25 cm (8, 9 und 10") langen Leistnägeln, je nach der Stärke der Sparren, verbunden. Außerdem können sie mit dem sogen. Kehlbalken oder auch mit dem Spannbalken schwalbenschwanzförmig verblattet (Abb. 112) oder verzapft (Abb. 113) werden. Zuweilen ist auch Gelegenheit, die Sparren im Dachverband noch durch Zangen paarweise zu verbinden (Abb. 114). Einen weiteren Halt hat der Sparren am First, wo er, falls keine Firstpfette vorhanden, mit dem gegenüberliegenden Sparren durch einen Scherzapfen zusammenhängt oder auch mit diesem verblattet ist. Ist eine Firstpfette vorhanden, so werden die beiden gegenüberliegenden Sparren meist auf Gehrung gestoßen, auf die Firstpfette aufgesattelt und an ihr durch Sparrennägeln befestigt (Abb. 115).

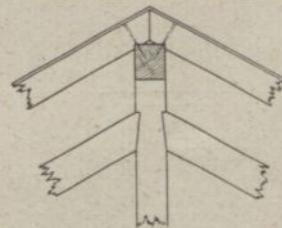


Abb. 115.

¹⁾ Über die weniger gebräuchliche mittelbare Stützung durch Kehlbalken, die ihrerseits auf den Pfetten (Rahmen) ruhen, ist noch später die Rede.

Eine besondere Art von Sparren bilden die sogen. Grat- und Kehlsparren, welche bei den Walmdächern (s. S. 62) in Frage kommen. Bei dem in Abb. 116 dargestellten Walmdach sind, wie schon früher (S. 61) auseinandergesetzt, AC , BC und DE Grate, während EF eine Kehle ist; die Dachfläche $ABGCH$ stellt eine abgewalmte Dachfläche und ABC einen Walm dar. Die Sparren dieser Dachfläche, die sogen. Schiftsparren oder Schifter, finden ihr oberes Auflager auf den Gratsparren AC und BC ; das gleiche gilt von den Schiftsparren der Dachflächen DJE und DKE . Ähnlich ist die Anordnung bei den Kehlen, indem die Kehlschifter der Dachflächen FME und FLE ihr unteres Auflager auf dem Kehlsparren EF haben. Solche Sparren, welche sich mit dem oberen bzw. unteren Ende an den Grat- bzw. Kehlsparren schiften, heißen einfache Schifter. Schiften sie sich jedoch unten an einen Kehlsparren und oben an einen Gratsparren, so heißen sie doppelte Schifter. Die Grat- und Kehlsparren erhalten größere Lasten wie die normalen Sparren, sie sind auch wesentlich länger wie diese, da sie in der Diagonalen liegen; daher sind sie stärker auszubilden oder sie müssen noch besondere Zwischenstützpunkte durch Stiele usw. erhalten. Werden die Schiftsparren durch eine oder mehrere Zwischenpfetten unterstützt, so sind diese unter dem Grat- und Kehlsparren auf Stielen oder auf besonderen Bindern zu lagern. Das obere Auflager der Grat- bzw. Kehlsparren, den sogen. Anfallspunkt, legt man gewöhnlich auf einen Binder GH (Abb. 116), den sogen. Anfallsbinder. Zur sicheren Auflagerung der Schiftsparren auf der Außenwand empfiehlt es sich, Stichbalken anzuordnen. Insbesondere auch für den Grat- bzw. Kehlsparren einen Gratschichbalken bzw. Kehlschichbalken (Abb. 117), der den von dem Sparren erzeugten Schub sicher

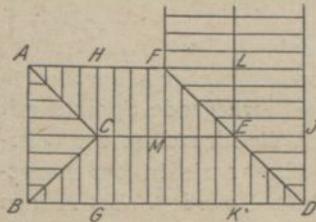


Abb. 116.

aufnimmt. Deshalb wird der letztere mit den zunächstliegenden durchgehenden Deckenbalken durch Schwalbenschwanzblatt, erforderlichenfalls auch durch eiserne Laschen verbunden. Die Schiftsparren werden an den Gratsparren, der einen fünfeckigen Querschnitt erhält, stumpf angelehnt und vernagelt (Abb. 118.). Auf den Kehlsparren werden sie dagegen aufgeklaut (Abb. 119), wobei der erstere rechteckigen Querschnitt

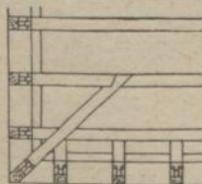


Abb. 117.

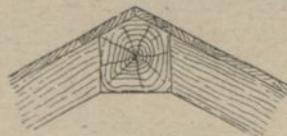


Abb. 118.

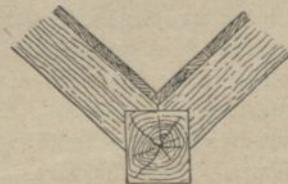


Abb. 119.

aufnimmt. Deshalb wird der letztere mit den zunächstliegenden durchgehenden Deckenbalken durch Schwalbenschwanzblatt, erforderlichenfalls auch durch eiserne Laschen verbunden. Die Schiftsparren werden an den Gratsparren, der einen fünfeckigen Querschnitt erhält, stumpf angelehnt und vernagelt (Abb. 118.). Auf den Kehlsparren werden sie dagegen aufgeklaut (Abb. 119), wobei der erstere rechteckigen Querschnitt

behalten kann. Der Anfallspunkt wird am besten so ausgebildet, daß nicht sämtliche Schiff- und Gratsparren dort zusammenlaufen, da sonst die Konstruktion verwickelt wird. Bei der Lösung nach Abb. 120 sind die Schiffsparren so verteilt, daß nur die beiden Gratsparren stumpf voneinanderstoßen. In Abb. 121 ist der Mittelsparren des Walms, der sogen. Mittelschifter, gegen einen kurzen Wechsel gestoßen. Eine andere Ausführung zeigt Abb. 122. Die Firstpfette ragt hier etwas über den Anfallspunkt hinaus und bildet das Auflager für die Gratsparren. Das

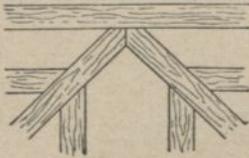


Abb. 120.

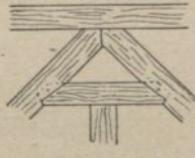


Abb. 121.

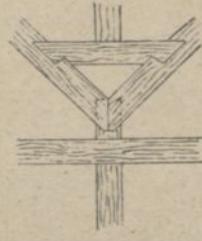


Abb. 122.

letzte normale Sparrenpaar ist deshalb vom Anfallspunkt etwas zurückgerückt. Der Mittelschifter stößt wieder gegen einen kurzen Wechsel zwischen den Gratsparren. Die Ausbildung des Stoßpunktes *E* (Abb. 116) von Grat- und Kehlsparren bietet keine Schwierigkeiten. Die Firstpfette nimmt die oberen Enden beider Sparren auf.

Die Sparren sind als schrägliegende Balken mit der Stützweite *l* zu berechnen (Abb. 123). Sie werden gleichmäßig durch Eigengewicht, Schnee und Wind belastet, und zwar wirken Eigengewicht und Schnee lotrecht, während der Wind senkrecht zur Dachfläche (s. S. 69) anzunehmen ist.

Bezeichnet $q = g + s$ die Belastung infolge Eigengewicht und Schnee auf 1 m Sparrenlänge, w die Belastung infolge Wind auf 1 m Sparrenlänge, a den Abstand der Sparren, ist ferner α der Neigungswinkel des Daches, so läßt sich q zerlegen in die Seitenkräfte (Abb. 123)

$$q_1 = q \cos \alpha \text{ senkrecht zur Dachfläche,}$$

$$q_2 = q \sin \alpha \text{ in der Dachfläche.}$$

Die letztere Seitenkraft kann als Achsialkraft vernachlässigt werden, da sie nur geringe Beanspruchungen in den Sparren hervorruft. Nach früherem beträgt die Windbelastung senkrecht zur Dachfläche $w = w_0 \sin^2 \alpha \cdot a$, worin $w_0 = 125$ bzw. 150 kg/qm zu setzen ist.

Der Sparren wird somit senkrecht zur Dachfläche durch $w + q_1$ gleichmäßig belastet, und es ist

$$M_{g+s+w} = \frac{(w + q_1) l^2}{8}$$

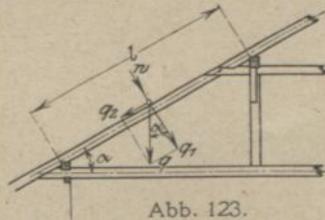


Abb. 123.

Ist außerdem eine Einzellast P in der Mitte zu berücksichtigen¹⁾, so ergibt sich auf ähnliche Weise (Abb. 124) $P_1 = P \cos \alpha$ als Belastung des Balkens von der Stützweite l (in der Schrägen gemessen), während

$P_2 = P \sin \alpha$ als Achsialkraft wieder vernachlässigt werden kann.

Somit ist

$$M_P = \frac{P_1 l}{4}$$

Beispiel 1. Die Sparren für ein unter 45° geneigtes, mit holländischen

Pfannen eingedecktes Dach sind zu berechnen. Der Abstand der Pfetten ist im Grundriß gemessen $l_1 = 3,2$ m (Abb. 125), und der Abstand der Sparren ist angenommen zu $a = 0,9$ m.

$$\text{Stützweite } l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{3,2}{0,707} = 4,53 \text{ m.}$$

a) Vollbelastung (Eigengewicht und Schnee).

Belastung für 1 qm Dachfläche:

Pfannen einschl. Latten und Sparren 80 kg/qm

Schnee . $50 \cdot \cos \alpha = 50 \cdot 0,707 = 35$ „

Gesamtlast 115 kg/qm.

$$q = g + s = 115 \cdot 0,9 = 104 \text{ kg/m,}$$

$$q_1 = q \cos \alpha = 104 \cdot 0,707 = 74 \text{ kg/m,}$$

$$q_2 = q \sin \alpha = 104 \cdot 0,707 = 74 \text{ kg/m,}$$

$$w = 125 \sin^2 \alpha \cdot 0,9 = 62 \cdot 0,9 = 56 \text{ kg/m,}$$

$$q_1 + w = 74 + 56 = 130 \text{ kg/m} = 0,13 \text{ t/m.}$$

$$M = \frac{0,13 \cdot 4,53^2}{8} = 0,334 \text{ mt,}$$

$$N = 74 \cdot 4,53 = 336 \text{ kg,}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{33400}{100} = 334 \text{ cm}^3.$$

Verwendet 12/14 cm mit

$$W_x = 392 \text{ cm}^3,$$

$$F = 168 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{33400}{392} = 85 \text{ kg/qcm.}$$

¹⁾ Für alle Dächer ist in der Mitte der einzelnen Pfetten, Sparren oder Sprosseneisen, sofern die auf sie wirkende Wind- und Schneelast weniger als 200 kg beträgt, unter Außerachtlassung dieses Schnee- und Winddruckes eine Nutzlast von 100 kg anzunehmen für Personen, die das Dach bei Reinigungs- und Wiederherstellungsarbeiten betreten. Ein Gleiches gilt für die Dachhaut, soweit ein Betreten dieser überhaupt in Frage kommen kann (min. Best. C. a) Nr. 9).

Berücksichtigt man die Achsialkraft N , so würde sich die Beanspruchung erhöhen um

$$\sigma_N = \frac{336}{186} = 2 \text{ kg/qcm,}$$

und es würde sein

$$\sigma_{\max} = 85 + 2 = 87 \text{ kg/qcm.}$$

Es zeigt sich somit, wie gering der Einfluß der Achsialkraft ist.

b) Eigengewicht und Einzellast $P = 100 \text{ kg}$.

Eigengewicht für 1 qm Dachfläche (s. vorher) 80 kg/qm

$$q = 80 \cdot 0,9 = 72 \text{ kg/m,}$$

$$q_1 = q \cos \alpha = 72 \cdot 0,707 = 51 \text{ kg/m,}$$

$$q_2 = q \sin \alpha = 72 \cdot 0,707 = 51 \text{ kg/m.}$$

Einzellast $P = 100 \text{ kg}$ in der Mitte

$$P_1 = P \cos \alpha = 100 \cdot 0,707 = 71 \text{ kg,}$$

$$P_2 = P \sin \alpha = 100 \cdot 0,707 = 71 \text{ kg,}$$

$$M = \frac{0,051 \cdot 4,53^2}{8} + \frac{0,071 \cdot 4,53}{4} = 0,131 + 0,081 = 0,212 \text{ mt.}$$

Das Biegemoment ergibt sich hiernach kleiner als bei Vollbelastung und kommt für die Querschnittsbemessung somit nicht in Frage.

Bei Dachneigungen unter 25° genügt es, die Belastung für 1 qm Grundfläche einzuführen. Der Winddruck wird gleichfalls auf 1 qm Grundfläche bezogen, während seine wagerechte Seitenkraft vernachlässigt werden kann (s. S. 68).

Beispiel 2. Für ein Doppeldach in der Neigung 1:2,5 ($\alpha = 22^\circ$) sind die Sparren zu berechnen. Der Pfettenabstand sei wie im vorigen Beispiel $l = 3,2 \text{ m}$, der Sparrenabstand wieder $\alpha = 0,9 \text{ m}$.

$$\sin \alpha = 0,375 \quad \cos \alpha = 0,927.$$

a) Vollbelastung (Eigengewicht, Schnee und Wind).

Belastung für 1 qm Grundfläche:

$$\text{Dachdeckung einschl. Latten und Sparren } \frac{95}{\cos \alpha} = 103 \text{ kg/qm}$$

$$\text{Schnee } \dots \dots \dots = 73 \text{ kg/qm}$$

$$\text{Wind } 125 \cdot \sin^2 \alpha \dots \dots \dots = 18 \text{ „}$$

$$\text{Gesamtlast } 194 \text{ kg/qm.}$$

$$q = 194 \cdot 0,9 = 175 \text{ kg/m,}$$

$$M = \frac{0,175 \cdot 3,2^2}{8} = 0,224 \text{ mt,}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{22400}{100} = 224 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 10/12 cm mit $W = 240 \text{ cm}^3$.

b) Eigengewicht und Einzellast $P = 100$ kg.

Eigengewicht für 1 qm Grundfläche (s. vorher) 103 kg/qm

$$q = 103 \cdot 0,9 = 93 \text{ kg/m}$$

Einzellast $P = 100$ kg

$$M = \frac{0,093 \cdot 3,2^2}{8} + \frac{0,1 \cdot 3,2}{4} = 0,119 + 0,08 = 0,199 \text{ mt.}$$

Die genaue Berechnung der Sparren für die schräge Stützweite ergibt:

$$l = \frac{3,2}{\cos \alpha} = \frac{3,2}{0,927} = 3,45 \text{ m.}$$

a) Vollbelastung.

Belastung für 1 qm Dachfläche:

Dacheindeckung einschl. Latten und Sparren . . . = 95 kg/qm

Schnee $73 \cdot \cos \alpha = 73 \cdot 0,927$ = 68 „

Gesamtlast 163 kg/qm.

$$q = 163 \cdot 0,9 = 147 \text{ kg/m,}$$

$$q_1 = q \cos \alpha = 147 \cdot 0,972 = 143 \text{ kg/m,}$$

$$w = 125 \sin^2 \alpha \cdot 0,9 = 18 \cdot 0,9 = 16 \text{ kg/m,}$$

$$q_1 + w = 143 + 16 = 159 \text{ kg/m,}$$

$$M = \frac{0,159 \cdot 3,45^2}{8} = 0,237 \text{ mt,}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{23\,700}{100} = 237 \text{ cm}^3.$$

b) erübrigt sich.

Es ist somit der gleiche Querschnitt $\square 10/12$ wie vorher ausreichend.

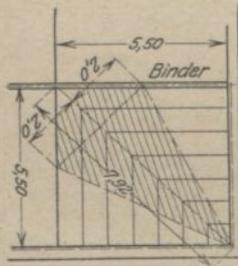


Abb. 126.

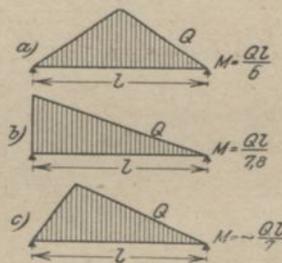


Abb. 127.

Beispiel 3. Die Gratsparren eines in der Neigung 1:8 abgewalmten Daches (Abb. 126) sind zu berechnen. Die Breite der Walmdfläche bis Innenkante Umfassungsmauer beträgt im Grundriß 5,50 m. Die Stützweite des Gratsparrens ergibt sich zu

$$l = \frac{5,50 + 0,10}{\cos 45^\circ} = \frac{5,60}{0,707} = 7,92 \text{ m.}$$

a) Vollbelastung.

Die Belastung von Dacheindeckung und Schnee wirkt auf den Gratsparren als Dreiecklast und beträgt (Abb. 126)

Doppelpappdach einschließlich Sparren	55 kg/qm
Schnee	75 „
	Gesamtlast 130 kg/qm.

$$\text{Dreiecklast } Q = 2 \cdot 0,13 \cdot 7,92 \cdot \frac{2,0}{2} = 2,06 \text{ t.}$$

Das Moment kann unter Berücksichtigung der Belastungsfälle (Abb. 127a u. b) mit $M = \frac{Ql}{6}$ und $M = \frac{Ql}{7,8}$ genügend genau etwa gleich dem

Mittel, also zu $M = \frac{Ql}{7}$ (Abb. 127c), angenommen werden; somit ist

$$M = \frac{2,06 \cdot 7,92}{7} = 2,33 \text{ mt.}$$

$$W_{\text{ert}} = \frac{233\,000}{100} = 2330 \text{ cm}^3.$$

Verwendet \square 22/26 cm mit $W_x = 2479 \text{ cm}^3$.

b) Belastung durch Eigengewicht und Einzellast $P = 100 \text{ kg}$.
Eigengewicht für 1 qm Grundfläche (s. vorher) 55 kg/qm

$$\text{Dreiecklast } Q = 2 \cdot 0,055 \cdot 7,92 \cdot \frac{2,0}{2} = 0,87 \text{ t.}$$

Einzellast $P = 100 \text{ kg}$.

$$M = \frac{0,87 \cdot 7,92}{7} + \frac{0,1 \cdot 7,92}{4} = 0,985 + 0,20 = 1,185 \text{ mt.}$$

Dieser Fall ist günstiger

II. Pfetten.

Die Pfetten dienen zur Unterstützung der Sparren, wenn solche vorhanden sind, oder sie nehmen, ohne die letzteren, unmittelbar die Lattung oder Schalung für das Deckungsmaterial auf. Da sie parallel zum Dachfirst laufen, bilden sie, wie bereits Seite 63 erwähnt, auch einen Längsverband für die ganze Dachkonstruktion, indem sie die Binder gegeneinander absteifen. Eine Achse des Pfettenquerschnitts steht entweder lotrecht oder sie steht senkrecht zur Dachneigung. Je nach der Lage der Pfetten unterscheidet man entweder Zwischenpfetten (Abb. 112 und 114), Firstpfetten (Abb. 115) und Traufpfetten (Abb. 113); die letzteren heißen auch Sattelschwellen. Die Befestigung der Pfetten auf dem Dachbinder richtet sich nach der Art des letzteren. Steht die Pfette lotrecht, so ist sie entweder auf ein wagerechtes Holz aufgekämmt (Abb. 112 und 113) oder sie ruht auf einem Stiel, der mittels Zapfen in die Pfette eingreift (Abb. 114 und 115). Diese Anordnung

kommt in erster Linie bei den stehenden Dachstühlen (s. später) vor. Vielfach werden die Pfetten noch durch Kopfbänder oder Büge unterstützt, die zugleich einen weiteren Bestandteil des Längsverbandes darstellen, da sie umgekehrt lotrechte oder schräge Hölzer gegen die Pfette absteifen.

Die Pfette wird schräg gelegt, wenn sie auf eine Strebe (z. B. beim liegenden Dachstuhl) aufgekämmt wird. Abb. 128 zeigt eine Mittelpfette, die in die Strebe und Zange eingelassen ist. Ist der Firstwinkel ein rechter

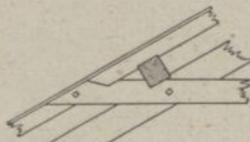


Abb. 128.

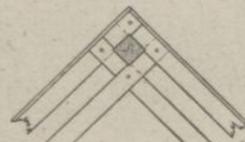


Abb. 129.

(Abb. 129), so läßt man die Firstpfette etwa 3 cm in die Streben und Sparren ein, die unter sich verblattet und verbolzt werden. Die Pfette ist hierdurch auch gegen Drehung gesichert. Tragen die Pfetten unmittelbar die Lattung oder Schalung, fehlen also die Sparren (Abb. 130), so sind sie bei steilen Dächern durch Knaggen, die eingelassen und genagelt werden (Abb. 130a), gegen Abgleiten zu sichern oder sie werden durch Schraubenbolzen befestigt (Abb. 130b). Der Pfettenabstand beträgt hier etwa 1 m. Zuweilen empfiehlt es sich, die Pfetten mit einem oder zwei Winkeln nach Abb. 131 zu befestigen. Das letztere ist insbesondere der Fall, wenn die Pfetten Kopfbänder haben und über den Bindern gestoßen sind. Wenn die Sparrenlänge über den Zwischenpfetten nicht mehr wie 2,5 m beträgt, kann die Firstpfette fehlen. Die gegenüberliegenden Sparren, die mittels Scherzapfen

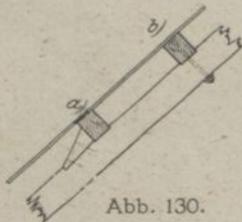


Abb. 130.

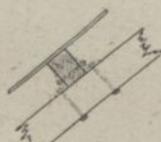


Abb. 131.

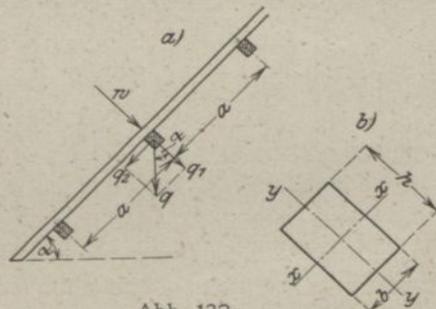


Abb. 132.

miteinander verbunden sind (s. S. 36), stützen sich dann gegenseitig.

Da die Belastung der Pfetten nach zwei Richtungen, nämlich lotrecht (Eigengewicht, Schnee- und Einzellast) und senkrecht zur Dachfläche (Wind), wirkt, ist ihre Beanspruchung eine zusammengesetzte. Die Berechnung erfolgt in der Weise, daß die Lasten nach den beiden Hauptachsen des Rechtecksquerschnitts zerlegt und für jede Belastung die Beanspruchung bestimmt wird.

Stehen die Pfetten senkrecht zur Dachfläche (Abb. 132), so ist die Eigen- und Schneelast $q = g + s$ zu zerlegen in

$$q_1 = q \cos \alpha,$$

$$q_2 = q \sin \alpha,$$

zu q_1 kommt noch der Winddruck w . Bezeichnet nun

M_x das Angriffsmoment für die x -Achse (Abb. 132b),

M_y das Angriffsmoment für die y -Achse,

ferner W_x und W_y die zugehörigen Widerstandsmomente, so wird die größte Beanspruchung der Pfette

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1}{W_x} \left(M_x + M_y \cdot \frac{W_x}{W_y} \right);$$

wird $\frac{W_x}{W_y} = c$ gesetzt, so ist

$$\sigma = \frac{1}{W_x} (M_x + c \cdot M_y),$$

und das erforderliche Widerstandsmoment ergibt sich zu

$$W_x = \frac{M_x + c \cdot M_y}{\sigma}.$$

Für das Rechteck ist

$$c = \frac{b h^2}{h b^2} = \frac{h}{b}.$$

Die größte Tragfähigkeit wird erreicht, wenn

$$c = \frac{h}{b} = \frac{7}{5} = 1,4 \text{ ist,}$$

somit wird

$$W_{x \text{ erf}} = \frac{M_x + 1,4 M_y}{\sigma},$$

worin $\sigma = k_b$ = der zulässigen Beanspruchung auf Biegung zu setzen ist.

Stehen die Pfetten lotrecht (Abb. 133), so bezieht man die Belastung am besten auf 1 qm Grundfläche. Der Winddruck ist dann in seine lotrechte und wagerechte Seitenkraft zu zerlegen.

Die Beanspruchung der Pfetten wird nun wie vorher

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y},$$

woraus

$$W_{x \text{ erf}} = \frac{M_x + 1,4 M_y}{k_b}.$$

Bei Dachneigungen unter 25° genügt es auch hier, nur die Belastung für 1 qm Grundfläche einzuführen (vgl. S. 68), während die wagerechte Seitenkraft des Windes vernachlässigt werden kann.

Beispiel 1. Für ein unter 45° geneigtes Pfannendach (s. Beispiel S. 76) sind die Pfetten zu berechnen. Die letzteren stehen senkrecht zur Dachfläche und besitzen einen Abstand (in der Schrägen gemessen) von $a = 2,0$ m. Der Binderabstand, gleich der Pfettenstützweite, beträgt $l = 5,0$ m.

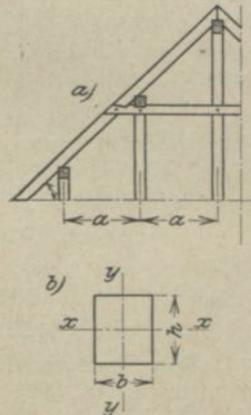


Abb. 133.

Vollbelastung.

Belastung für 1 qm Dachfläche:

Pfannendach einschl. Latten und Sparren . . .	80 kg/qm
Pfetten	10 „
Schnee $50 \cos \alpha = 50 \cdot 0,707$	35 „
<u>Gesamtlast 125 kg/qm</u>	

$$q = 125 \cdot 2,0 = 250 \text{ kg/qm}$$

$$q_1 = q \cos \alpha = 250 \cdot 0,707 = 177 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = q \sin \alpha = 250 \cdot 0,707 = 177 \text{ kg/m}$$

$$w = 125 \sin^2 \alpha \cdot 2,0 = 62 \cdot 2,0 = 124 \text{ kg/m}$$

$$q_1 + w = 177 + 124 = 301 \text{ kg/m.}$$

$$M_x = \frac{0,301 \cdot 5,0^2}{8} = 0,940 \text{ mt}$$

$$M_y = \frac{0,177 \cdot 5,0^2}{8} = 0,553 \text{ mt}$$

$$W_{x \text{ erf}} = \frac{M_x + 1,4 M_y}{k_b} = \frac{94000 + 1,4 \cdot 55300}{100} = 1715 \text{ cm}^3.$$

Verwendet 18/24 cm

$$\text{mit } W_x = 1728 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 1296 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{94000}{1728} + \frac{55300}{1296} = 54 + 43 = 97 \text{ kg/qcm.}$$

Für Eigengewicht und Einzellast ergeben sich kleinere Momente.

Beispiel 2. Bei dem in Beispiel 1 behandelten Dach mögen nun die Pfetten lotrecht stehen. Da die Belastung auf die Grundfläche bezogen wird, ist der wagerechte Pfettenabstand erforderlich; er beträgt $a = 2,0 \cdot \cos \alpha = 2,0 \cdot 0,707 = 1,414 \text{ m}$.

Belastung für 1 qm Grundfläche:

Pfannendacheinschl. Latten, Sparren u. Pfetten	$\frac{90}{\cos \alpha} = \frac{90}{0,707} = 127 \text{ kg/qm}$
Schnee	50 „
Wind $125 \cdot \sin^2 \alpha$	62 „
<u>Gesamtlast 239 kg/qm</u>	

$$q = 239 \cdot 1,414 = 337 \text{ kg/m.}$$

Wagerechte Seitenkraft des Windes, auf die Grundfläche bezogen.

$$w_h = 125 \sin^2 \alpha \cdot \text{tg } \alpha \cdot 1,414 = 62 \cdot 1,414 = 88 \text{ kg/m.}$$

$$M_x = \frac{0,337 \cdot 5,0^2}{8} = 1,05 \text{ mt}$$

$$M_y = \frac{0,088 \cdot 5,0^2}{8} = 0,275 \text{ mt}$$

$$W_{x \text{ erf}} = \frac{105000 + 1,4 \cdot 27500}{100} = 1435 \text{ cm}^3.$$

Verwendet \square 18/22 cm

mit $W_x = 1452 \text{ cm}^3$

$W_y = 1188 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{105\,000}{1452} + \frac{27\,500}{1188} = 72 + 23 = 95 \text{ kg/qcm.}$$

Wie die beiden letzten Beispiele zeigen, ist es bei der vorhandenen Dachneigung wirtschaftlicher, die Pfetten lotrecht zu stellen.

Um zu große Pfettenquerschnitte zu vermeiden, werden häufig Kopfbänder, gewöhnlich unter 45° , angeordnet (Abb. 134). Hierdurch wird die Stützweite der Pfetten verkürzt, da diese durch die Kopfbänder gegen die Stützen oder Binder abgestrebt werden. Die Stärke der Kopfbänder beträgt je nach dem Binderabstand (von 3,5 bis 5 m) etwa 10/10 bis 13/13 bei einer Kopfbandhöhe von 0,7 bis 1 m. Bei diesen Abmessungen ist ein statischer Nachweis für die Kopfbänder in der Regel nicht erforderlich, während sich über 5 m Binderabstand ein solcher empfiehlt.

Wie bereits S. 63 erwähnt, werden Kopfbänder auch zur Erzielung eines Längsverbandes eingefügt. Ist dies ausschließlich ihr Zweck, so brauchen sie natürlich nicht unter sämtlichen Pfetten, sondern nur dort, wo sie sich am zweckmäßigsten erweisen, angebracht zu werden.

Wie schon gesagt, müssen die Pfetten über den Bindern, wo sie gewöhnlich gestoßen sind, gegen Abheben gesichert sein. Am besten wird dies durch Winkel (Abb. 131) erreicht, die mit den beiden Pfettenenden einerseits und mit dem Bindergurt andererseits verbolzt sind.

Als Stützweite ist statt des Binderabstandes l die Entfernung der Kopfbändermitten l_1 (Abb. 134) einzuführen.

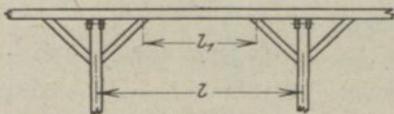


Abb. 134.

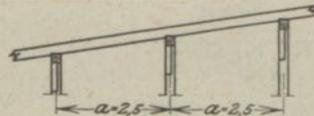


Abb. 135.

Beispiel 3. Für ein unter 1:10 ($\alpha = \text{rd. } 6^\circ$) geneigtes Doppelpappdach sind die Pfetten zu berechnen. Der Binderabstand beträgt $l = 6,0 \text{ m}$, der Pfettenabstand $a = 2,5 \text{ m}$ (Abb. 135). Die Pfetten sollen mit Kopfbändern von 1 m Höhe versehen werden.

a) Vollbelastung.

Belastung für 1 qm Grundfläche:

Doppelpappdach einschl. Sparren	55 kg/qm
Pfetten	10 „
Schnee	75 „
Gesamtlast	140 kg/qm

$$q = 140 \cdot 2,5 = 350 \text{ kg/m.}$$

Durch die Kopfbänder wird die Stützweite um je 1 m beiderseitig verringert, so daß $l_1 = 6,0 - 2,0 = 4,0$ m wird

$$M = \frac{0,35 \cdot 4,0^2}{8} = 0,70 \text{ mt}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{70000}{100} = 700 \text{ cm}^3.$$

Verwendet □ 14/18 mit $W = 756 \text{ cm}^3$.

b) Belastung durch Eigengewicht und Einzellast $P = 100$ kg.

Eigengewicht für 1 qm Grundfläche (s. vorher) $55 + 10 = 65 \text{ kg/qm}$

$$q = 65 \cdot 2,5 = 163 \text{ kg/m}$$

Einzellast $P = 100$ kg

$$M = \frac{0,163 \cdot 4,0^2}{8} + \frac{0,1 \cdot 4,0}{4} = 0,326 + 0,10 = 0,426 \text{ mt.}$$

Bei der geringen Dachneigung können die Lasten der Dachflächen unmittelbar als Belastung für die Grundfläche eingeführt werden. Winddruck kommt nicht mehr in Frage.

Die unter 45° geneigten Kopfbänder (Abb. 136) erhalten durch Vollbelastung die Last

$$P = 0,35 \cdot (2,0 + 0,5) = 0,88 \text{ t,}$$

durch Eigengewicht und Einzellast

$$P' = 0,163 \cdot (2,0 + 0,5) + 0,1 = 0,41 + 0,10 = 0,51 \text{ t,}$$

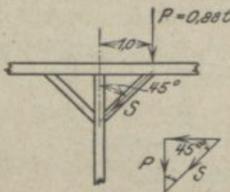


Abb. 136.

$$\text{Strebendruck } S = \frac{P}{\sin 45^\circ} = \frac{0,88}{0,707} = 1,24 \text{ t,}$$

$$\text{Länge } l = 1,41 \text{ m}$$

$$J_{\text{erf}} = 80 \cdot 1,24 \cdot 1,41^2 = 199 \text{ cm}^4.$$

Verwendet □ 10/10 mit $J_x = J_y = 833 \text{ cm}^4$.

Da flache Doppelpappdächer mit Pfetten in Abständen von 0,75 bis 1,10 m, die unmittelbar Schalung und Pappdecke tragen, insbesondere bei Hallenbauten, sehr häufig vorkommen, sind in der nachstehenden Tabelle die zulässigen Stützweiten für die üblichen Balkenquerschnitte berechnet, so daß sich aus dieser Tabelle der erforderliche Querschnitt sofort entnehmen läßt. Die Tabelle ist unter gleichen Verhältnissen auch für Sparren verwendbar.

Sparren- und Pfettentabelle.

Zulässige Stützweite (in cm) bei flachen Dächern (Neigung $\leq 1:5$;
 $\alpha = \text{rd. } 12^\circ$).

a) Doppelpappdach $55 \text{ kg/qm} + \text{Schnee } 75 \text{ kg/qm} = 130 \text{ kg/qm}$
Gesamtbelastung. b) Doppelpappdach 55 kg/qm und Einzellast $P = 100 \text{ kg}$.

Querschnitt cm	Abstand in m								W_x cm ³
	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	
8/10	a)330	320	310	302	293	286	279	273	133 ¹⁾
	b)321	315	309	304	299	294	290	286	
10/10	370	358	347	338	329	320	313	305	167
12/12	444	429	417	405	394	384	375	266	240
10/13	481	465	452	439	427	416	406	397	282
10/14	518	501	486	473	460	448	438	427	327
10/15	555	537	521	506	493	480	468	457	365
10/16	592	573	556	540	525	512	500	488	427
12/14	567	549	533	517	504	491	479	468	392
12/15	607	588	570	555	540	526	513	501	450
12/16	648	627	608	592	576	561	548	535	512
12/18	730	706	684	666	648	631	616	602	648
13/15	632	612	593	577	561	547	534	522	487
13/16	675	643	633	616	599	584	570	557	555
13/20	758	735	712	693	674	657	641	626	702
13/18	758	735	712	693	674	657	641	626	702
13/20	843	816	792	770	749	730	712	696	867
14/20	875	847	821	798	777	758	739	722	933

Rechnungsgang:

$$a) M = \frac{q l^2}{8} = k_b \cdot W \quad (k_b = 100 \text{ kg/qcm});$$

bei 1,0 m Abstand

$$k_b W = \frac{1,3 l^2}{8}, \quad \text{hieraus } l = \sqrt{\frac{8 k_b W}{1,3}} = \sqrt{615 W}.$$

$$b) M = \frac{q l^2}{8} + \frac{0,1 l}{4}; \quad \text{bei 1,0 Abstand ist } k_b W = \frac{0,55 l^2}{8} + \frac{100 l}{4} \quad \text{oder}$$

$$0,0688 l^2 + 25 l - 100 W = 0,$$

$$\text{hieraus } l = -182 + \sqrt{182^2 + 1455 W},$$

z. B. für Querschnitt 8/10 mit $W_x = 133$ ergibt sich

$$\text{nach a) } l = \sqrt{615 \cdot 133} = 286 \text{ cm,}$$

$$\text{nach b) } l = -182 + \sqrt{182^2 + 1455 \cdot 133} = 294 \text{ cm.}$$

Der gleiche Zweck wie durch Einfügung von Kopfbändern wird auch durch Anordnung von Gelenkpfetten (Gerberpfetten) erreicht.

¹⁾ Die Tabelle zeigt, daß die Belastungsart b (Eigengewicht und Einzelast $P = 100 \text{ kg}$) nur für ganz kleine Spannweiten (Querschnitt 8/10) ungünstiger ist als Belastungsart a (Eigengewicht und Schnee).

Der Gerberträger (Abb. 137 u. 137a) besteht aus Kragträgern AB und Zwischen- oder Koppelträgern CD , die zwischen den Kragträger (in den Gelenkpunkten) eingehängt werden.

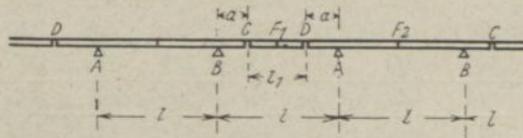


Abb. 137.

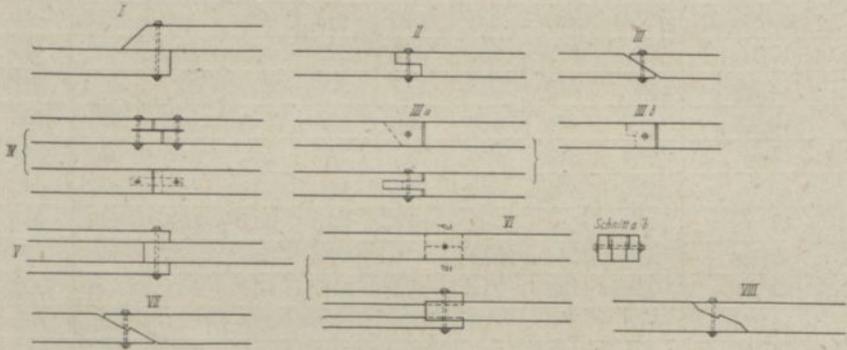


Abb. 137 a. Verschiedene Anordnungen von Gerbergelenken für Gelenkpfetten.

Die Gelenkpunkte, d. h. ihre Abstände a von den Stützen, müssen so angeordnet werden, daß die Stützen- und Feldmomente gleich werden, also $M_A = M_{F_1} = M_{F_2}$.

Setzt man zunächst $M_A = M_{F_1}$,

so ergibt sich mit der gleichmäßigen Belastung q auf 1 m Trägerlänge

$$\frac{q l_1}{2} \cdot a + \frac{q a^2}{2} = \frac{q l_1^2}{8}$$

hieraus
$$a^2 + l_1 a - \frac{l_1^2}{4} = 0$$

$$a = -\frac{l_1}{2} \pm \sqrt{\frac{l_1^2}{4} + \frac{l_1^2}{4}}$$

$$a = 0,207 l_1 \quad (-1,207 l_1)$$

damit wird, da $l_1 = l - 2a$

$$a = 0,146 l$$

$$l_1 = l - 2 \cdot 0,146 l = 0,708 l$$

$$M_A = \frac{q \cdot 0,708 l}{2} (0,146 l) + \frac{q (0,146 l)^2}{2}$$

$$= 0,0625 q l^2 = \frac{q l^2}{16} = M_{F_1}$$

$$M_{F_2} = \frac{q l^2}{8} - M_A = \frac{q l^2}{16}$$

Das Moment ist somit halb so groß wie für den einfachen Balken von der Stützweite l , was eine erhebliche Materialersparnis bedeutet.

Die verschiedenen Anordnungen der Gelenkpfetten zeigen Abb. 138 bis 143. Für die Längen der Kragarme und Größen der Maximalmomente sind nachstehende Formeln maßgebend¹⁾.

I. Zwei Felder (Abb. 138).

$$x_1 = 0,1716$$

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0,0858 q l^2.$$

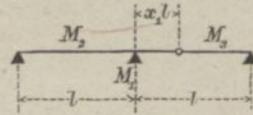


Abb. 138.

II. Drei Felder.

Anordnung a (Abb. 139).

$$x_2 = 0,22$$

$$M_1 = M_2 = 0,0858 q l^2$$

$$M_3 = 0,0392 q l^2.$$

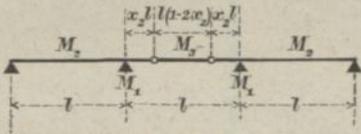


Abb. 139.

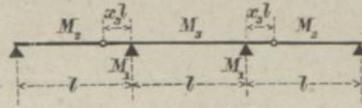


Abb. 140.

Anordnung b (Abb. 140).

a) $M_1 = M_3:$ $x_3 = 0,125$

$$M_1 = M_3 = 0,0625 q l^2 \left(= \frac{q l^2}{16} \right)$$

$$M_2 = 0,0957 q l^2$$

β) $M_1 = M_2:$ $x_3 = 0,1716$

$$M_1 = M_2 = 0,0858 q l^2$$

$$M_3 = 0,0392 q l^2$$



Abb. 141.

III. Mehr als drei Felder.

1. Feldzahl ungerade.

Anordnung a (Abb. 141).

$$x_4 = 0,125$$

$$x_5 = 0,1465$$

$$M_1 = M_5 = M_2 = M_7 = M_3 = M_6 = 0,0625 q l^2 \left(= \frac{q l^2}{16} \right)$$

$$M_4 = 0,0957 q l^2.$$

¹⁾ Nach Boerner. Statische Tabellen. 7. Aufl. Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 114—116.

Anordnung b (Abb. 142).

$$x_6 = 0,2035$$

$$x_7 = 0,157$$

$$x_8 = 0,1465$$

$$M_4 = M_1 = 0,0957 q l^2$$

$$M_2 = M_6 = M_3 = 0,0625 q l^2 \left(= \frac{q l^2}{16} \right)$$

$$M_5 = 0,05112 q l^2$$

$$M_7 = 0,0625 q l^2 \left(\frac{q l^2}{16} \right).$$

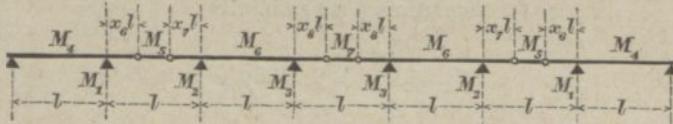


Abb. 142.



Abb. 143.

2. Feldzahl gerade (Abb. 143).

$$x_9 = x_6 = 0,2035$$

$$x_{10} = x_7 = 0,157$$

$$x_{11} = x_8 = 0,1465$$

$$x_{12} = x_4 = 0,125$$

$$M_4 = M_1 = 0,0957 q l^2$$

$$M_2 = M_6 = M_3 = M_7 = 0,0625 q l^2 \left(= \frac{q l^2}{16} \right)$$

$$M_5 = 0,05112 q l^2.$$

H. Binder mit Stütz- und Hängkonstruktionen.

I. Stuhlbinder (Dachstühle).

Setzt man zunächst Satteldächer, also allgemein Dächer mit zwei geraden Dachflächen, voraus, so stellt Abb. 144 einen Dachbinder einfachster Art dar, der bei Kleinhäusern bis $5\frac{1}{2}$ m Spannweite zur Verwendung gelangt¹⁾. Zwei Sparren AC und BC sind untereinander und mit dem wagerechten Balken AB verbunden, wodurch, wie bereits S. 73

¹⁾ Mühlfeld. Das Dachgefüge des Kleinhauses. Die Volkswohnung. 1921, S. 309.

erwähnt, sogen. Gebinde oder Gespärre entstehen, die so nahe aufgestellt werden müssen, daß sie unmittelbar die Lattung bzw. Schalung für die Dachdeckung aufnehmen können. Jeder Binder bildet für sich ein unverschiebliches Dreieck, und im Raume werden sie durch die Dachtafel und erforderlichenfalls noch durch Windrispen (s. später) standsicher gemacht. Ein solches Dach kann natürlich nur kleine Spannweiten bzw. Raumtiefen überdecken, da die beiden Sparren AC und BC

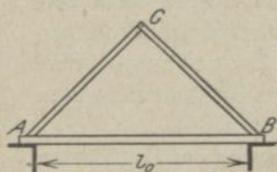


Abb. 144.

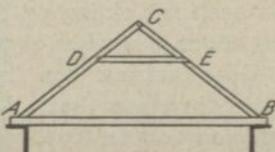


Abb. 145.

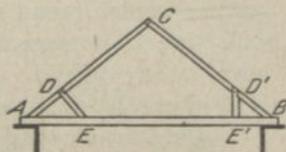


Abb. 146.

nur bis zu einer gewissen Länge tragfähig sind, d. h. noch durch Hölzer gebildet werden können, deren Querschnitt die üblichen Abmessungen nicht übersteigt, so daß die Ausführbarkeit wegen zu hoher Kosten in Frage gestellt wird. Eine Vergrößerung der Spannweite läßt sich durch Anordnung eines Riegels oder Kehlbalkens DE (Abb. 145), einer Strebe DE (Abb. 146 links) oder eines Pfostens $D'E'$ (Abb. 146 rechts) erzielen, da die Sparren hierdurch in einem Zwischenpunkt noch gestützt werden. Schließlich lassen sich beide Maßnahmen, Riegel und Streben bzw. Pfosten, vereinigen, wie sie bei steilen Dächern (Kirchendächern) vielfach ausgeführt sind. Um einen besseren Längsverband zu erzielen, werden in den Dachflächen noch sogen. Windrispen, Sturm- oder Schwebelatten angeordnet (Abb. 147), die eine Verschiebung der einzelnen Gebinde gegeneinander verhindern. Die zuletzt geschilderten

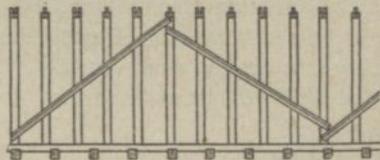
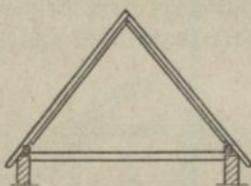


Abb. 147.

Anordnungen erfordern, da die Gebinde sehr nahe stehen, einen großen Holzverbrauch, sobald größere Spannweiten in Frage kommen, denn jedes Gebinde muß, damit es standfest wird, den angegebenen Querverband erhalten. Außerdem bekommen sämtliche Balken AB ungünstige Einzelbelastungen, so daß sie große Querschnitte erfordern. Schließlich reicht der Querverband bei größeren Spannweiten nicht mehr aus, um die Windkräfte, die eine einseitige Belastung darstellen, einwandfrei aufzunehmen, wodurch Sparren und Balken weitere ungünstige Biegemomente erhalten.

Erfahrungsgemäß ist der gesamte Stoffverbrauch geringer, wenn die Dachlasten mittels Haupttragwerken, den Dachbindern oder Bindern (s. S. 63), auf die Wände gebracht werden, während ihre Übermittlung auf die Binder durch leichtere Zwischenkonstruktionen, die Sparren, Pfetten oder Rähme, bewerkstelligt wird. Die Dachbinder werden gewöhnlich in Abständen von etwa 3 bis 6 m angeordnet. Ihre Entfernung ist im allgemeinen durch die Tragfähigkeit der Pfetten begrenzt. Bei Anwendung von Gerberpfetten kann der Binderabstand bis etwa 10 m vergrößert werden, wenn man noch mit einfachen Kanthölzern auskommen will. Die Zwischensparren bilden paarweise sogen. Zwischengebinde oder Leergebinde, im Gegensatz zu den bereits gekennzeichneten Hauptgebänden, Dachbindern oder kurz Bindern.

Die Dächer, bei denen die Pfetten die Übertragung der Dachlasten (Dachdeckung, Schnee und Wind) auf die Binder übernehmen, heißen Pfettendächer. Die Pfetten können, wie schon erwähnt, so nahe liegen (etwa 1 m), daß keine Sparren mehr nötig sind, da sie dann unmittelbar die Lattung oder Schalung für das Deckungsmaterial aufzunehmen in der Lage sind. Ob Sparren erforderlich sind oder nicht, hängt von der Ausbildung der Dachbinder ab, die man mit Vorliebe in den sogen. Knotenpunkten, d. h. an den Stellen, wo die Hölzer zusammenlaufen und verbunden sind, belastet; außerdem fehlt in den Zwischenpunkten oft die Gelegenheit, die Pfetten zweckmäßig zu lagern.

Die Unterstützung der Pfetten kann durch Pfosten, sogen. Bundpfosten, oder durch Streben erfolgen. Im ersteren Fall heißt der Dachstuhl ein stehender, im zweiten Fall ein liegender Dachstuhl. Einen stehenden Dachstuhl mit einfachem Stuhlpfosten zeigt Abb. 148. Der Stuhlpfosten unterstützt die Firstpfette oder Stuhlpfette und bildet mit ihr den einfach stehenden Stuhl, während sämtliche hintereinander stehenden Stuhlpfosten die sogen. Stuhlwand darstellen. Der Stuhlpfosten steht auf dem Dachbalken, der infolgedessen ungünstig belastet wird, da er in der Mitte eine Einzellast erhält. Durch Anordnung einer Stuhlschwelle unter dem Stuhlpfosten wird die Einzellast auf mehrere

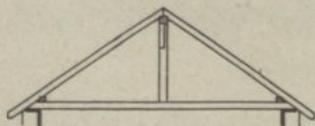


Abb. 148.



Abb. 149.

Dachbalken verteilt. Es empfiehlt sich, den Stuhlpfosten möglichst dahin zu stellen, wo eine Zwischenwand steht, wie es bei dem in Abb. 149 dargestellten Dach mit doppelt stehendem Stuhl der Fall ist. Bei diesem Dach fehlt die Firstpfette, die Zwischenpfetten liegen auf dem sogen. Kehlbalken, Spannriegel oder Brustriegel, der unmittelbar auf den Stuhlpfosten ruht, und in welchen die letzteren eingezapft sind. Dieses

Dach zeigt außerdem eine Drem pel-, Kniewand oder einen Kniestock, an welchem die Traufpfette durch Stiele unterstützt ist. Die Stuhlpfosten werden gegen Umkippen abgestrebt. Die Wandstiele sind weiter durch Zangen mit den Streben verbunden. In der Längsrichtung des Gebäudes sind die Stuhlpfosten gegen die Pfetten durch Kopfbänder oder Büge abgestrebt (vgl. auch Abb. 148), wodurch der Längsverband erzielt wird.

Bei dem liegenden Dachstuhl (Abb. 150 u. 151) werden die Pfetten, wie erwähnt, durch liegende Stuhlpfosten oder Streben unterstützt, die nach dem Balkenaufleger hin geführt sind. Es entstehen

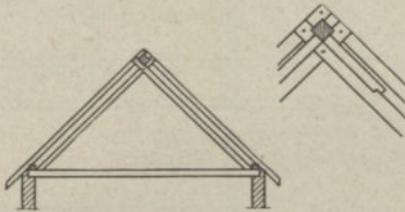


Abb. 150.

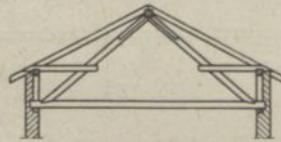


Abb. 151.

liegende Stuhlwände. Der Binderbalken wird durch die Streben fast gar nicht belastet, so daß diese Binderform, falls der Balken ganz frei liegt, der in Abb. 148 dargestellten, mit stehendem Stuhl, vorzuziehen ist. Bei der letzteren Anordnung ist außerdem der Dachraum freigehalten, also in seiner ganzen Breite benutzbar. Abb. 152 zeigt eine Vereinigung eines stehenden und liegenden Dachstuhls. Die beiden Stuhlpfosten stehen auf den Zwischenwänden und tragen einen Kehlbalken, der im Verein mit den Streben die Zwischenpfetten stützt. Der Querverband wird durch kurze Streben (Kopfbänder) und Zangen gebildet, während Kopfbänder mit den Pfetten den Längsverband bewirken.

Werden die Sparren nicht unmittelbar durch Pfetten unterstützt, sondern durch einen Kehlbalken, der auf einem oder mehreren sogen. Rahmenhölzern oder Rähmen ruht, so entsteht das Kehlbalkendach. Die Kehlbalkenlage dient häufig zur Aufnahme eines Fußbodens

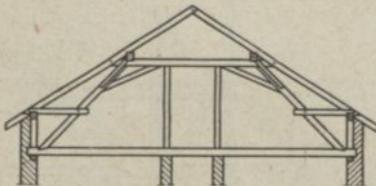


Abb. 152.

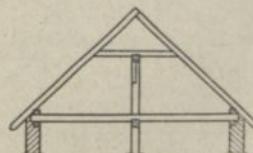


Abb. 153.

für den oberen Raum bzw. einer Decke zwecks Abschlusses des unteren Raumes. Da der Kehlbalken in jedem Gespärre vorhanden ist, so ergibt sich beim Kehlbalkendach ein größerer Holzverbrauch als beim Pfetten-dach. Ein Vorzug des ersteren liegt jedoch in der großen Quersteifigkeit jedes Gespärres. Bei kurzem Kehlbalken genügt ein einfach stehender Stuhl zur Unterstützung des ersteren (Abb. 153). Bei längerem Kehlbalken

balken werden zwei stehende Stuhlwände angeordnet (Abb. 154). Die Stuhlpfosten sind gegen die Rähme durch Kopfbänder abgesteift; ebenso können die Stuhlpfosten gegen den Kehlbalken abgestrebt werden, wodurch der Stuhl selbst standfest wird und zugleich ein guter Querverband entsteht. Abb. 155 zeigt eine ähnliche Anordnung, jedoch sind hier die Stuhlpfosten gegen die Deckenbalken abgestrebt. Bei dem in

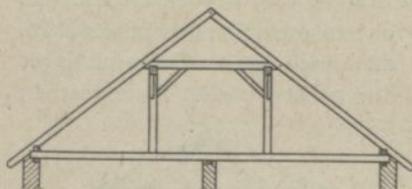


Abb. 154.



Abb. 155.

Abb. 156 dargestellten Kehlbalkendach ist eine Firstpfette vorhanden, die mittels eines Stuhlpfostens, der durch eine Zange mit den Sparren verbunden ist, auf dem Kehlbalken ruht. Ebenso könnte über dem Kehlbalken zur Unterstützung der Firstpfette ein einfaches Hängwerk angeordnet werden, welches die Pfettenlast auf die beiden Stuhlpfosten überträgt. In derselben Weise kann ferner ein dreifach stehender Stuhl zur Unterstützung des Kehlbalkens vorgesehen werden. Auch beim liegenden Dachstuhl können Kehlbalkendächer angeordnet werden. Sie werden jedoch wegen der Schwierigkeit der Ausführung und Ausbesserung, ferner wegen des großen Holzaufwandes nicht mehr hergestellt. Das Gesagte gilt zum Teil auch für das Kehlbalkendach mit stehendem Stuhl, so daß Kehlbalkendächer überhaupt als veraltet angesehen werden können.

Die beschriebenen Grundsätze für die Ausführung der Satteldächer, die zunächst vorausgesetzt wurden, gelten in der gleichen Weise für andere Dachformen, wie z. B. für Pultdächer, Mansardendächer usw. Die Pultdächer besitzen, wie bereits auf S. 61 erwähnt, nur eine Dachfläche,

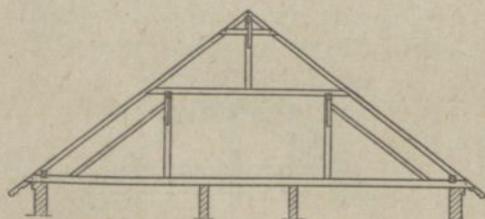


Abb. 156.

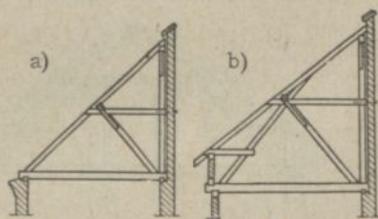


Abb. 157.

die sich meist gegen ein Nebengebäude lehnt, so daß sich eine unsymmetrische Dachkonstruktion ergibt. Um den Winddruck nicht unmittelbar auf die sogen. hohe Wand zu übertragen, wird vor diese eine Stuhlwand gestellt, über welche die Firstpfette läuft. Die Last der Mittelpfetten wird mittels Streben nach den Auflagern der Binderbalken in der hohen Wand geleitet (Abb. 157a und b). Die Mansardendächer (s. S. 61)

besitzen zwei gebrochene Dachflächen, entsprechend den Satteldächern, oder eine solche, entsprechend den Pultdächern. Jede Dachfläche hat also einen unteren steileren und einen oberen flacheren Teil. Durch diese Dachform sollen im unteren Teil des Daches Wohnungen oder irgend-

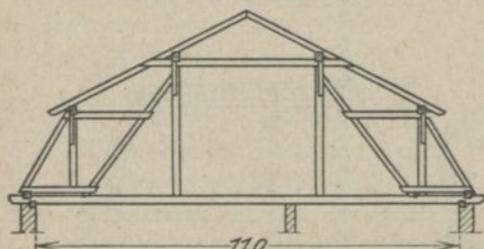


Abb. 158.

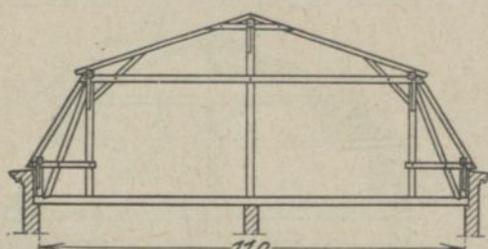


Abb. 159.

welche Nutzräume gewonnen werden. Zwei Mansardendächer als Pfettendächer mit stehenden Stühlen zeigen die Abbildungen 158 und 159. Das erstere Mansardendach besitzt nur zwei Mittelpfetten, die durch Stühlwände unterstützt sind, das letztere hat Drempepwände, eine Mittelpfette und außerdem eine Firstpfette, deren Stuhlpfosten bis zum Dachbalken

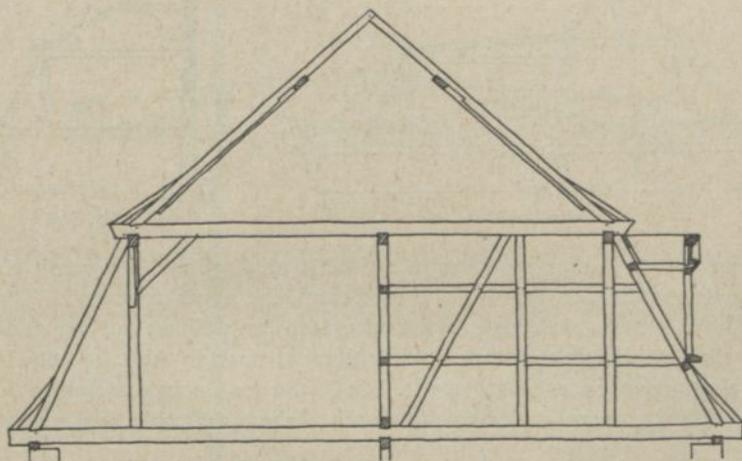


Abb. 160.

durchgeht und seine Last unmittelbar auf eine Zwischenwand abgibt. Ein Mansardendach mit Kehlbalken und stehendem Stuhl, wie es für Kleinhäuser¹⁾ vielfach zur Anwendung gelangt, zeigt Abb. 160. Das obere Dach erhält bei größeren Spannweiten Kehlbalken und Stuhl. Eine Anordnung mit Kehlbalken und liegenden Stühlen außen und einem

¹⁾ Mühlfeld. Das Dachgefüge des Kleinhauses. Die Volkswohnung. 1921. S. 312.

stehenden Stuhl in der Mitte ist in Abb. 161 dargestellt; auch hier ist die Mittelpfette wie im vorigen Beispiel durch einen Stuhlpfosten gestützt, der jedoch auf den Kehlbalken ruht. Während in den beiden vorhergehenden Beispielen die Quersteifigkeit durch Streben erreicht wird, die die Stuhlpfosten der Mittelpfetten gegen die Dachbalken absteifen,

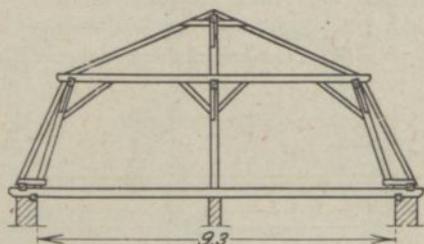


Abb. 161.

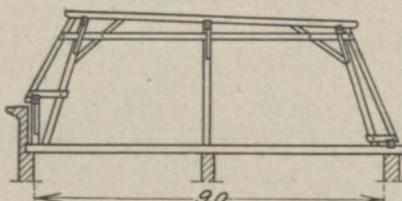


Abb. 162.

wird sie im letzteren Falle durch Kopfbänder erreicht, die die Stuhlwände gegen die Kehlbalken abstreben. Abb. 162 zeigt eine vielfach ausgeführte unsymmetrische Anordnung mit einseitigen Mansardenflächen, deren obere sehr geringe Steigung besitzt, und mit einem Drempel auf der

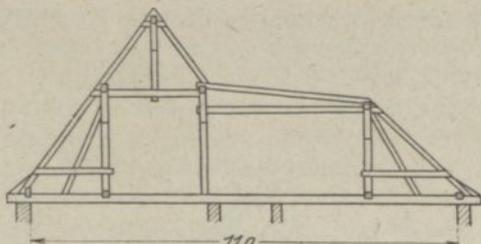


Abb. 163.

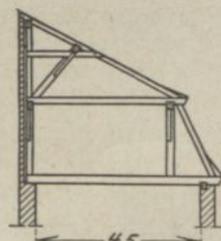


Abb. 164.

anderen Seite. Außen sind liegende Stühle angeordnet, die durch Kopfbänder gegen die Sparren der oberen Dachfläche abgestrebt sind. Ebenso zeigt Abb. 163 ein einseitiges Mansardendach, an welches auf der anderen Seite ein Satteldach angrenzt. Schließlich ist noch in Abb. 164 ein Pultdach als Mansardendach dargestellt. Die Decke des Dachraumes wird durch eine Kehlbalkenlage gebildet, die durch stehende Stühle gestützt wird.

II. Hängwerkbinder.

Bisher ist angenommen worden, daß die Balkenlage so weit unterstützt war, daß sie sich freitragen und erforderlichenfalls noch Belastungen durch das Dach (Stuhlpfosten) aufnehmen konnte. Bei den geschilderten Anordnungen konnte es sich natürlich nur um Dachstühle handeln, bei denen die Balken nicht sehr weit freiliegen (höchstens bis etwa 6 m), um noch mit gangbaren Holzstärken auszukommen. Bei größeren Raumtiefen müssen die Balken in einem oder mehreren Zwischenpunkten aufgehängt werden, und zwar gewöhnlich in der Weise, daß ein Unter- oder Überzug von Binder zu Binder läuft und dort zugleich mit dem Binder-

balken an der Oberkonstruktion angehängt wird. Es entstehen dann die bereits S. 43 allgemein besprochenen Hängwerke. Unmittelbare Verstärkungen der Balken (Verdübelungen usw.) kommen im allgemeinen nicht in Frage, da diese Anordnungen bei der großen Zahl der Balken zu teuer und umständlich werden und auch u. U. zu große Deckenstärken erfordern würden. In der Regel wird nur über der Öffnung ein Hängwerk angeordnet, die eine zu große Spannweite besitzt. Wie früher schon erörtert, kommen einfache und mehrfache Hängwerke in Frage. Gewöhnlich werden die Hängsäulen unmittelbar zur Stützung der Pfetten verwendet. Ein Beispiel eines einfachen Hängwerkes zeigt

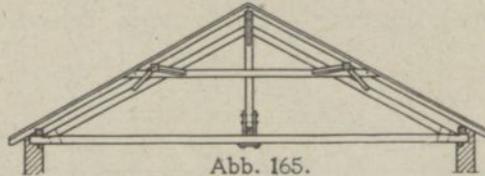


Abb. 165.

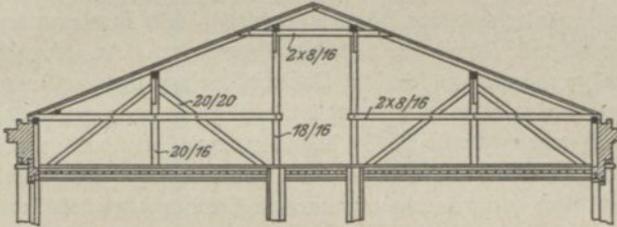


Abb. 166.

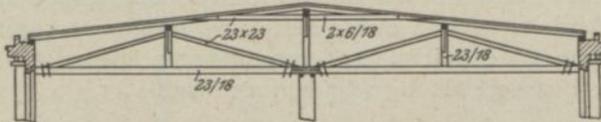


Abb. 167.

Abb. 165. Die Hängsäule wird durch Streben gehalten, die in der Mitte gemeinschaftlich mit der Hängsäule durch Zangen gefaßt werden. Auf den letzteren liegen außerdem die Mittelpfetten, die durch Kopfbänder gegen

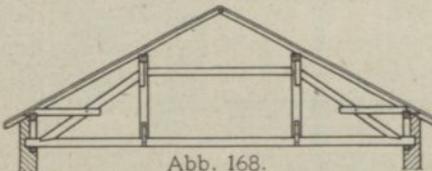


Abb. 168.

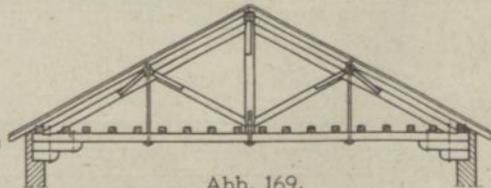


Abb. 169.

die Streben und Zangen abgesteift sind. Bei diesem Hängwerk ist außerdem ein Überzug unter der Hängsäule angeordnet, wodurch unten eine ebene Decke entsteht, während bei Anordnung von Unterzügen diese sichtbar bleiben. Zwei größere Dachkonstruktionen mit einfachen Hängwerken zeigen Abb. 166 und 167, die einem vor kurzem ausgeführten Fabrikgebäude entstammen. Abb. 168 zeigt ein doppeltes Hängwerk mit Brustriegel und Streben. In Abb. 169 ist ferner ein dreifaches Häng-

werk mit sogen. Gegenstreben dargestellt, die in den mittleren Hängpfosten mit Versatz eingreifen. In den Zwischenpunkten erfolgt die Aufhängung durch Rundeseisen, die oben durch die Pfetten durchgesteckt sind, mit beiderseitigen Muttern. Die Deckenbalken laufen hier von Binder zu Binder, und da sie auf dem Binderbalken aufliegen, erhält dieser Biegung. Ein weiteres Beispiel eines dreifachen Hängwerks

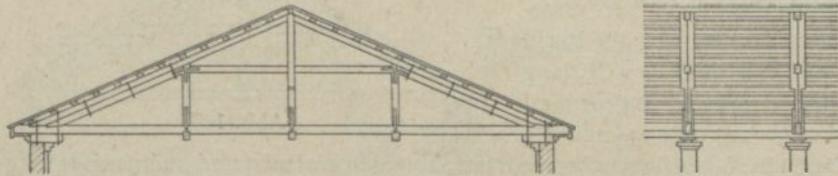


Abb. 170.

zeigt Abb. 170. Es besteht aus den Streben mit Brustriegel, über welchen die doppelte mittlere Hängsäule greift. Die Streben der mittleren Hängsäule sind mit denen der seitlichen verbolzt. An die Hängsäulen sind Unterzüge angehängt, die die Dachbalkenlage unterstützen; sie sind von unten sichtbar. Bemerkenswert ist ferner die Anordnung der Pfetten, die schon S. 80 erwähnt wurde. Sie liegen in etwa 1 m Abstand unmittelbar auf den Binderstreben und tragen die Dachdeckung. Wie bereits früher bemerkt, ist diese Anordnung bei flachen Dächern oft sehr zweckmäßig und wirtschaftlich.

Welch beträchtliche Weiten mit Hängwerken überspannt werden können und wie weit es in dieser Beziehung die Zimmerkunst gebracht hat, zeigen die beiden nachstehend beschriebenen älteren Ausführungen, die in ihrer Einzelausbildung sehr lehrreich sind¹⁾.

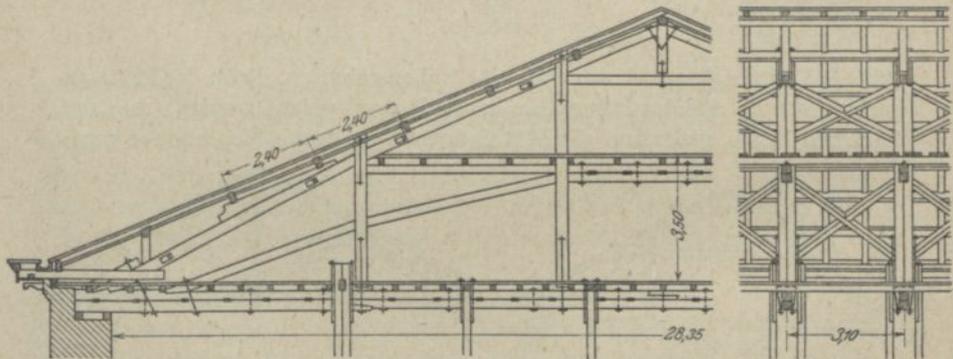


Abb. 171.

Dachbinder des Hoftheaters in München (Abb. 171). Die lichte Spannweite des Bühnenraumes beträgt 28,35 m, die erforderliche Länge der Spannbalken 30,70 m. Die letzteren sind durch verdübelte

¹⁾ Gottgetreu. Holzkonstruktionen. Berlin 1882. S. 207 u. 210. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Balken mit eisernen Keildübeln gebildet. Der Spannbalken wird in Abständen von 5,2 m durch vier doppelte Hängsäulen getragen, welche sämtliche Streben und Spannriegel umfassen. Das innere Hängwerk besteht aus vier geknickten Streben und einem wagerechten Spannriegel, welcher mit dem Unterzug der Zwischendecke verdübelt und verbolzt ist. Der obere Spannriegel wird durch die Firsthängsäule in der Mitte gehalten. Der Länge der Bühne nach angeordnete Unterzüge werden von doppelten Hängsäulen umfaßt und tragen die Hauptmaschinengalerie. An schwächeren Hängsäulen, die durch eiserne Hängbügel und Schraubenbolzen an Unterzügen aufgehängt sind, sind die Verbindungsgalerien angebracht.

Dachbinder der Reitschule in Moskau (Abb. 172). Der Spannbalken, welcher mit seinen Enden auf nahezu 2,5 m dicken Mauern ruht, ist im ganzen 49,60 m lang und ist aus zwei übereinander liegenden Hölzern von 25×30 cm Querschnitt zusammengesetzt, wodurch die Binderbalken einen Querschnitt von 25×60 cm erhalten. Die beiden Balken sind durch Hakenkämme miteinander verbunden und in Entfernungen von 1 m durch Bolzen von 27 mm Durchmesser verschraubt. Die Dübel bestehen aus eisernen Doppelkeilen, die von beiden Seiten gleichzeitig eingetrieben wurden. Der Spannbalken wird durch sieben doppelte Hängsäulen getragen, welche am Ende des Balkens durch unmittelbar übereinander liegende Streben und zugehörigen Spannriegel gehalten werden. Sämtliche durch Bolzen verbundenen Streben greifen in den Spannbalken mit doppeltem Versatz ein und sind hier durch senkrecht zu ihnen stehende eiserne Bänder noch mit dem Spannbalken fest verbunden.

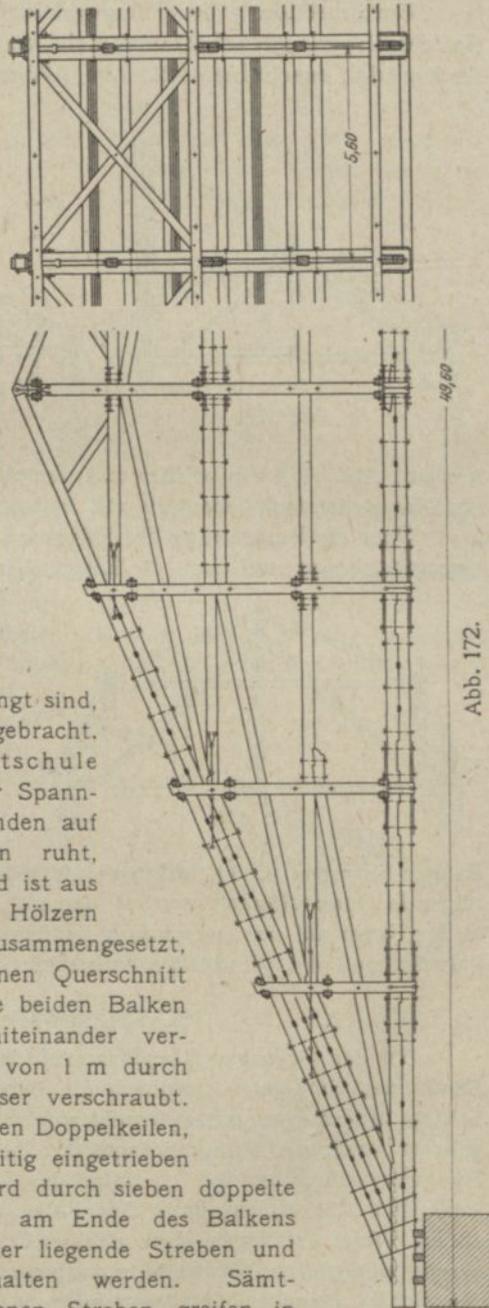


Abb. 172.

Die Ausbildung der Hängwerkdächer bleibt die gleiche, ob das Satteldach symmetrisch ist oder nicht, ob ferner ein Pult- oder Mansardendach u. dgl. anzuordnen ist. Abb. 173 zeigt z. B. ein Pultdach mit ein-

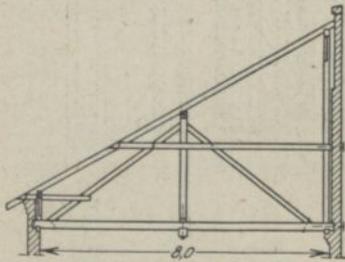


Abb. 173.

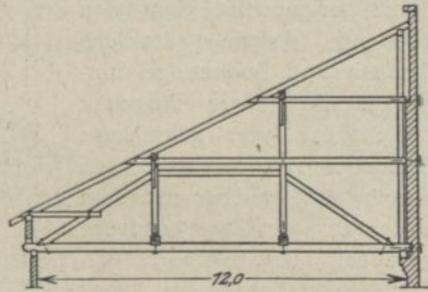


Abb. 174.

fachem, Abb. 174 ein solches mit doppeltem Hängwerk und Abb. 175 ein Mansardendach, ebenfalls mit einfachem Hängwerk.

Über die Berechnung der Hängwerkdächer gilt das schon S. 47 u. f. Gesagte, ebenso sind auch die Einzelheiten der Ausbildung an derselben Stelle erläutert. Wie ferner dort erörtert und wie noch später ausführlich gezeigt wird, sind die mehrfachen Hängwerke, als Stabverbindungen aufgefaßt, meist beweglich, sobald ungleichmäßige Belastung in Frage kommt. In Verbindung mit den Sparren und infolge Anordnung von

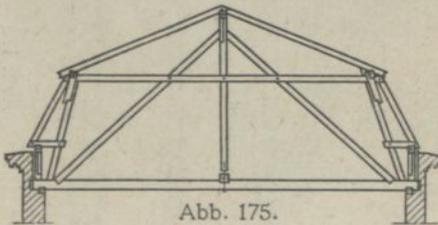


Abb. 175.

Zangen, Streben u. dgl. erlangen sie jedoch im Dachverband meist genügende Quersteifigkeit, so daß man sich bei den üblichen Abmessungen in der Regel mit der Berechnung der Hauptstäbe für lotrechte Belastung begnügt und die Windkräfte unberücksichtigt läßt.

III. Sprengwerkbinder.

Bei den Sprengwerkbindern fehlt die Balkenlage ganz, so daß der Schub der Binderstreben durch die Seitenwände oder sonstigen festen Stützpunkte aufgenommen werden muß. Zu dieser Art von Dachbindern gehören auch die Hängesprengwerke, bei denen im mittleren Teil ein Hängwerk eingefügt ist. Infolge des Schubes müssen die Widerlager wesentlich stärker sein als in dem Falle, wo die Möglichkeit vorliegt, auf andere Weise den Schub aufzunehmen. Das letztere trifft zu, wenn der Strebe eine andere Strebe entgegengesetzt werden kann (s. später), die den Schub aufhebt, oder wenn seitliche Anbauten vorhanden sind, die sich zur Aufnahme des Schubes eignen. Durch Anordnung eines Zugbandes in bestimmter Höhe kann der Schub nur zum Teil aufgehoben werden.

Ein Beispiel eines Sprengwerkdaches zeigt Abb. 176, welches ein Kirchendach darstellt. Der Schub wird durch Klebpfosten, an welche die Binderstreben angeschlossen sind, sowie durch die Wände auf den Baugrund übertragen. Abb. 177 stellt ein solches Dach mit einem einfachen Sprengwerk, dessen mittlerer Teil ein einfaches Hängwerk bildet,

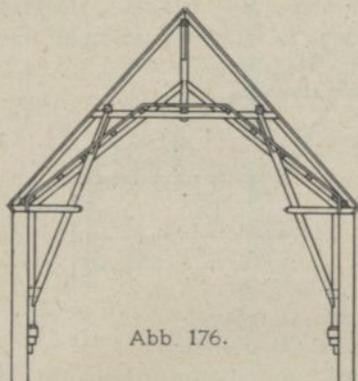


Abb. 176.

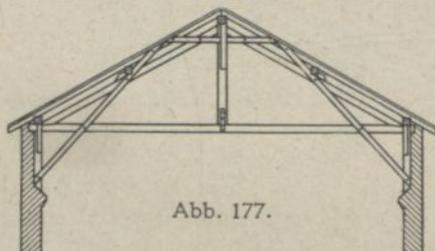


Abb. 177.

dar. Die Streben sind doppelt und sind mit dem Spannbalken sowie dem Klebpfosten verbolzt. Ein ähnliches Dach zeigt Abb. 178. Die Hängsäule sowie der Spannbalken sind des zierlichen Aussehens wegen aus Rundeisen hergestellt. Der Strebendruck wird hier durch die Strebe des Vordaches aufgehoben, soweit dies nicht schon durch die eiserne Zugstange geschehen ist. Ein schwacher Punkt liegt an den Stellen *A*

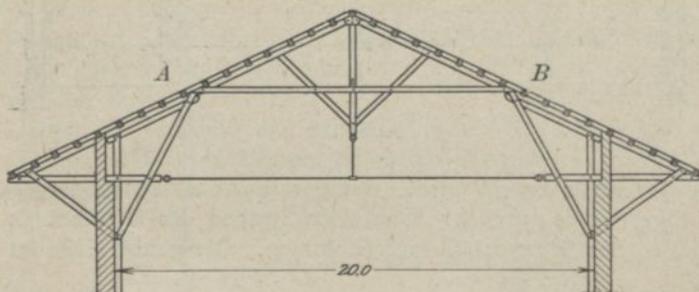


Abb. 178.

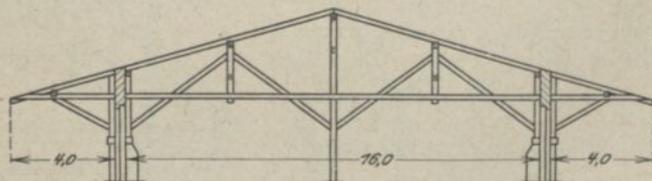


Abb. 179.

und *B*, wo lediglich die Sparren zur Aufnahme des Biegemomentes da sind, welches insbesondere bei Winddruck auftritt.

Die Sprengwerkkonstruktionen lassen sich bei mehrschiffigen Hallen mit Vorteil anwenden, da sich die Strebendrucke gegenseitig aufheben. So zeigt Abb. 179 einen zweischiffigen Raum mit Vor-

dächern. Eine gut durchgebildete dreischiffige Halle ist in Abb. 180 dargestellt. Die Zangen, die Streben und Stiele fassen, sind bis an die Sparren durchgeführt und an diese angeblattet, wodurch eine gute Windver-

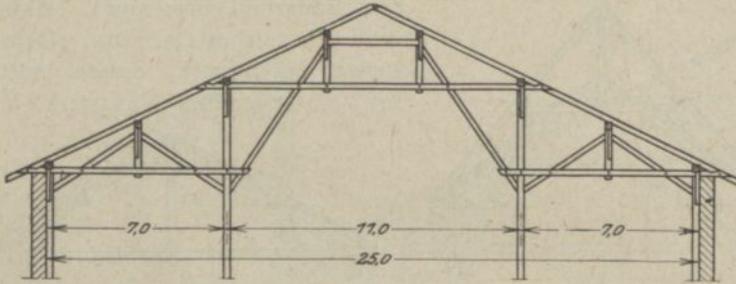


Abb. 180.

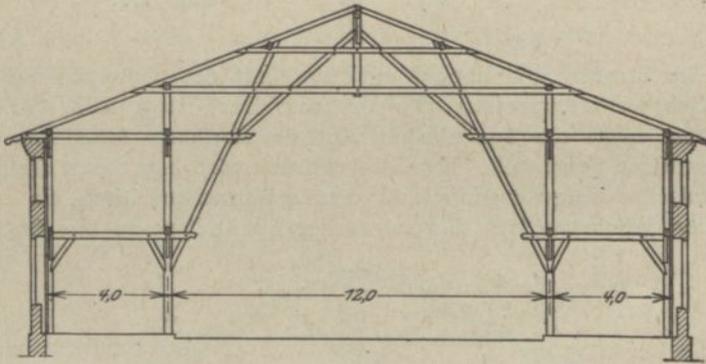


Abb. 181.

steifung der Halle erzielt wird. Bei der in Abb. 181 wiedergegebenen dreischiffigen Halle wird der Schub der Streben des Mittelschiffs durch die Galerien der Seitenschiffe aufgenommen. Die ganze Halle ist durch

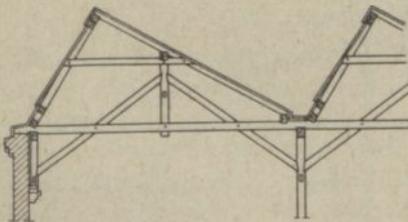


Abb. 182.

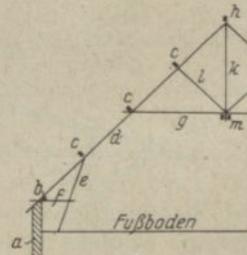


Abb. 183.

eine entsprechende Anzahl Zangen gut versteift. Ein Beispiel einer un-symmetrischen Konstruktion zeigt das in Abb. 182 dargestellte Säggedach. Die Schübe der Streben an den Mittelstützen heben sich gegenseitig auf, und an der Außenwand ist ein Klebpfosten angeordnet.

Besondere Erwähnung verdienen die in Holland viel ausgeführten Binderkonstruktionen für einfache Wohnhäuser mit Drempelwand im Dachgeschoß (verbeterd Hollandsch hapsant), die in Abb. 183 schematisch dargestellt sind¹⁾. Die Drempelwand wird 22 bis 33 cm stark gemacht. Die üblichen Holzstärken sind hierbei die folgenden.

<i>b</i> = Brustriegel	6/15 bis 8/25 cm
<i>c</i> = Pfetten	8/12 „ 20/25 „
<i>d</i> = Gurtung	6/16 „ 12/30 „
<i>e</i> = Strebe	6/15 „ 12/30 „
<i>f</i> = Zangen	2×4/12 bis 2×8/12 cm
<i>g</i> = Kehlzangen	2×5/15 „ 2×8/30 „
<i>h</i> = Firstpfette	6/16 bis 20/25 cm
<i>k</i> = Firstpfosten	6/16 „ 12/30 „
<i>l</i> = Schräge	6/15 „ 12/25 „

(wird u. U. fortgelassen und *g* höher gelegt).
m Längsverband (doppelt) unter oder über *g*.

Zwischen *h* und *m* Windverband in Form von Andreaskreuzen oder Kopfbändern.

Diese Binder werden bis 16 m Spannweite ausgeführt; ihre Entfernung beträgt 2,5 bis 4,0 m. Die Entfernung der Pfetten, welche unmittelbar die Schalung tragen, ist 1,0 bis 1,6 m. Falls holländische Pfannen verwendet werden, laufen die Bretter stets vom First nach der Traufe. Wenn dagegen Schiefer verwendet werden, werden die Bretter parallel zum First gelegt. Werden Sparren angeordnet, so erhalten die sie unterstützenden Pfetten eine Entfernung von 1,5 bis 2,5 m. Die Schalung wird auf den Sparren befestigt.

Liegen die Pfetten (wie in Abb. 183) in den Knotenpunkten, so kann die Gurtung aus leichten Hölzern hergestellt werden. Die Vorteile dieser holländischen Bauweise liegen in der Ersparnis von Holz und von Arbeits-

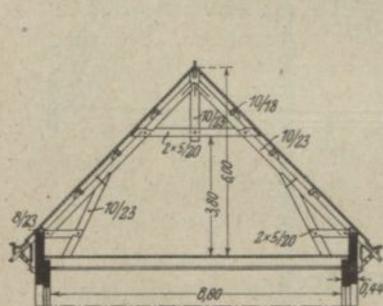


Abb. 184.

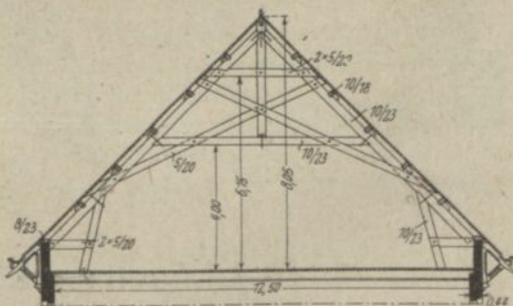


Abb. 185.

lohn, ferner in der Freihaltung eines Bodenraumes und der günstigen Belastung der Dachbalken in der Nähe der Auflager. Abb. 184 zeigt eine Binderkonstruktion von 8,80 m Spannweite, Abb. 185 eine solche

¹⁾ Mitgeteilt von Professor J. G. Wattjes, Delft.

von 12,50 m Spannweite. Nach ähnlichen Grundsätzen werden in Holland die Mansardendächer ausgebildet. Ein Mansardendach von 8,0 m Spannweite samt Einzelheiten ist in Abb. 186 dargestellt. Eine größere Konstruktion zeigt Abb. 187; sie mißt 14,0 m Spannweite.

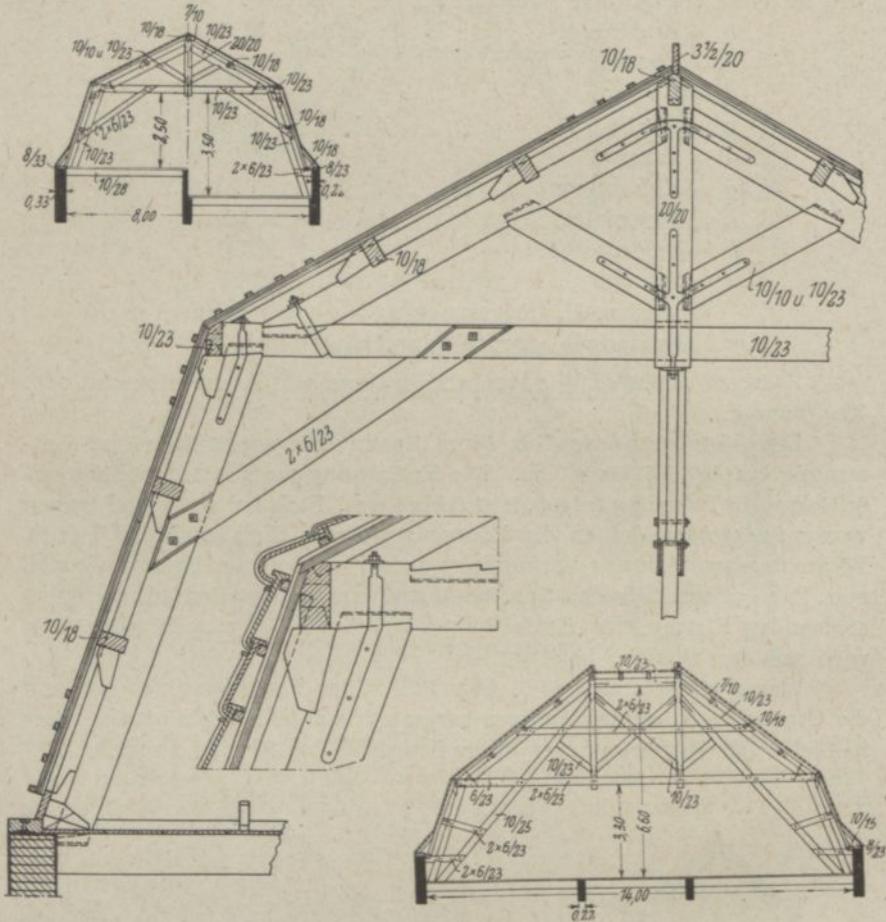


Abb. 186.

Abb. 187.

J. Fachwerkbinder.

I. Allgemeines.

Wenn man von den kleineren Sparren- und Kehl balkendächern absieht, lassen die bisher behandelten Konstruktionen, wie schon mehrfach auseinandergesetzt, erkennen, daß ein Dach im allgemeinen aus den Bindern, den Hauptträgern des Daches, den Pfetten, den Sparren und den Verbänden besteht. Die Binder, die die Unterstützung der Pfetten

bilden, sind in der Regel so angeordnet, daß sie unter den Pfettenauflagern sogen. Knotenpunkte bilden, die die äußere Form des Tragwerkes kennzeichnen. Die Pfetten können gegen die Balkenlage, wenn diese für sich festliegt, abgestützt werden oder, wenn dies nicht der Fall ist, ist die Stützung nach den Binderauflagern hin zu bewerkstelligen, so daß die Balkenlage keine Belastung durch das Dach erhält, im Gegenteil sogar von dem Binder mitgetragen werden kann. Fehlt die Balkenlage ganz, dann ist der Binder von Wand zu Wand freitragend anzuordnen; er hat dann in der Regel nur die Dacheindeckung samt Unterstützung, ferner die Belastung durch Schnee und Wind aufzunehmen.

Wie schon erwähnt, wurden früher meist nur lotrechte Lasten, also Eigengewicht und Schnee, berücksichtigt und die Dachbinder hiernach ausgebildet. Den wagerechten Windkräften wurde nicht die nötige Beachtung geschenkt, die ihnen erst in neuerer Zeit zuteil wird.

Bei den älteren Dachkonstruktionen ist daher nur unter der Voraussetzung symmetrischer Ausbildung und symmetrischer Belastung (Eigengewicht und Schnee) Gleichgewicht vorhanden, während dies für einseitige Belastung durch Wind, streng genommen, nicht der Fall ist. Diesem Umstand kommt jedoch die Steifigkeit der Holzkonstruktionen an sich zugute, insbesondere die Steifigkeit der Knotenpunkte, die durch sachgemäß, unter Zuhilfenahme von eisernen Nägeln, Schraubenbolzen, Bändern u. dgl. ausgeführte Holzverbindungen jede Gelenkigkeit verlieren. Außerdem bilden die gegenüberliegenden Sparren mit den Dachbalken Dreieckverbindungen bzw. steife Böcke und nehmen zusammen mit etwaigen Zangen zum großen Teil die Windkräfte auf, wobei die eigentliche Tragkonstruktion in seitlicher Richtung gehalten wird. In statischer Beziehung sind die geschilderten Anordnungen meist unklar, da die Zerlegung einer Kraft nach zwei Richtungen bei diesen Bindern nur unter gewissen vereinfachenden Annahmen durchgeführt werden kann und die Binderstäbe oft unbeabsichtigte Biegebbeanspruchungen erleiden, die rechnerisch nicht immer einwandfrei nachgewiesen werden können. Äußerlich wird, wie es bei dem Träger auf zwei Stützen Voraussetzung ist, stillschweigend ein festes und ein bewegliches Auflager angenommen, so daß die Wände oder Stützen nur lotrechte Auflagerkräfte erhalten. Innerlich sind die Bindersysteme meist beweglich oder überstarr bzw. statisch unbestimmt oder beides zugleich, d. h. ein Teil besitzt zu wenig, ein Teil zu viel Stäbe.

Das geometrische Stabsystem oder Stabwerk jedes Binders, das sogen. Bindernetz, soll bei richtiger Ausbildung ein Fachwerk darstellen. Die statischen Grundlagen für die Entstehung eines brauchbaren Fachwerks sollen nachstehend näher erläutert werden.

Jedes Fachwerk soll starr sein oder eine sogen. starre Scheibe bilden. Das ist der Fall, wenn das Fachwerk statisch bestimmt ist. Ein solches statisch bestimmte Fachwerk wird erhalten durch zweiständigen Anschluß der Knotenpunkte an die starre Grundfigur, das Dreieck

Betrachtet man z. B. das einfache Hängwerk ABC (Abb. 188), so stellt dieses ein Fachwerk einfachster Art, nämlich ein Dreieck, also eine starre Scheibe, dar. Die Hängsäule CD gehört nicht zum System, sondern dient nur zur Übertragung der Last P auf den Knotenpunkt C . Die

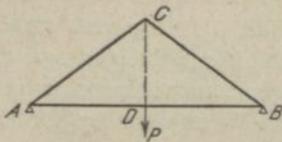


Abb. 188.

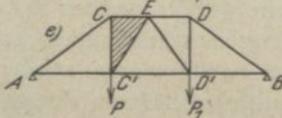
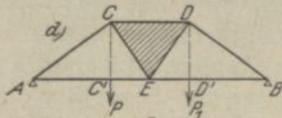
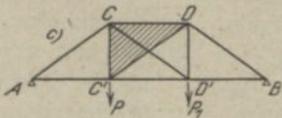
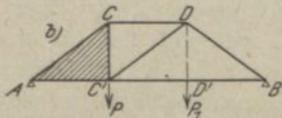
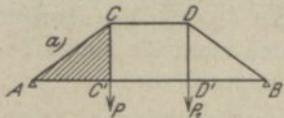
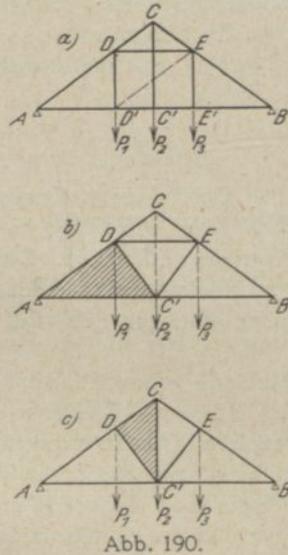


Abb. 189.

einfachste starre Scheibe ist der Stab, so daß man sich das Dreieck durch zweiständigen Anschluß eines Knotenpunktes an die Enden eines Grundstabes entstanden denken kann. Geht man (Abb. 188) z. B. von dem Stab AB aus, so entsteht das Dreieck ABC durch Anschluß von C mittels der beiden Stäbe CA und CB . Betrachtet man das doppelte Hängwerk Abb. 189a und nimmt das Dreieck ACC' als Grundfigur an, so ist man nicht mehr in der Lage, die Knotenpunkte D und D' durch zwei Stäbe an das Dreieck ACC' anzuschließen. Erst durch Einführung der Schrägen $C'D$ (Abb. 189b) ist das möglich. Nun ist der Träger eine starre Scheibe, da D durch die Stäbe DC und $D'C'$, ferner B durch die Stäbe BD und BC' an die vorherige starre Figur angeschlossen ist. Der Stab $D'D$ gehört nicht zum System, sondern dient nur zur Übertragung der Last P_1 auf den Knotenpunkt D . Zu beachten ist, daß die Anzahl der Systemstäbe in Abb. 189a und b gleich ist. Statt $C'D$ kann natürlich auch der Stab CD' eingefügt werden; in diesem Falle würde CC' nicht zum System gehören, sondern nur zur Aufhängung von P dienen, während DD' Systemstab werden würde. In Abb. 189c ist ein Stab überzählig, nämlich CD' oder $C'D$; das System ist überstarr oder innerlich statisch unbestimmt, da der Cremonasche

Kräfteplan nicht ausreicht, um alle Stabkräfte zu ermitteln. Wird der letztere gezeichnet, so ergibt sich an einem Knotenpunkt die Aufgabe, zwei Kräfte bzw. ihre Mittelkraft nach drei Richtungen zu zerlegen, was nicht möglich ist. Betrachtet man z. B. in Abb. 189c das schraffierte Dreieck als starre Grundfigur, so lassen sich A und B zweiständig anschließen, bei Knotenpunkt D' sind jedoch drei Anschlußstäbe vorhanden, also einer zuviel. Das Fachwerk kann ferner nach Abb. 189d oder e durch Einführung eines neuen Knotenpunktes E gebildet werden. Im ersteren Falle erhalten die Schrägen CE und DE Zug, im zweiten Falle Druck. Sämtliche Knotenpunkte lassen sich auch hier an das schraffierte Dreieck zweiständig anschließen. In Abb. 189d Punkt A durch CA und AE , Punkt B durch BD und BE . In Abb. 189e Punkt A

durch AC und AC' , Punkt D' durch $D'E$ und $D'C'$, dann Punkt D durch DE und DD' und dann Punkt B durch BD und BD' . Die in Abb. 189 dargestellten Stabwerke sind sämtlich im Gleichgewicht, wenn das System symmetrisch ist und die Lasten P und P_1 gleich sind, da dann die Schrägen spannungslos werden. Wenn $P = P_1$, sind die Stabkräfte AB und CD einander gleich. Bei dem dreifachen Hängwerk Abb. 190a ist der zweiständige Anschluß an irgendein Grunddreieck nicht möglich, da das Stabwerk keine starre Scheibe darstellt. Das System würde erst durch die Schräge $D'E$ (gestrichelt) im beweglichen Viereck $DEE'D'$ starr werden. Der Stab CC' gehört dann nicht zum System, sondern nur zur Aufhängung der Last P_2 an C . Während das Fachwerk (Abb. 190a) unsymmetrisch ist, sind die Fachwerke (Abb. 190b und c) symmetrisch; die gestrichelten Stäbe gehören bei den letzten Fachwerken nicht zum System. In gleicher Weise läßt sich am vierfachen, fünffachen Hängwerk usw. die Bildung des Fachwerks zeigen, bzw. lassen diese sich zu einem starren Dreiecknetz ergänzen.



Außer der innerlichen statischen Bestimmtheit ist noch die äußerliche erforderlich, wenn das ganze System statisch bestimmt sein soll. Das System ist äußerlich statisch bestimmt, d. h. statisch bestimmt gelagert, wenn die drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene zur Berechnung der Auflagerkräfte ausreichen. Diese drei Gleichgewichtsbedingungen lauten: $\Sigma V = 0$ (Summe aller lotrechten Kräfte [Vertikalkräfte] gleich Null), $\Sigma H = 0$ (Summe aller wagerechten Kräfte [Horizontalkräfte] gleich Null), $\Sigma M = 0$ (Summe aller Momente für einen beliebigen Drehpunkt gleich Null).

Die starre Scheibe ist statisch bestimmt gelagert, wenn sie ein festes und ein in einer Linie bewegliches Auflager besitzt. Sie wird in diesem Falle als „Träger auf zwei Stützen“ oder „einfacher Balken“ bezeichnet. Unter dem festen Auflager ist ein festes Gelenk zu verstehen, welches nur eine Drehung der starren Scheibe um den Gelenkmittelpunkt gestattet. An einem festen Auflager treten zwei Unbekannte, nämlich die beiden Seitenkräfte des Gelenkdruckes, auf. An dem beweglichen Auflager tritt nur eine Unbekannte auf, die senkrecht zur Bewegungsrichtung stehen muß, da in der letzteren wegen der starren Scheibe kein Widerstand vorhanden sein kann. Wirkt an der starren Scheibe S (Abb. 191)

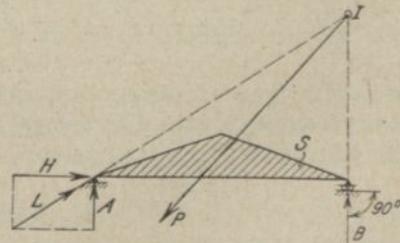


Abb. 191.

die Kraft P , die die Mittelkraft irgendwelcher Kräfte sein kann, so ist der Schnittpunkt I von B und P gegeben und hierdurch der linke Auflagerdruck L bestimmt, der in die Seitenkräfte A und H zerlegt werden kann. Allgemein läßt sich nun das Kennzeichen für die statische Bestimmtheit eines Fachwerks wie folgt angeben.

Es bezeichne

k	die Anzahl der Knotenpunkte,
s	„ „ „ „ Stäbe,
f	„ „ „ „ festen Auflager,
b	„ „ „ „ beweglichen Auflager.

Da für jeden Knotenpunkt zwei Gleichgewichtsbedingungen gelten ($\sum V = 0$, $\sum H = 0$), so lassen sich im ganzen $2k$ Gleichgewichtsbedingungen aufstellen. Diesen stehen als Unbekannte gegenüber: s Stäbe, $2f$ Unbekannte an jedem festen und $1b$ Unbekannte an jedem beweglichen Auflager. Es muß somit für das Fachwerk die Bedingung gelten:

$$2k = s + 2f + 1b.$$

Für den Fachwerkbalken auf zwei Stützen ist $2f + 1b = 2 \cdot 1 + 1 \cdot 1 = 3$, also $2k = s + 3$ oder $s = 2k - 3$. Dieses sogen. Abzählungskennzeichen (Abzählungskriterium) genügt allein noch nicht zur Feststellung der statischen Bestimmtheit eines Fachwerks, sondern das letztere muß, wie schon auseinandergesetzt, außerdem durch zweiständigen Anschluß an ein Grunddreieck gebildet, d. h. es muß starr sein.

Die Anwendung des Abzählungskriteriums soll an einigen Beispielen gezeigt werden. Für das Hängwerk (Abb. 189a) ist, ein festes und ein bewegliches Auflager vorausgesetzt, die Anzahl der Stäbe: $s = 8$, die Anzahl der Knotenpunkte: $k = 6$, somit

$$\begin{aligned} s &= 2k - 3 \\ 8 &= 2 \cdot 6 - 3 = 9. \end{aligned}$$

Da ein Stab fehlt, ist das System beweglich, wie auch das bewegliche Viereck $CDD'C'$, in welchem die Diagonale fehlt, erkennen läßt.

Für das Hängwerk (Abb. 189b) ist:

$$7 = 2 \cdot 5 - 3 = 7,$$

es ist also starr und statisch bestimmt.

Für das Hängwerk (Abb. 189c) ist:

$$10 = 2 \cdot 6 - 3 = 9,$$

es ist also überstarr, da ein Stab zuviel ist. Das System ist somit innerlich statisch unbestimmt. Die überzählige Stabkraft läßt sich nur mit Hilfe der Elastizitätslehre bestimmen.

II. Balkenbinder.

Unter Balkenbinder (Fachwerkbalken) wird verstanden ein starrs Fachwerk (starre Scheibe) von beliebiger Form mit einem festen und einem beweglichen Auflager. Für lotrechte Lasten treten lotrechte Auflagerdrücke auf. Bei Holzbindern ist es nicht üblich, das bewegliche Auflager auszuführen, da die Längenänderungen des Holzes infolge

Wärme (s. S. 11) wesentlich geringer als die des Eisens sind. Hierzu kommt noch, daß, während die Knotenpunkte der Eisenkonstruktionen durch starre Vernietungen gebildet werden, dies bei Holz nicht der Fall ist. Hier ist in den Knotenpunkten stets so viel Spielraum vorhanden, daß sich die kleinen Längenänderungen infolge Wärme, ferner die elastischen Längenänderungen (s. später) in den Verbindungsstellen ausgleichen können. Auf die Spannkkräfte statisch bestimmter Fachwerke haben Wärmeänderungen keinen Einfluß, da sich das Dreiecknetz in allen Teilen linear verändern kann, indem sich jeder Stab im gleichen Verhältnis verlängert bzw. verkürzt. Für die Durchbiegungen der Holzkonstruktionen ist zu unterscheiden zwischen der elastischen Durchbiegung und der Durchbiegung infolge Zusammentrocknen des Holzes, dem Einsacken, Versacken oder kurz Sacken. Die elastische Durchbiegung ist eine Folge der Längenänderungen der Stäbe infolge Zug- oder Druckbeanspruchungen; sie wird im allgemeinen nicht erheblich sein. Von größerem Einfluß sind die Durchbiegungen infolge Zusammentrocknens (Schwindens) des Holzes, insbesondere quer zur Faser (vgl. Zusammenstellung 1, S. 10), und dem damit verbundenen Nachgeben der Knotenpunkte. Diese Durchbiegungen sind natürlich von der Austrocknung des Holzes abhängig. Es läßt sich nicht immer lufttrockenes Holz beschaffen, so daß manchmal ziemlich frisches Holz verwendet werden muß, welches noch, nachdem es bereits eingebaut ist, stark schwindet. Es ist somit häufig mit größeren Einsackungen zu rechnen, die zu berücksichtigen sind. Dies wird am besten erreicht, wenn man den Bindern eine Sprengung von etwa $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{50}$ der Stützweite gibt, wodurch man außerdem ein leichteres Aussehen der Konstruktion erzielt.

Die Fachwerkbinder können ihrer Ausbildung nach in zwei große Gruppen geteilt werden.

Die erste Gruppe umfaßt die Binderkonstruktionen, bei welchen Druckschrägen und Zugpfosten, letztere aus Rundeisen oder Zangen, die an die Gurtungen angeblattet sind, verwendet werden.

Zur zweiten Gruppe gehören die Binderkonstruktionen, deren Füllungsglieder stets aus Holz hergestellt und ohne Rücksicht auf Druck und Zug mittels runder Dübeleinlagen an die Gurtungen angeschlossen werden.

Die erste, ältere Bauart entspricht den Fachwerkträgern Howescher und Longscher Art (s. S. 54). Die Gurtstöße werden bei ihr durch eiserne oder hölzerne Laschen mit Bolzen oder Rechteckdübeln aus Hartholz oder Eisen hergestellt (s. Abschnitt D).

Bei den Bindern mit Runddübeleinlagen, deren Einführung nur wenige Jahre zurückreicht, werden auch die Gurtstöße mittels solcher Einlagen und Holzlaschen ausgeführt. Die letzteren werden vielfach gespart, indem ein Teil des Gurtes als Zangen und der andere Teil aus einem Stück hergestellt wird; die Zangen greifen dann über das Kantholz und werden mit diesem verdübelt.

Die der zweiten Gruppe angehörenden Knotenpunktverbindungen mit Runddübeln sind Sonderkonstruktionen und haben insofern kein allgemeines Interesse, als sie meist gesetzlich geschützt sind und daher nur von den betreffenden Firmen ausgeführt werden können, während die erstere Bauart Allgemeingut ist und deshalb bezüglich statischer Berechnung und konstruktiver Ausbildung in den Vordergrund gerückt werden muß. Vielfach wird die erstere Bauart mit den Sonderbauweisen vermischt, und zwar dort, wo sie einfacher ist und sich daher billiger stellt. Die ältere Konstruktion Howescher Art wird bei sachgemäßer Ausbildung bezüglich Güte und Dauerhaftigkeit von keiner der neueren Bauarten übertroffen und ist ihnen daher vollkommen ebenbürtig. Jedenfalls erfolgt bei ihr die Übertragung der Kräfte in der einfachsten Art, d. h. ohne besondere Zwischenglieder; auch ist ihre Herstellung mit keinerlei Schwierigkeiten verknüpft. Hingegen erfordern alle Dübeleinlagen genaueste Zusammenarbeit, ferner ist auch bei ihnen darauf zu achten, daß die Bolzen stets nachgezogen werden, damit die Einlagen nicht kanten, sondern an den Lochwänden fest anliegen. Die Beurteilung der verschiedenen Bauarten ist demnach eine rein wirtschaftliche Frage, die mit dem Verbrauch an Baustoffen, insbesondere Eisen, und mit dem Aufwand an Arbeit zusammenhängt.

1. Binder Howescher Art.

Diese Art des Tragwerks ist dem Brückenbau entlehnt. Dort wurde meist der Parallelträger mit gekreuzten Schrägen, die durch Rundeisenpfosten mit Muttern angespannt wurden, verwendet. Da es sich im Brückenbau um wechselnde Belastungen handelt, ist die Verwendung von Haupt- und Gegenschrägen begründet. Bei den Dachkonstruktionen hingegen hat man es vorwiegend mit ruhenden Lasten zu tun, so daß die Gegenschrägen fortgelassen werden können, wodurch das früher innerlich statisch unbestimmte System statisch bestimmt wird. Die Schrägen werden mit Versatz an die Gurtungen angeschlossen, während die Rundeisenpfosten beiderseits Muttern erhalten, unter welche zur Druckverteilung große Unterlagsplatten gelegt werden. Die Unterlagsplatten müssen so bemessen werden, daß die Belastung der Gurtungen quer zur Faser das zulässige Maß nicht überschreitet und insbesondere die Gurtungen keine nennenswerte Eindrückungen erleiden.

Die Belastung quer zur Faser ist in hohem Maße abhängig von der Größe der Belastungsfläche¹⁾. Nach den Versuchen von Trauer²⁾ betrug die Bruchfestigkeit von lufttrockenem Kiefernholz quer zur Faser bei

¹⁾ Graf. Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen Druckbelastung quer zur Faser. Der Bauingenieur 1921, S. 498.

Derselbe. Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Schraubenverbindungen in Holzkonstruktionen. Der Bauingenieur 1922, S. 101.

²⁾ Trauer. Druckversuche mit Holz. Der Eisenbau 1919, S. 139.

Belastung auf einen Teil der Breite einer Schwelle (Stempeldruck) 75 kg/qcm. Die Versuche haben ferner ergeben, daß bei einer Belastung von etwa 40 kg/qcm größere Stauchungen auftraten. Es ist jedoch zu bedenken, daß sich die Versuche meist in ganz kurzer Zeit abspielen und daß die Verhältnisse bei Dachkonstruktionen ganz andere sind. Hier erfolgt die Belastung ganz allmählich, und die angenommene Vollbelastung tritt erst nach Monaten oder Jahren auf, nachdem die äußeren Holzfasern eine entsprechende Vorbelastung und Zusammenpressung erfahren haben und so in der Lage sind, den Druck nach innen zu verteilen. Ferner erfolgt bei Unterlagsplatten die Druckübertragung von der Mitte aus, wo die Zugstange angreift; und da die mittleren Fasern am Ausweichen gehindert sind, können sie wesentlich höheren Druck aufnehmen als die Fasern am Rande der Platte; die Beanspruchung ist eine ähnliche, wie sie bei Wälz Gelenken (Brücken) in Eisen oder Beton auftritt. Wenn man schließlich bedenkt, daß die Eigengewichtsbelastung einer Dachkonstruktion etwa die Hälfte der Gesamtlast ausmacht, so wird man bei lufttrockenem Kiefernholz, ohne die Sicherheit des Bauwerks zu gefährden, mit einer äußersten Pressung von 40 kg/qcm quer zur Faser ohne weiteres rechnen und in besonderen Fällen sogar darüber hinausgehen können. Die rechnerische Beanspruchung für ständige Belastung beträgt dann nur etwa 20 kg/qcm.

Die Verwendung von Rundeisenpfosten hat den Vorteil, daß bei Sackungen der Binder infolge Austrocknung des Holzes durch große Hitze und Luftzug (Gießereien) diese angehoben und die Muttern wieder angezogen werden können, so daß die Binder wieder in ihre ursprüngliche Lage kommen. Bei innerlich statisch unbestimmten Fachwerken, also solchen mit überzähligen Stäben, wie z. B. den Trägern mit gekreuzten Schrägen, liegt infolge der starken Schwindung des Holzes senkrecht zu den Fasern die Gefahr nahe, daß der überzählige Stab keine Last erhält, während beim einfachen Pfostenfachwerk die Schrägen stets in Spannung bleiben. Daher sind gekreuzte Schrägen nur dort anzuwenden, wo ein Spannungswechsel eintritt. Kleine, zufällige Zugkräfte können durch einen Verbindungsbolzen zwischen Schräge und Gurtung aufgenommen werden.

Die beschriebenen Binderkonstruktionen wurden früher von der Firma Carl Tuchscherer, Breslau¹⁾, ausgeführt und werden gegenwärtig hauptsächlich von den Firmen Ambi²⁾, Berlin-Johannisthal und Adolf Sommerfeld, Berlin, hergestellt.

Berechnung und Konstruktion der Fachwerkbinder soll an einigen ausgeführten Beispielen näher erläutert werden.

¹⁾ Jetzt: Deutsche Holzbauwerke Carl Tuchscherer, Akt.-Ges., Ohlau in Schlesien.

Vgl. Kersten. Freitragende Holzbauten. Verlag von Jul. Springer, Berlin 1921, S. 107.

²⁾ Arthur Müller. Bauten und Industrierwerke.

a) Dachkonstruktion des Lokomotivschuppens auf dem Reichswerk Spandau (Abb. 192), ausgeführt 1922 von der Firma Ambi (Arthur Müller, Bauten und Industriewerke), Berlin-Johannisthal.

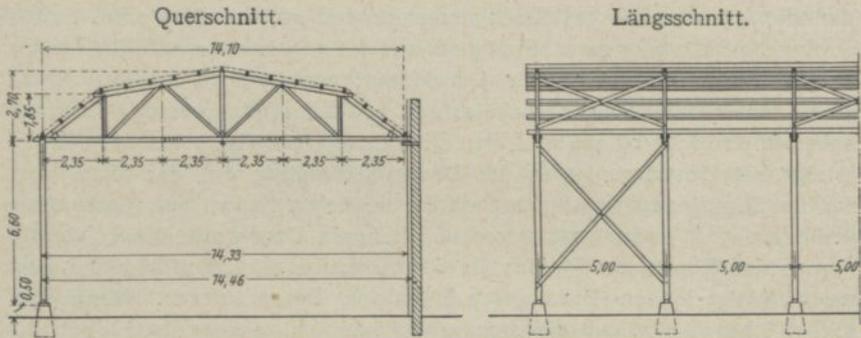


Abb. 192. Lokomotivschuppen auf dem Reichswerk Spandau.

Die Stützweite der Binder beträgt 14,10 m, ihr Abstand 5,0 m; die Länge des Bauwerks mißt 25,0 m. Die Binder sind als Fachwerkträger mit gedrückten Schrägen und gezogenen Pfosten ausgeführt. Auf einer Seite ruht der Binder auf einer Holzstütze 21/21 cm, auf der andern

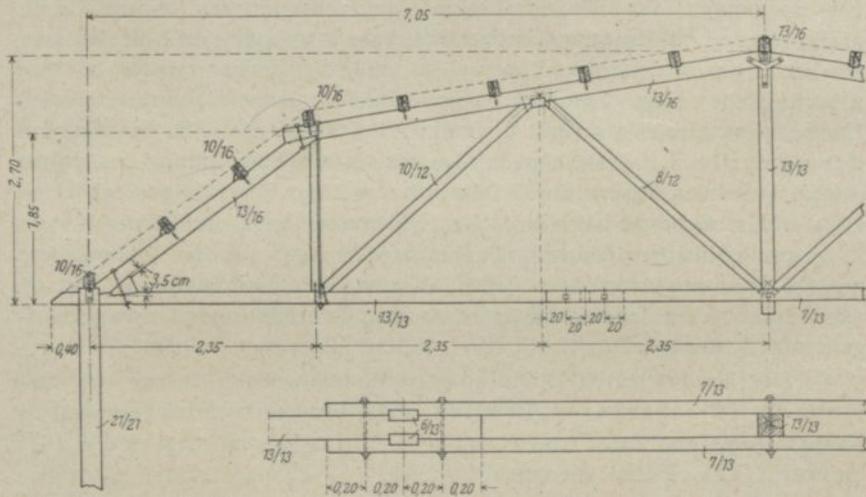


Abb. 193. Binderkonstruktion des Lokomotivschuppens auf dem Reichswerk Spandau.

Seite auf je 2 \square -Eisen, die in die Wand des Nachbargebäudes eingemauert sind. Die Eindeckung des Daches besteht aus doppellagiger Pappe auf 20 mm starker Schalung. Bezüglich der Bindereinzelheiten sei auf Abb. 193 und die nachstehende statische Berechnung verwiesen.

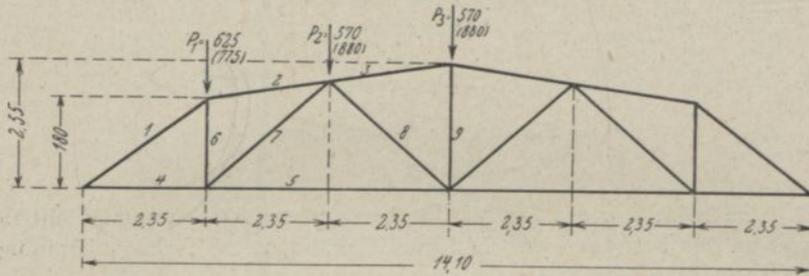
Der Neigungswinkel der unteren Dachfläche beträgt (Abb. 194)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,80}{2,35} = 0,766 = 37^{\circ}30'.$$

Der Neigungswinkel der oberen Dachfläche

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{0,75}{4,70} = 0,159 = 9^{\circ}.$$

Bindernetz.



Eigengewicht
1 cm = 750 kg

Volle Schneelast
1 cm = 750 kg

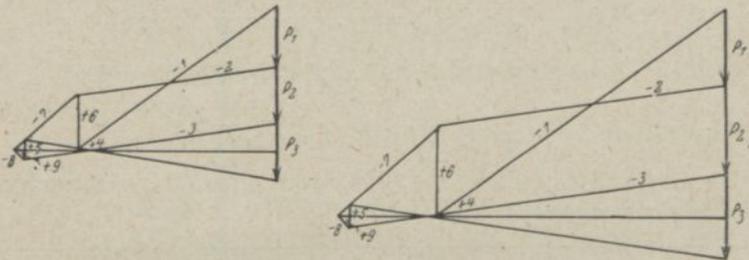


Abb. 194. Zeichnerische Ermittlung der Stabkräfte des Binders.

Belastung aus Eigengewicht.

Pappe	15 kg
Schalung	12 „
Pfetten	11 „

38 kg für 1 qm Dachfläche,

also für 1 qm Grundfläche $\frac{38}{\cos \alpha} = \frac{38}{0,79} = 48 \text{ kg.}$

Hierzu Bindereigengewicht 10 kg der steilen Dachfläche,
zusammen 58 kg der steilen Dachfläche.

$$\frac{38}{\cos \beta} = \frac{38}{0,99} = 38 \text{ kg}$$

Bindereigengewicht 10 kg
zusammen 48 kg der flachen Dachfläche.

Hiernach ergeben sich die Knotenlasten wie folgt:

$$P_1 = 2,35 \cdot \frac{58 + 48}{2} \cdot 5,00 = 625 \text{ kg}$$

$$P_2 = 2,35 \cdot 5,00 \cdot 48 = 570 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_2 = 570 \text{ kg.}$$

Belastung durch volle Schneelast.

Untere Dachfläche für 1 qm 58 kg in der Grundfläche

Obere „ „ 1 qm 75 kg „ „ „

$$P_1 = 2,35 \cdot 5,00 \cdot \frac{58 + 75}{2} = 775 \text{ kg}$$

$$P_2 = 2,35 \cdot 5,00 \cdot 75 = 880 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_2 = 880 \text{ kg.}$$

Eine Belastung des Daches durch seitlichen Wind kommt nicht in Frage, da der Schuppen zwischen zwei Gebäuden steht, also vollständig im Windschatten liegt.

Querschnittbestimmung.

Pfetten: Freie Länge 5,00 m, Teilung 1,00 m

Belastung $5,00 \cdot 1,00 \cdot 125 = 625 \text{ kg}$

$$\text{Erf. } W = \frac{625 \cdot 500}{8 \cdot 100} = 391 \text{ cm}^3.$$

Gewählt ein Kantholz 10/16 mit $W_x = 427 \text{ cm}^3$.

Die Stabkräfte sind in Abb. 194 ermittelt und in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Stab	Eigengewicht		Schnee		S_{\max}	Gewähltes Profil
	Druck	Zug	Druck	Zug		
1	2500		3500		6000 —	Kantholz 13/16
2	2000		2850		4850 —	„ 13/16
3	2500		3700		6200 —	„ 13/16
4		2000		2800	4800 +	„ 13/13
5		2600		3600	6200 +	„ 13/13 bzw. 7/13 × 2
6		600		900	1500 +	„ 8/8 + Rundeseisen
7	850		1300		2150 —	„ 10/12
8	150		200		350 —	„ 8/12
9		200		250	450 +	„ 13/13

Stab 1, 2, 3. Maximalspannkraft 6200 kg Druck, Knicklänge 2,40 m.

$$\text{Erf. } F = \frac{6200}{60} = 103 \text{ cm}^2$$

$$\text{Erf. } J = 6,2 \cdot 2,40^2 \cdot 80 = 2877 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ein Kantholz 13/16 mit $J_x = 4427 \text{ cm}^4$

$$F = 208 \text{ qcm.}$$

Der Obergurt wird außerdem durch die Pfetten auf Biegung beansprucht.

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$$

$$A = \frac{625 \cdot (135 + 35)}{235} = 452 \text{ kg (Abb. 195)}$$

$$M = 452 \cdot 100 = 45200 \text{ cmkg}$$

$$W = 555 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{6200}{208} + \frac{45200}{555} = 110 \text{ kg/qcm.}$$

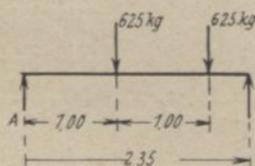


Abb. 195.

Stab 4, 5. Maximalspannung 6200 kg Zug

$$\text{Erf. } F = \frac{6200}{100} = 62 \text{ qcm.}$$

Gewählt ein Kantholz 13/13 cm mit $F = 169 \text{ qcm.}$

Der überschüssige Querschnitt ist für die Schwächung, welche durch die Verbindungen des Untergurtes entsteht, gerechnet.

Stab 6. 1500 kg Zug.

$$\text{Erf. } F = \frac{1500}{1200} = 1,25 \text{ qcm.}$$

Gewählt ein Rundeisen 16 m/m ϕ mit einem Kernquerschnitt von $1,32 \text{ cm}^2$. Außerdem erhält der Stab zu seiner besseren Aussteifung ein Kantholz von 8/8 cm.

Stab 7. 2159 kg Druck, Knicklänge 3,10 m

$$\text{Erf. } J = 2,15 \cdot 3,10^2 \cdot 80 = 1654 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ein Kantholz 12/12 mit $J = 1728 \text{ cm}^4$.

Stab 8. 350 kg Druck, Knicklänge wie vor.

$$\text{Erf. } J = 0,35 \cdot 3,1^2 \cdot 80 = 270 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ein Kantholz 8/12 mit $J_y = 512 \text{ cm}^4$.

Stab 9. 450 kg Zug.

$$\text{Erf. } F = \frac{450}{100} = 4,5 \text{ qcm}$$

Gewählt aus konstruktiven Gründen ein Holz 13/13 cm.

Stütze.

Belastung $7,05 \cdot 5,00 \cdot 135 = \text{rd. } 4800 \text{ kg.}$

Knicklänge = 6,50 m.

$$\text{Erf. } J = 4,8 \cdot 6,5^2 \cdot 80 = 16\,224 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ein Kantholz 21/21 cm mit $J = 16\,207 \text{ cm}^4$.

b) Dachkonstruktion für den Erweiterungsbau der Kesselschmiede für die Firma R. Wolff A.-G., Erfurt, ausgeführt 1922 von der Firma Ambi, Berlin-Johannisthal.

Die Stützweite der Binder beträgt 25,30 m, ihr Abstand 6,00 m. Die Länge der Halle, die zwecks Verlängerung der bestehenden Kesselschmiede in Eisenkonstruktion ausgeführt wurde, mißt 55 m. Die Eindeckung des Daches besteht aus doppellagiger 100 und 150er Pappe. Die Einzelheiten der Binderkonstruktion zeigt Abb. 196. Bemerkens-

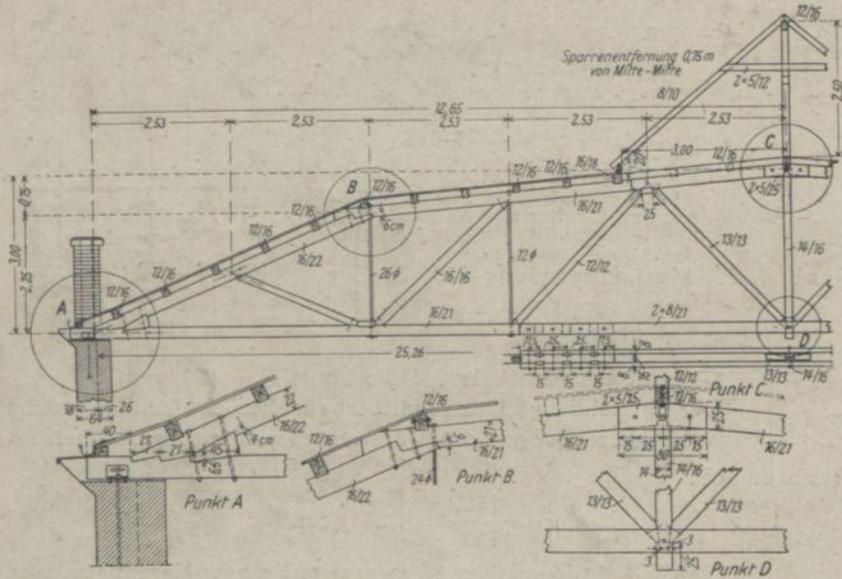


Abb. 196. Dachkonstruktion der Kesselschmiede für die Fa. R. Wolff A.-G. in Erfurt.

wert ist die Lagerung des Binderrandes auf einer Eisenplatte; die Verankerung erfolgt mittels eines wagerechten Bolzens, der durch das Langloch zweier verankerter Winkel hindurchgeführt ist, wodurch eine Beweglichkeit der Binderenden ermöglicht wird.

Die statische Berechnung soll nachstehend wiedergegeben werden.

Die Belastung für 1 qm Grundfläche ergibt sich aus:

Pfetten 12/16 cm	13 kg
Schalung 24 mm	16 „
Pappe einschl. Teer	15 „
Schnee	75 „
Bindereigengewicht u. Wind	21 „
	<hr/>
	140 kg/qm.

Die Belastung eines Knotenpunktes am Obergurt beträgt

$$2,53 \cdot 6,00 \cdot 140 \text{ kg} = 2125 \text{ kg}$$

Hieraus ergeben sich die beiden Auflagerdrucke

$$A = B = \frac{2125 \cdot 9 + 1062 \cdot 5}{2} \cdot 2 = 10\ 625 \text{ kg.}$$

Die Spannkkräfte in den einzelnen Stäben sind zeichnerisch ermittelt (Abb. 197) und in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

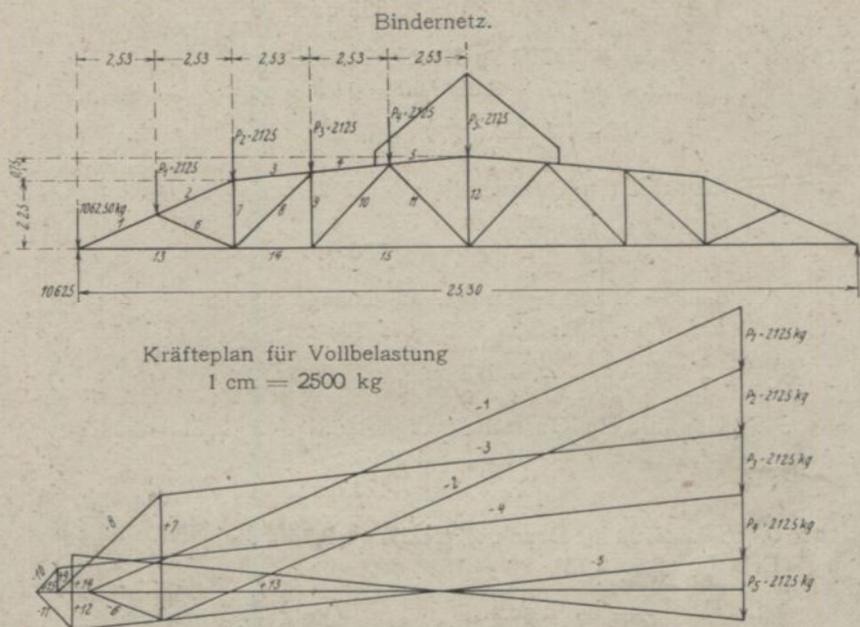


Abb. 197. Zeichnerische Bestimmung der Binderspannkkräfte.

Für die Bestimmung der einzelnen Stabquerschnitte ist eine zulässige Beanspruchung des Holzes für Zug = 100 kg/qcm
 „ Druck = 80 „ angenommen.

Zur Bestimmung der Querschnitte für die eisernen Zugstangen ist eine Beanspruchung für Zug = 1200 kg/qcm eingesetzt. Die für die gedrückten Stäbe erforderlichen Trägheitsmomente wurden nach der Formel

$$J = 80 \cdot P \cdot l^2 \text{ berechnet.}$$

Querschnittbestimmung.

Stab 1 u. 2. Maximalspannkraft
 $S_{\max} = 23\,200 \text{ kg Druck,}$
 Knicklänge 2,75 m

$$\text{Erf. } J = 23,2 \cdot 2,75^2 \cdot 80 = 14\,031 \text{ cm}^4$$

$$\text{Erf. } F = \frac{23\,200}{80} = 290 \text{ qcm.}$$

Stab	Druck t	Zug t	Knickläng. m
1	23 200		2,75
2	20 700		2,75
3	19 000		2,55
4	22 300		2,55
5	21 800		2,55
6	2 500		2,75
7		4 300	
8	4 600		3,50
9		800	
10	1 050		3,70
11	1 750		3,70
12		3 500	
13		21 200	
14		22 150	
15		22 900	

Gewählt ein Querschnitt von 16/22 cm
mit $J_x = 14\,197 \text{ cm}^4$
„ $F = 352 \text{ qcm}$.

Stab 3 u. 4. $S_{\max} = 22\,300 \text{ kg Druck}$, Knicklänge 2,55 m.
Erf. $J = 22,3 \cdot 2,55^2 \cdot 80 = 11\,596 \text{ cm}^4$
„ $F = \frac{22\,300}{80} = 279 \text{ qcm}$.

Gewählt ein Querschnitt von 16/21 cm
mit $J_x = 12\,348 \text{ cm}^4$
„ $F = 336 \text{ qcm}$.

Stab 5. $S_{\max} = 21\,800 \text{ kg Druck}$, Knicklänge 2,55 m.
Erf. $J = 21,8 \cdot 2,55^2 \cdot 80 = 11\,596 \text{ cm}^4$
„ $F = \frac{21\,800}{80} = 273 \text{ qcm}$.

Gewählt ein Querschnitt von 16/21 + 2 · 2/21 = 20/21
mit $J_y = 14\,000 \text{ cm}^4$
„ $F = 420 \text{ qcm}$.

Stab 6. $S_{\max} 2500 \text{ kg Druck}$, Knicklänge 2,75 m.
Erf. $J = 2,5 \cdot 2,75^2 \cdot 80 = 1512 \text{ cm}^4$
„ $F = \frac{2500}{80} = 32 \text{ qcm}$.

Gewählt ein Querschnitt von 12/12 cm
mit $J = 1728 \text{ cm}^4$
„ $F = 144 \text{ qcm}$.

Stab 7. $S_{\max} 4300 \text{ kg Zug}$.

$$\text{Erf. } F = \frac{4300}{1200} = 3,60 \text{ qcm}$$

Gewählt ein Rundeisenbolzen von 26 mm äußerem ϕ mit
einem Kernquerschnitt $F = 3,60 \text{ qcm}$.

Stab 8. $S_{\max} = 4600 \text{ kg Druck}$, Knicklänge 3,50 m.

$$\text{Erf. } J = 4,6 \cdot 3,50^2 \cdot 80 = 4508 \text{ cm}^4$$

$$\text{„ } F = \frac{4600}{80} = 58 \text{ qcm}$$

Gewählt ein Querschnitt 16/16 cm
mit $J = 5461 \text{ cm}^4$
„ $F = 256 \text{ qcm}$

Stab 9. $S_{\max} = 800 \text{ kg Zug}$.

$$\text{Erf. } F = \frac{800}{1200} = 0,66 \text{ qcm}$$

Gewählt ein Rundeisenbolzen von 12 mm äußerem ϕ mit
einem Kernquerschnitt von 0,72 qcm.

Stab 10. $S_{\max} = 1050$ kg Druck, Knicklänge 3,70 m.

Erf. $J = 1,05 \cdot 3,70^2 \cdot 80 = 1150 \text{ cm}^4$

„ $F = \frac{1050}{80} = 14$ qcm.

Gewählt ein Querschnitt von 12/12 cm

mit $J = 1728 \text{ cm}^4$

„ $F = 144$ qcm.

Stab 11. $S_{\max} = 1750$ kg Druck, Knicklänge 3,70 m.

Erf. $J = 1,75 \cdot 3,70^2 \cdot 80 = 1916 \text{ cm}^4$

„ $F = \frac{1750}{80} = 22$ qcm.

Gewählt ein Querschnitt von 13/13 cm

mit $J = 2380 \text{ cm}^4$

„ $F = 169$ qcm.

Stab 12. $S_{\max} = 2500$ kg Zug.

Erf. $F = \frac{2500}{100} = 25$ qcm.

Gewählt ein Querschnitt aus praktischen Gründen von

14/16 cm

mit $F = 224$ qcm.

Stab 13 u. 14. $S_{\max} = 22\ 150$ kg Zug.

Erf. Nutzquerschnitt $F = \frac{22\ 150}{100} = 222$ qcm.

Gewählt ein Querschnitt von 16/21 cm

mit $F = 336$ qcm.

Stab 15. $S_{\max} = 22\ 900$ kg Zug.

Erf. Nutzquerschnitt $F = \frac{22\ 900}{100} = 229$ qcm.

Gewählt 2 Querschnitte je 8/21 cm

mit $F = 2 \cdot 168 = 336$ qcm.

Stoßverbindung des Untergurtes.

$S_{\max} = 22\ 900$ kg Zug.

Die Verbindung besteht aus zwei Hölzern je 8/21 cm und einem Holz 16/21 cm, welche miteinander durch 6 Hartholzdübel zusammengehalten werden (Abb. 198).

Die Dübel sind 2,5 cm nach jeder Seite hin eingelassen. Erf. Lochwandquerschnitt der Dübel

$$\frac{22\ 900}{80} = 286 \text{ qcm.}$$

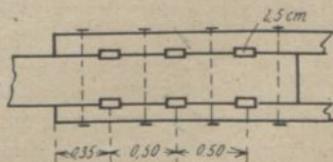


Abb. 198.

Gewählt 6 Dübel 5/21 cm stark, 15 cm lg.

mit $F = 2,5 \cdot 21 \cdot 6 = 315$ qcm.

Gegen Abscheren der Dübel ist ein Querschnitt erforderlich

$$F = \frac{22\,900}{15} = 1526 \text{ qcm.}$$

vorhanden $F = 21 \cdot 15 \cdot 6 = 1890 \text{ qcm.}$

Zum Zusammenhalten der beiden Zangen mit dem Untergurt sind außerdem noch 4 Bolzen von 16 mm ϕ angeordnet. Nach Abzug der Einkämmungen der Dübel verbleibt für den Stab 15 noch ein Nutzquerschnitt von

$$336 - 2,5 \cdot 21 \cdot 2 = 231 \text{ qcm.}$$

Endverbindung des Untergurtes mit dem Obergurt.

[Stab 1 und 13.]

Größtspannkraft im Untergurt (Stab 13) = 21 200 kg Zug.

$$\text{Erd. } F \text{ für die Einkämmungen } \frac{21\,200}{80} = 265 \text{ qcm.}$$

Vorhanden $5,5 \cdot 16 \cdot 2 + 6,5 \cdot 16 = 280 \text{ qcm}$ (Abb. 199).

Gegen Abscheren des Untergurtes ist eine Fläche

$$\text{erf. } F = \frac{21\,200}{10} = 2120 \text{ qcm}$$

vorh. $F = (40 + 2 \cdot 27) \cdot 2 \cdot 16 = 3008 \text{ qcm.}$

Nach Abzug der Verkämmungen verbleibt für den Stab 13 ein Nutzquerschnitt von

$$336 - 6,5 \cdot 16 = 232 \text{ qcm}$$

$$\text{Erf. } F = \frac{21\,200}{100} = 212 \text{ qcm.}$$

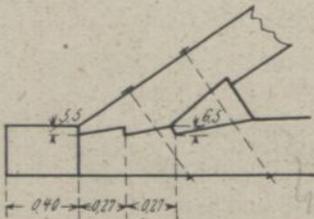


Abb. 199.

2. Binder mit Runddübeleinlagen.

Wie bereits erwähnt, werden hier die Kräfte durch Einlagen aus Hartholz oder Eisen übertragen, die zwischen die Hölzer, in maschinell hergestellte Nuten oder Höhlungen, gelegt werden. Zur Zusammenhaltung der Verbindung dient meist ein dünner Bolzen von 13 oder 16 mm Durchmesser. Zu diesen Bauweisen gehören die der Firmen Karl Kübler, Stuttgart, Christoph & Unmack A.-G., Niesky, Deutsche Holzbauwerke Carl Tuchscherer Akt.-Ges., Ohlau, Professor Kreüger, Stockholm, Dr.-Ing. Carius & Kleinhenz, Leipzig, C. Brösel, Cassel, Jucho, Dortmund.

Bei der Bauweise Kübler, Stuttgart¹⁾, sind sämtliche Fachwerkstäbe aus Holz hergestellt und in den Knotenpunkten zentrisch zusammengeführt. Der Ausgleich der Kräfte in den Knotenpunkten erfolgt durch Überlagshölzer und Zwischenhölzer, deren Faserrichtung parallel ist zu derjenigen des zugeordneten Stabes, und durch zwischen die Hölzer gelegte doppelkegelförmige Einlagestücke aus Holz, Guß-, Flußeisen oder

¹⁾ Deutsche Bauz. 1919. S. 34 u. 45.

Stahl. Diese Einlagestücke übertragen die Zug- wie Druckkräfte auf die einzelnen Zwischen- oder Auflagehölzer und ersetzen hier die im Eisenbau üblichen Knotenbleche. Die Einlagestücke selbst sind kreisförmig, sobald sie nur Kräfte in der Längsrichtung der Faser zu übertragen haben.

Ihre Wirkungsweise sei unter Bezugnahme auf Abb. 200a näher erläutert. Sie zeigt die Aufhängung einer Last an einem biegungsfesten Balken (Zangenpaar N). Die Hängsäule b , die zur Übertragung der Lasten dient, habe die Breite der lichten Öffnung des Zangenpaares. An ihrem Kopf werden zur Auflagerung und Übermittlung der Lasten 2 Hölzer b' mittels der dübelartig wirkenden Einlagestücke, die aus dem Schnitt ersichtlich sind, statisch einwandfrei aufgesattelt.

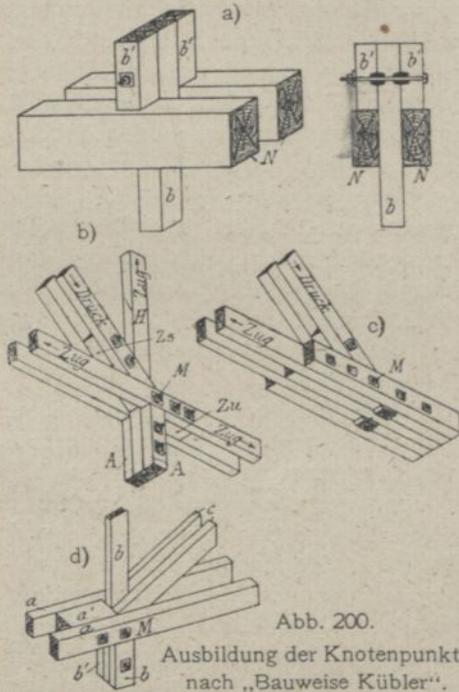


Abb. 200.

Ausbildung der Knotenpunkte nach „Bauweise Kübler“.

Abb. 200b zeigt die Ausbildung eines Fachwerkknotens. Die in der Hängsäule H wirkende Zugkraft wird durch die erforderliche Anzahl von Einlagestücken auf die Überlagshölzer A übergeleitet. Diese legen sich mit ihrer oberen Hirnfläche gegen die Unterseite des Untergurtes. Diese lotrechte Kraft wird durch die lotrechte Seitenkraft der in der

Strebe erforderlichen Druckkraft ausgeglichen. Die Strebe gibt wieder mit Hilfe der keilartig wirkenden Einlagestücke ihre wagerechte Seitenkraft auf das Zwischenholz Zs ab, das sich fest gegen das Holz der Hängsäule H legt. Auf der anderen Seite legt sich das Zwischenholz Zu des Untergurtes gegen das Holz H , auf das ebenfalls durch Einlagestücke der Kraftunterschied zweier benachbarter Untergurtstäbe übertragen wird. Die wagerechten Kräfte gleichen sich also nach Abzug der Reibung der Streben auf dem Gurt durch das Holz der Hängsäule H hindurch aus. Das Holz der letzteren wird durch Einschalten der Zwischenlagehölzer senkrecht zur Faser auf Druck beansprucht. Die Strebe kann ihre lotrechte Kraft nur auf das Holz des Untergurtes abgeben, und durch diese hindurch wird nach Abzug der Reibung der Strebe an der Hängsäule ein Ausgleich mit der lotrechten Kraft der Überlagshölzer A herbeigeführt; also auch hier tritt Beanspruchung senkrecht zur Faser auf Druck ein.

Abb. 200c zeigt die Anordnung eines Auflagerknotens. Die schräg ansteigenden Druckstreben werden als durchgehend bis zum Auflager

gewählt und der die Druckstreben kreuzende Untergurt wird ausgewechselt. Die Auswechslung erfolgt unter Verwendung der keilförmigen Einlagestücke. Die in ihrem vollen Querschnitt nutzbaren Hölzer haben den Zweck, die auftretenden Zugkräfte auf die Druckstreben zu übertragen.

Eine weitere Ausbildungsmöglichkeit des Knotenpunktes, die die später beschriebenen Schwinderscheinungen ausschaltet, jedoch sehr breite Konstruktionsglieder ergibt, zeigt Abb. 200d. Die Anordnung zeichnet sich dadurch aus, daß die zeitweiligen Streben *c* zwischen einem durch die Hängsäule *b*, die beiden Überlagshölzer *b'* sowie durch das zwischen den Zugstangen *a* befindliche Zwischenlageholz *a'* gebildeten kastenförmigen Raum gelagert sind, wodurch die früheren Füllhölzer zwischen den Streben in Wegfall kommen. Die wagerechte und lotrechte Seitenkraft der Diagonalkraft wird unmittelbar auf die Auflagestücke der Hängsäule und das Einlagestück zwischen den Zugstangen übertragen. Durch diese Konstruktion wird der wesentliche Vorteil erzielt, daß Schwinderscheinungen senkrecht zur Faserrichtung sich vollkommen wirkungslos für die Formänderung der Konstruktion abspielen können.

Bei der Durchbildung der Knoten auf die vorbeschriebene Art liegt die Mittelkraft der nicht mehr in einer Ebene liegenden Kräfte infolge symmetrischer Anordnung der Auflage- und Zwischenhölzer in der Grundebene des Stabsystems, so daß Verdrehungsspannungen unter allen Umständen vermieden werden. Es wird auf diese einfache Weise ein Gleichgewichtszustand im Knoten und in den Anschlüssen hergestellt, der ohne jede Exzentrizität und damit ohne die sonst unvermeidliche Nebenwirkung von Momenten zu erreichen ist. Zugbeanspruchungen senkrecht zur Faserrichtung in den Hölzern sind ausgeschaltet, und es können die zulässigen Druckbeanspruchungen senkrecht zur Faser ohne weiteres eingehalten werden. Die Überlags- und Zwischenhölzer liegen ständig fest an.

Die Einlagestücke sind genau wie Niete normalisiert. Ihre Zahl muß so groß sein, daß die zulässige Druckbeanspruchung des Holzes in der Faserrichtung, sowie senkrecht hierzu nicht überschritten wird. Die Abstände der Einlagestücke errechnen sich unter Zugrundelegung der zulässigen Scherbeanspruchungen des Holzes. Sie sind durchbohrt, um das Durchstecken von Heftbolzen zu ermöglichen. Diese haben nur den Zweck, die einzelnen Konstruktionsteile senkrecht zur Kraftebene zusammenzuhalten. Eine Beanspruchung dieser Bolzen auf Abscherung findet nicht statt. Es ist auch nicht notwendig, bei jedem Einlagestück einen Heftbolzen anzuordnen, durchschnittlich genügen vielmehr für einen Knoten 1 bis 2 Stück. Die übrigen Bohrlöcher, die für die Einlagestücke hergestellt werden müssen (s. später), können aus Schönheitsgründen mit Holzapfen ausgefüllt werden.

Um ein sachgemäßes Anziehen der Bolzen zu ermöglichen und das lästige Schwinden in der Querrichtung auszuschalten, werden

starke Federringe mit rechteckigem Querschnitt unter die Mutter oder auf die quadratisch gewählte Unterlagsscheibe gelegt, die auch am Kopf angeordnet ist und eine Größe von $\frac{4}{5}$ bis $\frac{5}{5}$ cm besitzt.

Im Schnittpunkt der Kräfte im Knotenpunkt selbst ist ein Bolzen M angeordnet; das Bohrloch für diesen wird größer als der Bolzendurchmesser hergestellt, um ein freies Arbeiten der Stäbe, die in diesem Punkt zusammenlaufen, zu gewährleisten. Es werden dadurch vor allem Zugspannungen senkrecht zur Faserrichtung vermieden.

Die Ausbildung des Knotenpunktes nach Abb. 200b ergibt beim Auftreten von Schwinden und Quellen der Hängsäule und des Gurtes durch festes Anliegen der Füllglieder Zusatzdurchbiegungen des Systems. Die Ausbildung nach Abb. 200d zeigt nur geringe Einflüsse des Schwindens für das System, hat aber, wie schon erwähnt, den Nachteil, daß Unter- wie Obergurt breiter ausgeführt werden müssen.

Bei der Herstellung der Binderkonstruktion werden die einzelnen Binderstäbe nach Zeichnung auf dem Werkplatz angefertigt und auf dem Reißboden zusammengelegt. Hierauf werden an den Stellen, wo die zwischen den Hölzern liegenden keilförmigen Einlagestücke eingelegt werden sollen, durchgehende Bohrlöcher mit dem Durchmesser der Heftbolzen mittels elektrischer Bohrmaschinen gebohrt. Dann werden die Hölzer auseinander genommen, und es werden an den Innenseiten zum Einlassen der Einlagestücke mittels Zentrierbohrer die entsprechend geformten Vertiefungen ausgeführt. Hierauf werden die Einlagestücke zwischen den Verbandhölzern eingesetzt und die Heftbolzen eingezogen.

Nachstehend mögen einige Ausführungen der Firma Kübler erwähnt werden. Abb. 201 zeigt die Binderkonstruktion für die Abstell-

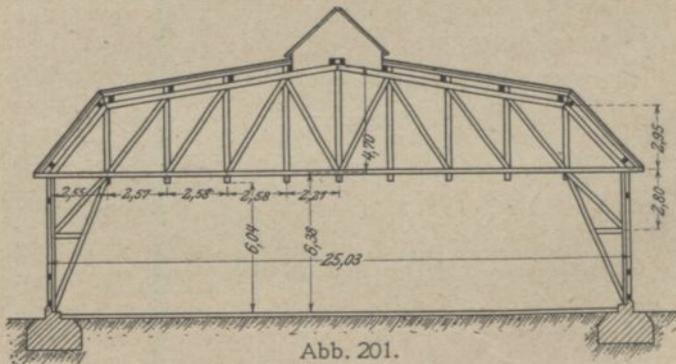


Abb. 201.

Querschnitt einer Abstellhalle nach „Bauweise Kübler“.

halle einer Flugzeugfabrik von rd. 25 m Spannweite und 60 m Länge. Die Binder, die einen Abstand von 5 m besitzen, sind als Rahmenbinder ausgebildet. Neben der seitlichen Toröffnung von 20 m Lichtweite sind

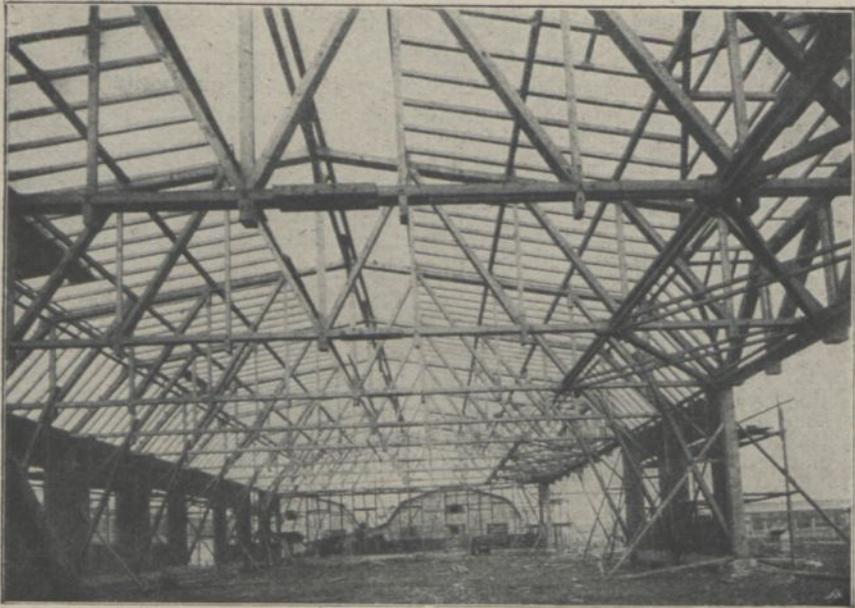


Abb. 202. Innere Ansicht der Abstellhalle.

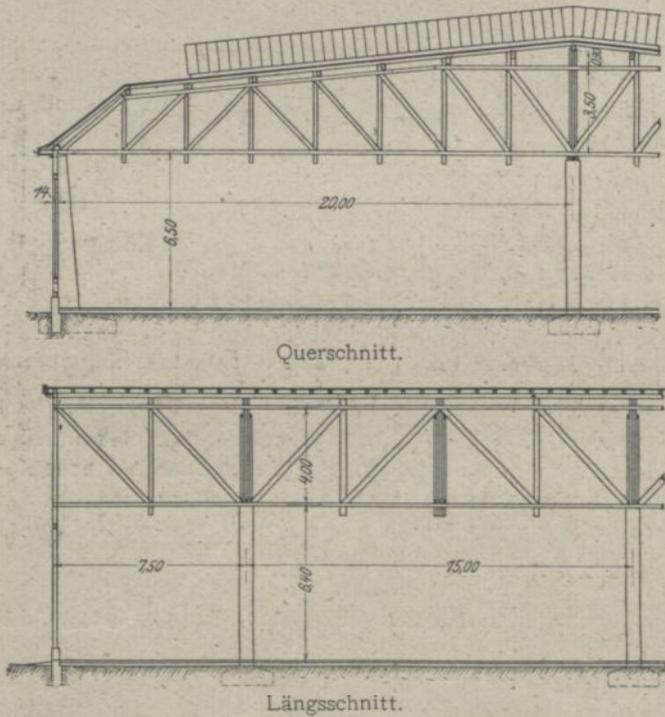


Abb. 203. Arbeitshalle nach „Bauweise Kübler“.

sie einhüftig gestaltet und auf einem Torunterzug, der gleichfalls als Fachwerkträger ausgebildet ist, gelagert (Abb. 202).

Eine weitere Anwendung dieser Bauweise ist in Abb. 203 dargestellt. Es handelt sich hier um eine zweischiffige Arbeitshalle von $2 \times 20 = 40$ m Gesamtbreite und 90 m Länge, deren Dachkonstruktion von Eisenbetonstützen getragen wird. Die Binder besitzen einen Abstand von 7,5 m und ruhen in Hallenmitte auf einem fachwerkartigen Firstunterzug (s. Längenschnitt), der auf den 15 m entfernten Mittelstützen gelagert ist. Binder sowie Firstunterzug sind als Gerberträger berechnet und ausgebildet.

Die von der Firma Christoph & Unmack A.-G., Niesky (Oberlausitz), ausgeführten neueren Fachwerkbinder sollen an den Abb. 204 und 205 erläutert werden.

Die mehrteiligen Obergurte sind an den Hauptlastpunkten, die unten Kranbahnen tragen sollen, gestoßen. Um an der Stoßstelle der Gurte das Aufeinandertreffen von 2 Hirnholzflächen zu vermeiden, sind bei diesen Binderformen, wie von den alten Häng- und Sprengwerken her bekannt, die ges. gesch. „Nieskyer Stoßrippen“ eingeschaltet (Abb. 204 u. 205). Diese gewährleisten eine überaus sichere Kraftübertragung. Für Binder, die schwere Lasten tragen sollen, wie im vorliegenden Falle, werden zwischen den Gurten Nieskyer Spezial-Sperrholz-Knotenplatten angeordnet; sie sichern die starre Verbindung zwischen Obergurt und Pfosten nach allen Richtungen. Zwischen den drei Stoß-

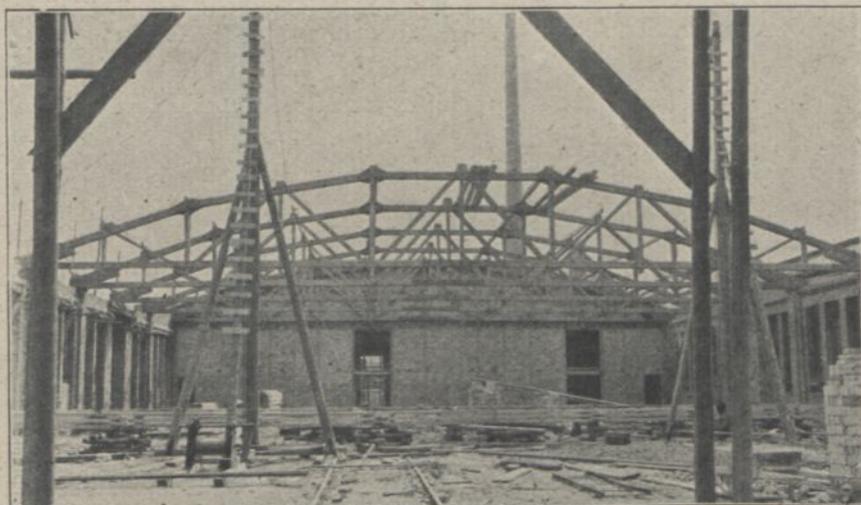


Abb. 204.

Normaltyp für die Binderkonstruktionen der Firma Christoph & Unmack.

rippen sind als Fortsatz nach unten 2 Vertikalstäbe angeordnet, die zwischen den Untergurten hindurchgeführt werden. Durch die Vereinigung der dreiteiligen Stoßrippe mit der zweiteiligen Vertikale ist ein

leichter, billiger und genauer Anschluß der Vertikalen und Diagonalen mit dem Untergurt gewährleistet. Der Anschluß der Diagonalen an die Vertikalen geschieht mit Versatz. Vertikale und Diagonale werden unter Anordnung einer Überblattung mit Bolzen an die Untergurte angeschlossen. Bei Bindern großer Lasten werden um die Bolzen herum gußeiserne Nieskyer T-förmige Tellerdübel (Abb. 206) in die Gurte, Vertikal- und Diagonalstäbe eingelegt.

Die Möglichkeit, die Vertikalstäbe durch die Untergurte hindurchzu-

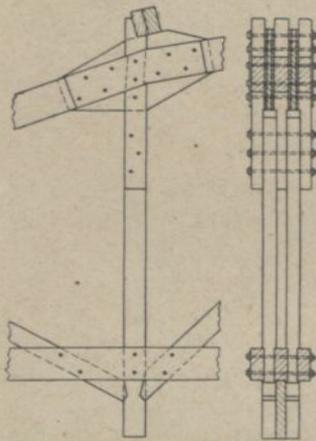


Abb. 205. Einzelheit der Knotenpunktausbildung.

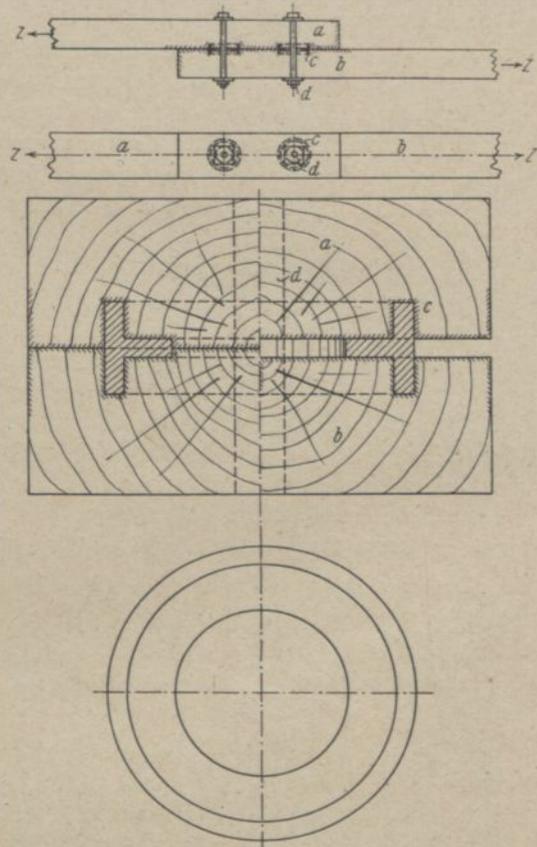


Abb. 206. T-förmiger Tellerdübel der Firma Christoph & Unmack. D. R. G. M.

führen, hat weiterhin den Vorteil, daß Kranbahnen und sonstige Lasten leicht an ihnen befestigt werden können.

In gleicher Weise ist es möglich, die Stoßrippen über den Obergurt hinaus zu verlängern und so, wenn nötig, die Dachform äußerlich anders zu gestalten als die des Binderobergurtes.

Ober- und Untergurt werden am Auflager mit Versatz, Dübeln und Bolzen zur Kraftaufnahme entsprechend ausgebildet. Bei großen Lasten, wie in vorliegendem Falle, werden noch besondere schwere Hölzer zwischen Ober- und Untergurt eingeschaltet und ein entsprechend ausgebildeter Schuh am Auflager angeordnet. Der Hauptstoß im Untergurt wird durch Dübel, Laschen und Bolzen einwandfrei gesichert.

Eine neuere Binderkonstruktion zeigt Abb. 207, und zwar für eine

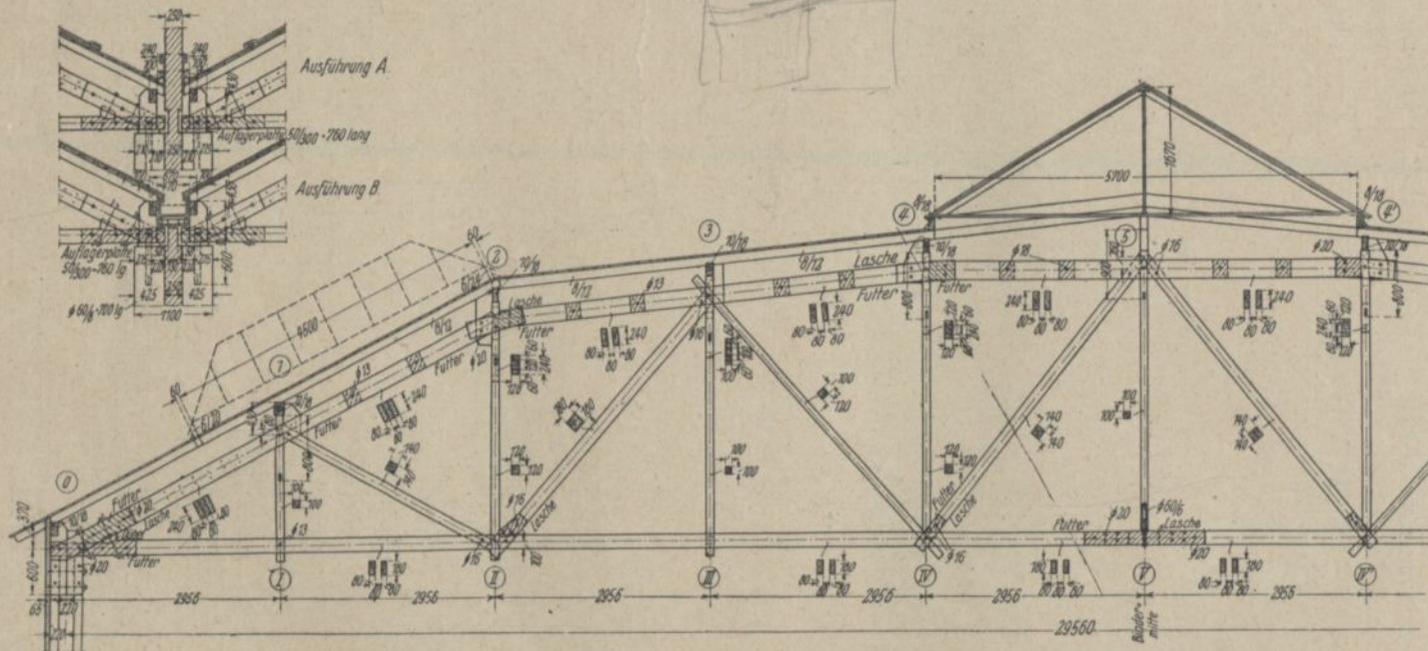


Abb. 207. Binderkonstruktion der zweischiffigen Sägewerkhalle der Firma Christoph & Unmack.

zweischiffige Sägewerkhalle der Firma von je 29 m Lichtweite. Abb. 208 zeigt diese Halle in der Ausführung¹⁾.

Die neueste Bauweise der Firma Deutsche Holzbauwerke Carl Tuchscherer A.-G., Ohlau (Schlesien), mit den von ihr paten-

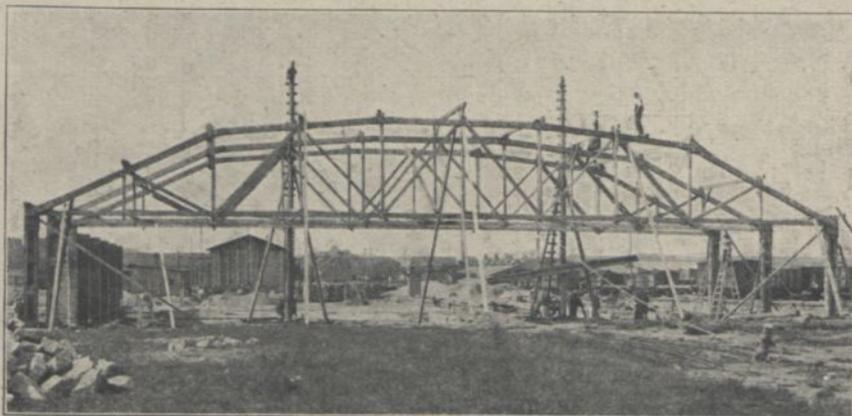


Abb. 208. Ausführung der Sägewerkhalle.

tierten Ringdübeln, ermöglicht es, Stabanschlüsse für größere Zug- und Druckkräfte herzustellen²⁾. Da es keine Schwierigkeiten macht, Zugstäbe an die Gurtungen anzuschließen, können die gleichen Fachwerk-

formen wie in Eisen hergestellt und die Stäbe zentrisch zusammgeführt werden.

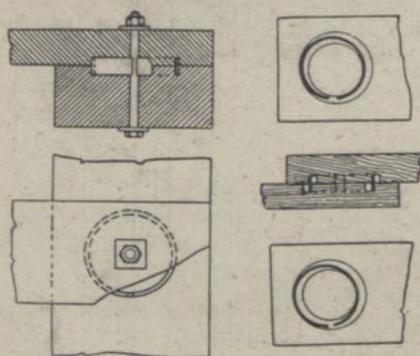


Abb. 209.

Der Ringdübel besteht aus einem kreisförmig gebogenen Flacheisen, das an einem Ende mit einem ausgearbeiteten Zahn versehen ist, welcher in eine Lücke des anderen Flacheisendes, nach Art von Feder und Nut, eingreift (Abb. 209). In den beiden zu verbindenden Hölzern sind zwecks Aufnahme dieses Ringes kreisförmige Nuten von der Breite der

Flacheisenstärke und der Tiefe der halben Flacheisenbreite eingefräst, in welche der Ringdübel eingelegt wird. Die Verbindung wird durch einen im Ringmittelpunkt befindlichen Schraubenbolzen zusammengehalten. Besteht der Ober- und Untergurt aus je einem Holz, so muß natürlich zur Erzielung eines symmetrischen Anschlusses die Diagonale aus zwei Hölzern bestehen, welche zu beiden Seiten der Gurthölzer liegen. Sind die Gurte

¹⁾ Über andere Ausführungen der Firma vgl. auch *Der Holzbau* 1922, S. 21 u. 25.

²⁾ Vgl. auch *Der Holzbau* 1920 Nr. 5. Beilage der Deutschen Bauztg.

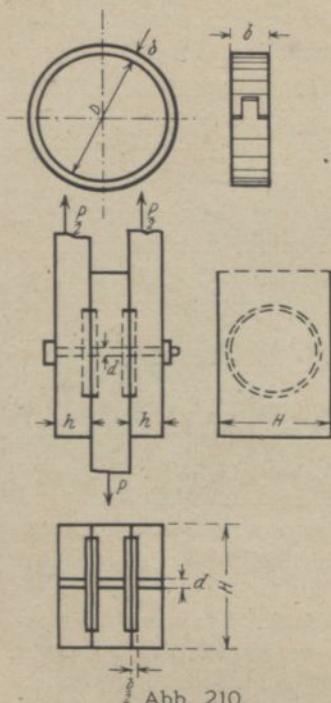
aus je zwei Hölzern zusammengesetzt, so ist für die Diagonale entweder ein Holz zu verwenden, welches zwischen den beiden Gurthölzern liegt, oder sie muß aus drei Hölzern bestehen, von denen eins zwischen und die beiden anderen auf den Außenseiten der Gurthölzer liegen.

Suchen sich nun die Stäbe infolge der auf sie einwirkenden Kräfte gegeneinander zu verschieben, so wird der Ring gegen die Nutenwandung gepreßt. Bei ungenauer Ausführung des Nuten- oder Ringdurchmessers und bei ungleichmäßiger Nachgiebigkeit des Holzes wird der Ring sich so weit auseinander- oder zusammenbiegen, bis er mit seiner einen Hälfte an der Nutenwandung des Außenholzes, mit seiner anderen am Holzkern anliegt. Hierdurch wird eine Verteilung der Stabkraft auf Holzkern und Außenholz je zur Hälfte für alle Fälle gesichert.

Wäre der Ring geschlossen, so könnte er sich nicht auf- oder zusammenbiegen. Würde er dann z. B. nur am inneren Holzkern anliegen, gegen die Nutenwandung des Außenholzes dagegen Luft haben, so würde auch die ganze Stabkraft auf den Holzkern allein übertragen werden. Würde umgekehrt der Ring nur an der Wandung des Außenholzes anliegen, aber nicht am Holzkern, so hätte das Außenholz die ganze Stabkraft allein aufzunehmen. Es müßte also sowohl die Leibungsfläche der Nutenwandung als auch die Scherfläche des Außenholzes bei gleicher Sicherheit doppelt so groß sein als bei dem offenen Ring. Die Herstellung dieser Anschlüsse ist sehr einfach. Die hierfür nötigen Arbeiten können in der Hauptsache sogar von ungelerten Arbeitern ausgeführt werden, ein Umstand, der bei dem Mangel an Zimmerleuten von großer Wichtigkeit sein wird. Nach den bisherigen Erfahrungen liegt aber noch ein weiterer Vorteil in dieser Verbindung. Bekanntlich sind die freitragenden Holzkonstruktionen nachträglich einer verhältnismäßig großen Durchsenkung unterworfen, die in der Hauptsache auf ein Schwinden des Holzes in den Knotenpunkten senkrecht zur Faser zurückzuführen ist. Wenn eine derartige Durchsenkung in der Regel auch ohne weitere Folgen ist, so kommen doch Fälle vor, bei denen diese recht störend wirkt. Ein Beispiel hierfür bieten die weitgespannten Unterzüge über den Toröffnungen von Flugzeughallen. Hier kann unter Umständen die Senkung zu einem Festklemmen der Tore führen, und es sind besondere Vorkehrungen zu treffen, welche diese Durchsenkung unschädlich machen. Die Ringdübelverbindung jedoch gibt nicht nach, so daß die elastische Durchbiegung des Binders kaum überschritten wird. Die Ringdübel eignen sich für jede Spannweite und zur Aufnahme von Einzellasten bis zu etwa 20 t und mehr und werden in Abstufungen von 2 cm in Durchmessern von 10 bis 30 cm ausgeführt. Die Tragfähigkeit der einzelnen Ringdübel ist bei einer Scherbeanspruchung des Holzes von 10 kg/qcm und einem Leibungsdruck von 80 kg/qcm berechnet und in nachstehender Tabelle zusammengestellt¹⁾. Ein Ringdübelpaar von 30 cm Durchmesser über-

¹⁾ Vgl. auch: Lewe. Die Berechnung des geschlitzten Ringdübels System Tuchscherer. Der Holzbau 1920, S. 77.

trägt demnach 28,27 t. Bei noch größeren Diagonalkräften muß die Diagonale in der bereits erwähnten Weise aus drei Hölzern bestehen, so daß zwei Ringdübelpaare zur Anwendung gelangen.



Ringdübel-Anschlüsse

Es bedeutet (Abb. 210)

P = Stabkraft für 2 Dübel

σ = Zugspannung in der Faserrichtung
100 kg/cm²

σ_L = Leibungsdruck = 80 kg/cm²

$b = 0,2D$

$\delta = 0,04D$

τ = Schubspannung // Faser = 10 kg/cm²

$P = 2 \cdot D \cdot b \cdot \sigma_L = \pi \cdot D^2 \cdot \tau$

Querschnittverminderung durch Ringpaar:

$$F_R = b (D + 2\delta)$$

Querschnittverminderung durch Schraubenbolzen:

$$F_S = (2h - b) d$$

Nutzbarer Querschnitt:

$$F_N = 2h \cdot H - F_R - F_S$$

Abb. 210.

D cm	b cm	δ cm	Schr. φ d	P für σ _L = 80 kg/cm ² τ = 10 „ „	Ver- schluß- hölzer	D + 2δ	Querschnitt- verminderung			Voller Quer- schnitt 2 · h · H	Nutz- barer Quer- schnitt F _N	Ge- wicht des Rin- ges
							vom Ring F _R	vom Bolzen 2h · b F _S				
8,0	1,6	0,35	0,5	2011	2 · 2,5/9	8,7	13,9	3,4	1,70	45	29,4	0,106
10,0	2,0	0,4	1,6	3142	2 · 4/12	10,8	21,6	6,0	9,60	96	64,8	0,205
12,0	2,6	0,5	1,6	4524	2 · 4/14	13,0	33,8	5,4	8,64	112	69,6	0,402
14,0	2,9	0,65	1,6	6158	2 · 4/16	15,3	44,4	5,1	8,2	128	75,4	0,68
16,0	3,2	0,65	1,6	8042	2 · 4/19	17,3	55,4	4,8	7,7	152	88,9	0,856
18,0	3,6	0,8	2,0	10 179	2 · 5/20	19,6	70,6	6,4	12,8	200	116,6	1,34
20,0	4,0	0,8	2,0	12 566	2 · 5/23	21,6	86,4	6,0	12,0	230	131,6	1,65
22,0	4,5	0,8	2,0	15 205	2 · 5/25	23,6	106,2	5,5	11,0	250	132,8	2,03
24,0	5,0	1,0	2,0	18 096	2 · 6/27	26,0	130,0	7,0	14,0	324	180,0	3,09
26,0	5,2	1,0	2,3	21 237	2 · 6/29	28,0	145,60	6,8	15,6	348	186,8	3,47
28,0	5,5	1,2	2,3	24 630	2 · 7/30	30,4	167,20	8,5	19,6	420	232,2	4,75
30,0	6,0	1,2	2,3	28 274	2 · 8/30	32,4	194,40	10,0	23,0	480	262,6	5,54

Bemerkungen zur Ringdübeltabelle:

Die Spalte für P ergibt sich nach der Formel:

$$P = 2 \cdot D \cdot b \cdot \sigma_L = \pi \cdot D^2 \tau$$

z. B. für einen Ring von 200 mm ϕ

$$\begin{aligned} P &= 2 \cdot 20 \cdot 4 \cdot 80 = 12\,800 \text{ kg} \\ \text{bzw.} &= 3,1416 \cdot 20^2 \cdot 10 = 12\,566 \text{ kg} \end{aligned} \quad 2)$$

und zwar wird der kleinere der erhaltenen beiden Werte genommen. Der zweite Teil der Formel bezieht sich auf das vom Ring eingeschlossene Kernholz, dem eine gleich große Vorholzfläche entspricht, so daß im ganzen bei einem Ringdübelpaar mit 4 Kreisflächen zu rechnen ist.

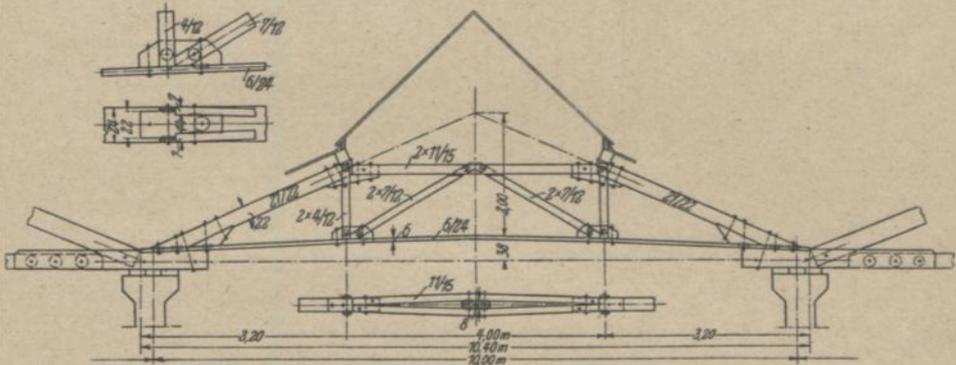


Abb. 211.

Die Spalte für die Berechnung der Querschnittverminderung durch ein Ringpaar bezieht sich natürlich nur auf einen der angeschlossenen Fachwerkstäbe, z. B. auf die beiden Diagonalhölzer, und ist deswegen vom Ring aus gleich:

$$F_R = b (D + 2 \delta) \quad 3)$$

So errechnet sich z. B. für das Ringdübelpaar von 200 mm ϕ die Spaltenzahl wie folgt:

$$F_R = 4,0 (20,0 + 2 \cdot 0,8) = 86,4. \quad 4)$$

Bei Berechnung des nutzbaren Querschnitts in der vorletzten Spalte der Tabelle hat man außerdem noch die Holzverschwächung infolge des Schraubenbolzens abzuziehen, und zwar ist diese:

$$F_S = (2h - b) d \quad 5)$$

Z. B. ergibt sich diese Ziffer für das Ringdübelpaar von 200 mm ϕ zu:

$$F_S = (2 \cdot 5,0 - 4,0) 2,0 = 12,0. \quad 6)$$

Die Zahl der vorletzten Spalte für den nutzbaren Querschnitt ergibt sich demnach nach der Formel:

$$F_N = 2h \cdot H - F_R - F_S. \quad 7)$$

Z. B. für das Ringdübelpaar von 200 mm ϕ

$$F_N = 2 \cdot 5 \cdot 23 - 86,4 - 12,0 = 131,6. \quad 8)$$

Nach dieser Bauweise sind die nachstehend angeführten Balkenbinder hergestellt. Abb. 211 stellt eine mehrschiffige Halle dar; der

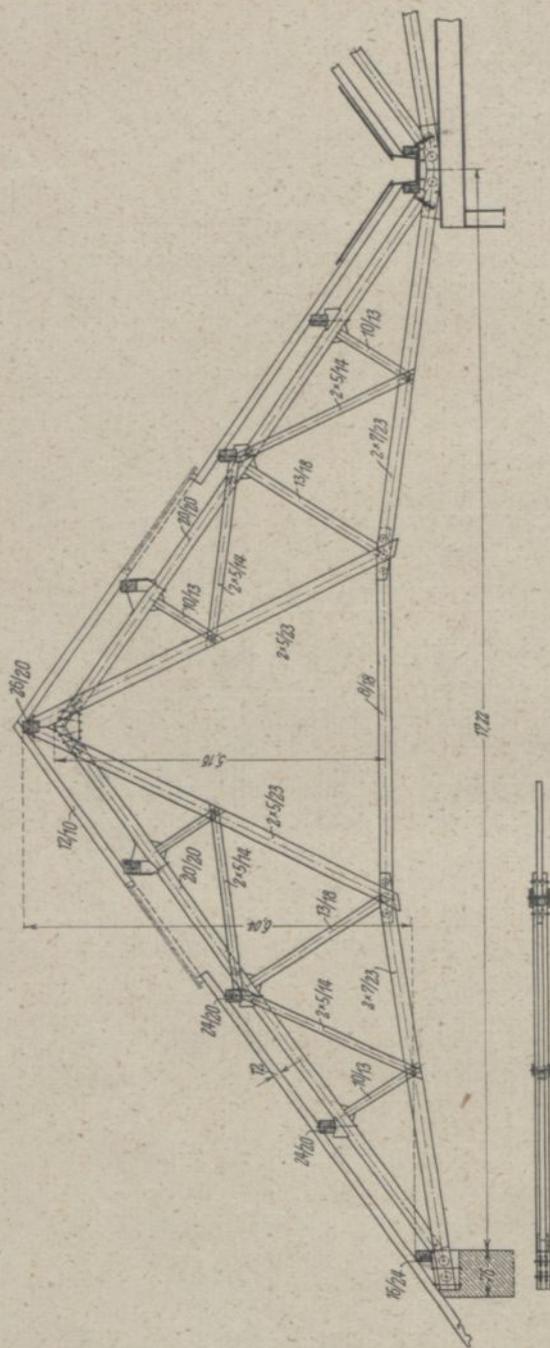


Abb. 212. Binder für den Lokomotivschuppen A auf Bahnhof Osnabrück.

gezeigte Binder weist eine Stützweite von rd. 10 m und einen Binderabstand von 7,90 m auf und ist durch seine einfache und zweckmäßige Ausbildung bemerkenswert.

Abb. 212 zeigt einen Polonceaubinder von 17,22 m Stützweite, der eine ähnliche Form wie die früher nur in Eisen ausgeführten Binder aufweist. Abb. 213 läßt einen Binder von rd. 44 m Stützweite (Hallenweite = 45 m) erkennen.

Nachstehend möge ferner die Dachkonstruktion der Autohallen für das Reichsvermögensamt in Mainz, einer der neuesten Ausführungen (1922) der Deutschen Holzbauwerke Carl Tuschcherer Akt.-Ges., samt konstruktiven Einzelheiten und statischer Berechnung wiedergegeben werden. In gleicher Weise sind sechs Hallen von $22,7 \times 66,0$ m Grundfläche ausgeführt. Die Umfassungswände sind massiv. Die Eindeckung besteht aus Doppelpappe auf 25 mm starker gespundeter Schalung über kontinuierlich durchlaufenden Pfetten. Die Kontinuität wird dadurch erreicht, daß über den

Bindern, wo das größte Moment vorhanden ist, die Pfetten nebeneinander geführt werden, damit der Querschnitt das doppelte Wider-

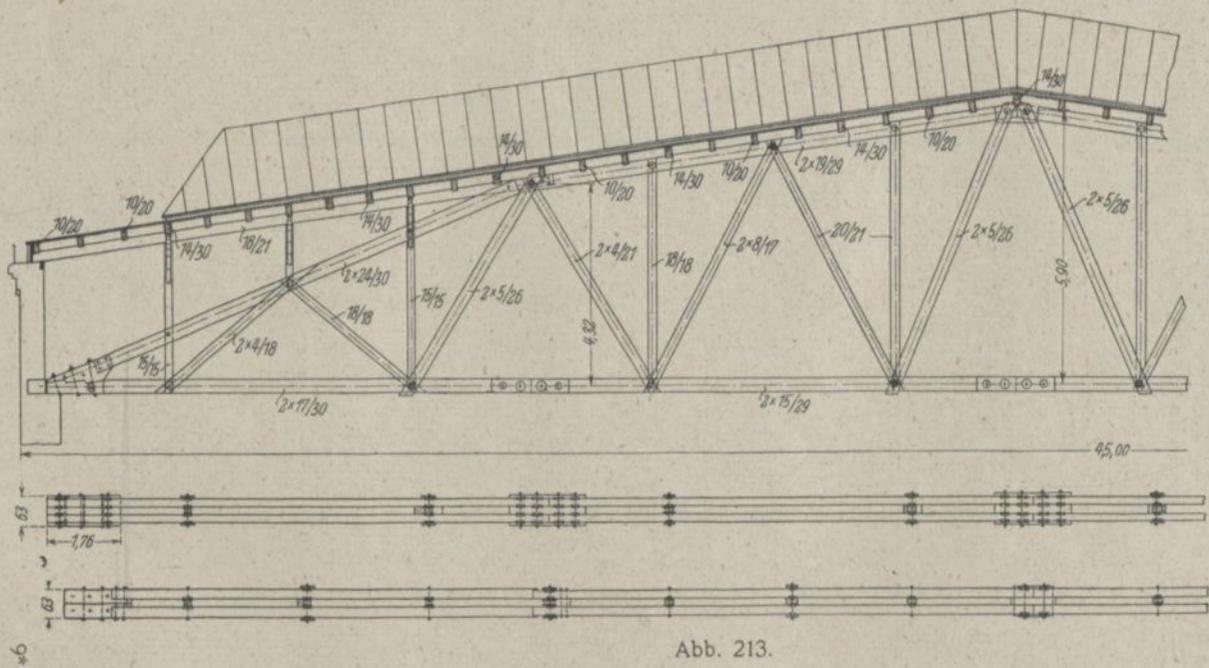
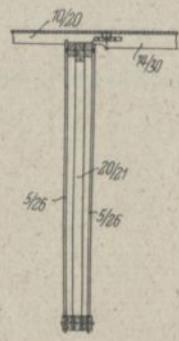


Abb. 213.



11. Balkenbinder.

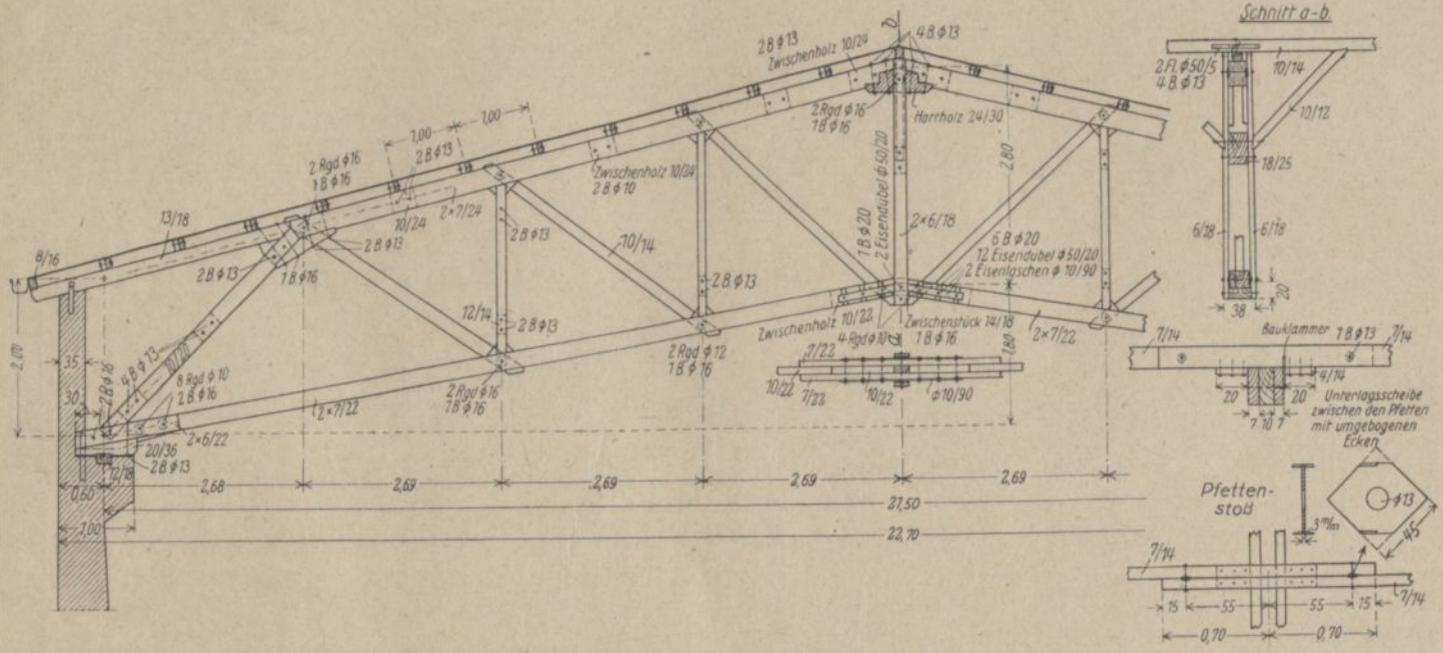


Abb. 214. Dachkonstruktion der Autohallen für das Reichsvermögensamt in Mainz.

standsmoment erhält. Die Binder, welche als einfache Balkenbinder mit 1,80 m gesprengtem Untergurt ausgebildet sind, liegen in Abständen von 5,5 m. Die Einzelheiten der Binder- und Pfettenkonstruktion zeigt Abb. 214.

Die statische Berechnung wurde auf Grund der ministeriellen Vorschriften für Hochbauten vom 24. Dezember 1919 durchgeführt. Die Anschlüsse der Zugschrägen erfolgen mit geschlitzten Ringdübeln, deren Tragfähigkeit für je ein Ringpaar aus der S. 128 angegebenen Tabelle zu entnehmen ist. In letzterer sind auch die Diagonalquerschnitte sowie deren Querschnittverminderungen infolge Ringdübelnuten und Bolzenloch angegeben.

I. Belastung.

Die Dachneigung ist sehr flach, so daß Wind einen sehr geringen Einfluß hat. Berücksichtigt wird derselbe durch einen Zuschlag von 5 kg/m² zu Schneelast.

Doppelpappe	= 20 kg/m ²	} 123 kg/m ²
Schalung 25 mm = 0,025 · 650	= 16 ..	
Pfetten $7\frac{1}{16}$ cm, 1,0 m Abstand = 0,07 · 0,14 · 650 =	7 ..	
Schnee + Wind = 75 + 5,0	= 80 ..	
Binder = $\frac{3,0 \cdot 650}{22,0 \cdot 5,5}$	= 17 ..	
Gesamtlast = 140 kg/m ² .		

II. Pfetten (Abb. 215).

Pfettenabstand = 1,0 m.

$$Q = 1,0 \cdot 5,5 \cdot 123 = 675 \text{ kg,}$$

$$M_I = 675 \cdot 5,5 \cdot 1,057 = -392 \text{ mkg,}$$

$$M_{II} = 675 \cdot 5,5 \cdot 0,085 = -316 \text{ mkg,}$$

$$M_1 = 675 \cdot 5,5 \cdot 0,0777 = +290 \text{ mkg,}$$

$$M_2 = 675 \cdot 5,5 \cdot 0,0438 = +163 \text{ mkg.}$$

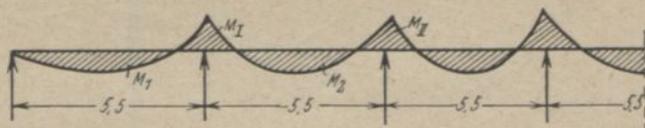


Abb. 215.

Endfeld

$$M_1 = 290 \text{ mkg.}$$

Gewählt $7\frac{1}{16}$; $W = 299 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{29000}{299} = 97 \text{ kg/qcm.}$$

Mittelfelder

$$M_2 = 163 \text{ mkg.}$$

Gewählt $7\frac{1}{14}$; $W = 229 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{16300}{229} = 73 \text{ kg/qcm.}$$

Über den Stützen

Querschnitt $2 \times \frac{7}{14}$; $W = 458 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{39200}{458} = 86 \text{ kg/cm}^2.$$

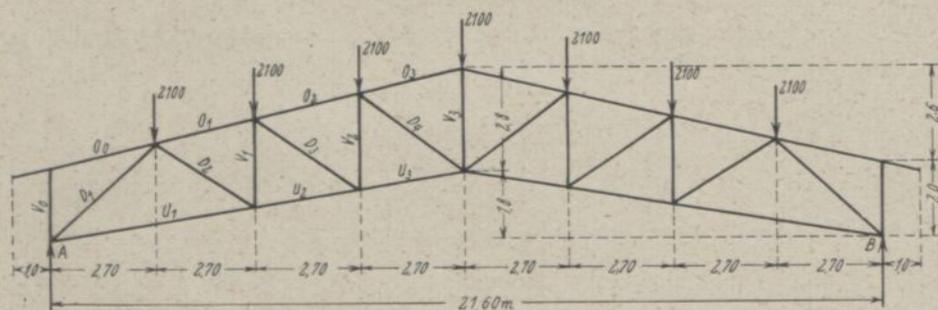
III. Binder.

Knotenlasten = $5,5 \cdot 2,7 \cdot 140 = 2080 = \text{rd. } 2100 \text{ kg}$,

$A = B = 3,5 \cdot 2100 = 7350 \text{ kg}$.

Biegemoment im Obergurt = $2,7 \cdot 5,5 \cdot 123 \cdot \frac{2,7}{8} = 615 \text{ mkg}$.

Bindernetz.



Kräfteplan für Vollbelastung.

1 cm = 2 t.

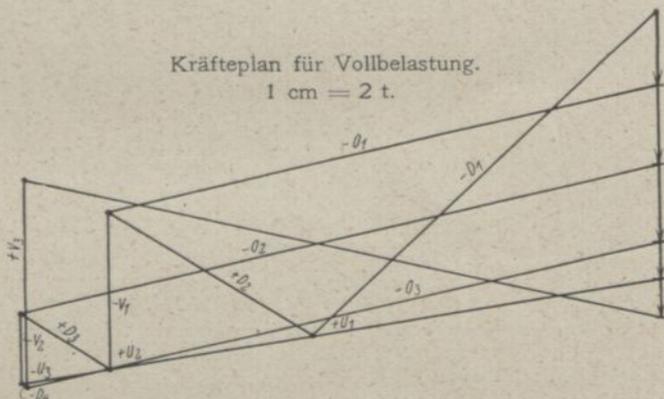


Abb. 216. Zeichnerische Bestimmung der Binderspannkkräfte.

Die Stabkräfte sind in Abb. 216 mittels eines Kremonaschen Kräfteplanes bestimmt worden.

Querschnittbestimmung.

1. Diagonalen.

$$D_1 = -12,50 \text{ t}; l = 3,6 \text{ m},$$

$$J = 80 \cdot 12,5 \cdot 3,6^2 = 13000 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times \frac{10}{20}$.

$$J = 13333 \text{ qcm}; F = 400 \text{ cm}^2; \sigma = \frac{12500}{400} = 31 \text{ kg/qcm}.$$

Die 2 Stäbe werden durch Bindungen gehalten.

$$D_2 = + 6,30 \text{ t.}$$

Gewählt $1 \times 10/20$, Anschluß 2 Ringe 160 ϕ .

$$Fn = 200 - 55 - 6,8 \cdot 1,6 = 134 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{6300}{134} = 47 \text{ kg/qcm,}$$

$$D_3 = + 2,80 \text{ t.}$$

Gewählt $1 \times 10/11$, Anschluß 2 Ringe 120 ϕ .

$$Fn = 140 - 34 - 7,4 \cdot 1,6 = 94 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2800}{94} = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$D_4 = \pm 0,0 \text{ t.}$$

Gewählt $1 \times 10/12$ (mit Rücksicht auf mögl. Druck).

2. Vertikalen.

$$V_1 = - 4,30 \text{ t,}$$

$$l = 2,3 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 4,3 \cdot 2,3^2 = 1800 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 7/14$.

$$J = 3201 \text{ cm}^4; F = 196 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{4300}{196} = 22 \text{ kg/qcm.}$$

Es werden 2 Bindungen angeordnet.

$$V_2 = - 2,0 \text{ t,}$$

$$l = 2,5 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 2,0 \cdot 2,5^2 = 1000 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 6/12$.

$$J = 1728 \text{ cm}^4,$$

$$F = 144 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2000}{144} = 14,0 \text{ kg/qcm,}$$

$$V_3 = + 5,80 \text{ t.}$$

Gewählt $2 \times 6/16$.

Anschluß unten durch einen \square Dübel $50/20$.

$$Fn = 192 - 2 \cdot 2,5 \cdot 1,6 = 112 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{5800}{112} = 52 \text{ kg/qcm.}$$

Pressung im Vorholz

$$\sigma = \frac{5800}{2 \cdot 16 \cdot 2,5} = 72 \text{ kg/qcm,}$$

$$\text{Vorholz } x = \frac{5800}{2 \cdot 16 \cdot 10} = 18 \text{ cm.}$$

Anschluß oben durch 2 Ringe 140 ϕ .

3. Untergurt.

$$U_1 = + 9,0 \text{ t.}$$

$$U_2 = + 15,0 \text{ t.}$$

$$U_3 = + 17,0 \text{ t.}$$

Gewählt $2 \times 7/22$.

$$Fn_1 = 308 - 55 - 3,8 \cdot 1,6 = 238 \text{ qcm,}$$

$$Fn_2 = 308 - 3 \cdot 2,1 - 2,0 \cdot 9,0 = 227 \text{ qcm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{15000}{238} = 63 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_2 = \frac{17000}{227} = 75 \text{ kg/qcm.}$$

Anschluß am Auflager.

4 Laschen $6/21$ und 8 Ringe 100ϕ .

$$\text{Vorholz } x = \frac{9000}{2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 21} = 11,0 \text{ cm.}$$

4. Obergurt.

$$M = 615 \text{ mkg,}$$

$$S = 17,0 \text{ t,}$$

$$l = 2,70 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 17,0 \cdot 2,7^2 = 10\,000 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 7/24$.

$$F = 336 \text{ qcm,}$$

$$W = 1344 \text{ cm}^3,$$

$$J = 16\,100 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma = \frac{17000}{336} + \frac{61500}{1344} = 51 + 46 = 97 \text{ kg/qcm.}$$

Stab 0.

Gewählt $13/18$.

$$W = 702 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma = \frac{61500}{702} = 88 \text{ kg/qcm.}$$

5. Untergurtstoß.

2 Eisenlaschen $\square \square 10/90$.

$$Fn = 9,0 \cdot 2 - 2 \cdot 1,0 \cdot 2,3 = 14,7 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{17000}{14,7} = 1150 \text{ kg/qcm.}$$

Angeschlossen durch 3 Bolzen 20ϕ .

$$F = 2 \cdot 3 \cdot 3 = 18 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{17000}{18} = 950 \text{ kg/qcm,}$$

und 6 Dübel $20/50$

$$\sigma = \frac{17000}{6 \cdot 21 \cdot 2,0} = 68 \text{ kg/qcm,}$$

$$\tau = \frac{17000}{6 \cdot 22 \cdot 20} = 6,5 \text{ kg/qcm.}$$

Der vorbeschriebenen Verbindungsart ähnlich ist die Bauweise von Professor H. Kreüger, Stockholm, mit geschlossenen Ringdübeln¹⁾. Die Ausbildung eines Fachwerkknotenpunktes zeigt Abb. 217. Die Aussparungen für die Ringdübel werden wie vorher mittels eines elektrischen Zentrumsbohrers hergestellt; die Verbindung wird wieder durch einen dünnen Bolzen zusammengehalten. Ausführungsbeispiele werden bei den Bogenbindern gebracht.

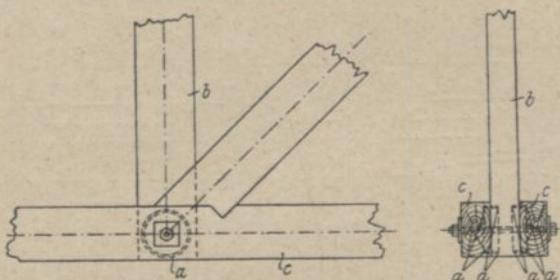


Abb. 217.

Eine andere Bauart von Fachwerken stellt die Bauweise „Cabröl“ des Zivilingenieurs C. Brösel, Cassel, dar. Bei dieser werden die Stäbe zum Tragwerk zusammengelegt und nach hierauf erfolgter maschineller Bohrung durch biegungsfeste Rohrdübel aus Eisen, Stahl oder Holz verbunden und zusammengehalten. Ähnlich wie bei Bauweise Kübler (siehe S. 118) werden zwischen die Stabglieder Füllstücke eingelegt, die durch

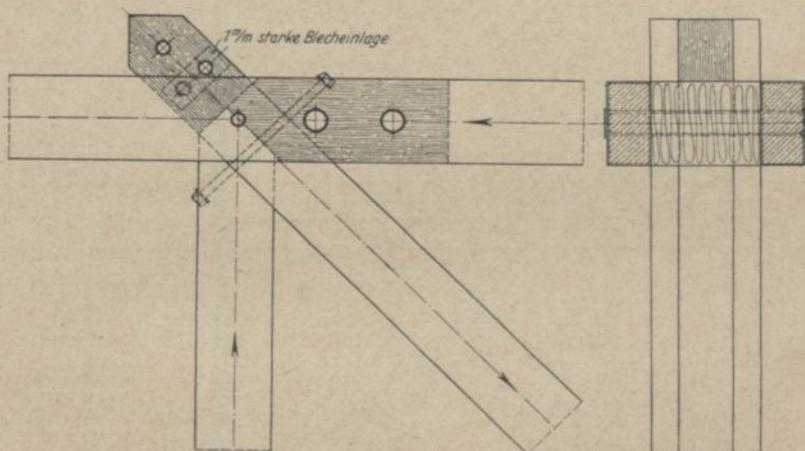


Abb. 218.

Rohrdübel mit den beiden Teilen der Gurte bzw. Gitterstäbe verbunden sind. Die Einzelheiten der Ausbildung einiger bemerkenswerter Fachwerkknotenpunkte zeigen die Abb. 218 bis 221. Abb. 218 stellt eine Knotenverbindung für gewöhnliche Verhältnisse dar, Abb. 219 eine solche

¹⁾ Amerik. Patent Nr. 592/219. Vgl. ferner: Förtryck ur Teknisk Tidskrift 1919. Väg-och Vattenbyggnadskonst. Häft 7.

für größere Kräfte bei beschränkter Höhe. Abb. 220 zeigt einen Knotenpunkt mit Gelenkdübel und Einschubplatten und Abb. 221 eine Rohrdübelverbindung mit Knotenblech, Gelenkdübeln und Einschubplatten.

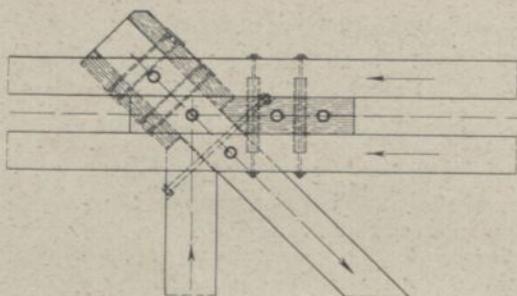


Abb. 219.

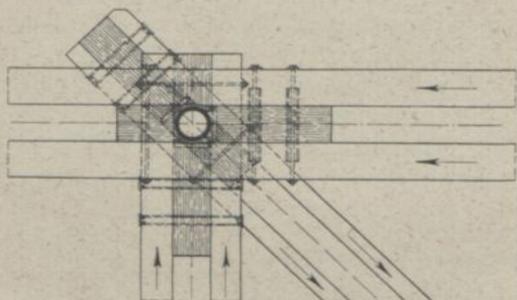
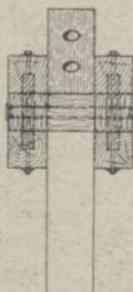


Abb. 220.

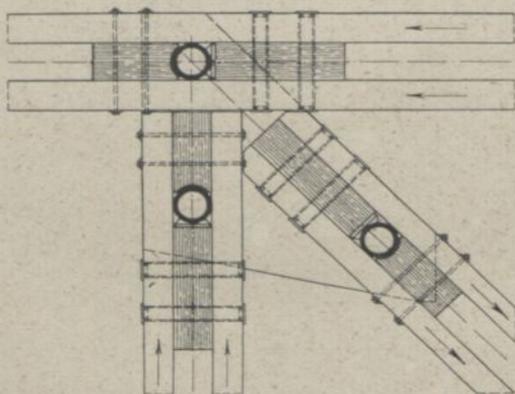
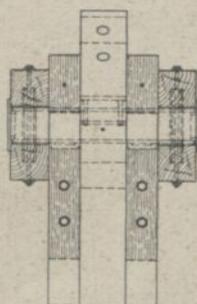
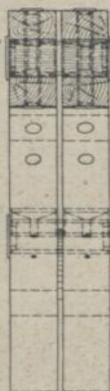


Abb. 221.



Aus wirtschaftlichen Gründen führt die Firma Brösel die Rohrdübel gegenwärtig in Hartholz aus, da die sonst bedeutend tragfähigeren, umgebördelten Eisenrohrdübel zur Zeit wegen der hohen Eisenpreise zu teuer werden.

Die Hartholzdübel werden aus bestem, jahrelang gepflegtem Eichen- bzw. Eschenholz glatt gedreht und in der Längsachse für eiserne durchgehende Bolzen von 16, 18 und 20 mm Durchmesser gebohrt. An den Enden erhalten die Bolzen genügend große Unterlagsplatten. Die Holzrohrdübel werden maschinell mit einem Durchmesser von 42, 51, 60, 70 mm usw. hergestellt. Ihre Berechnung erfolgt gemäß nachstehend angegebenem Verfahren. Ein zweischnittiger Hartholzrohrdübel hat hiernach eine Tragkraft

bei 42 mm Durchmesser	von 1600 kg,
„ 51 „	„ „ 2370 „
„ 60 „	„ „ 3270 „

Dabei sind folgende Beanspruchungen zugelassen:

Biegung	$k_b = 150$ kg/qcm ² ,
Leibungsdruck	$k_l = 70$ „
Abscherung	$k_s = 60$ „

Bei Biegung sowie Leibungsdruck senkrecht zur Dübelfaser ist etwa vierfache Sicherheit vorhanden, da die Tragfähigkeit senkrecht zur Faser des Hartholzes etwa gleich der Tragfähigkeit parallel zur Faser des Weichholzes ist. Auf Abscherung bietet das Dübelholz etwas mehr als die doppelte Sicherheit. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß der fest eingesetzte eiserne Bolzen allein die gesamte Schubkraft noch unter seiner zulässigen Beanspruchung aufzunehmen vermag. Wie aus dem nachstehenden Berechnungsverfahren ersichtlich, braucht der Dübel in die Außenstäbe nur auf eine gewisse Länge hineinzuragen. In der Ausführung wird es sich jedoch in verschiedenen Fällen empfehlen, den Dübel wegen des schnellen Abbindens auch in den Außenstäben ganz durchzuführen. Eine Durchbiegung des Dübels, wodurch Kantenpressungen entstehen, kommt hier praktisch nicht in Frage.

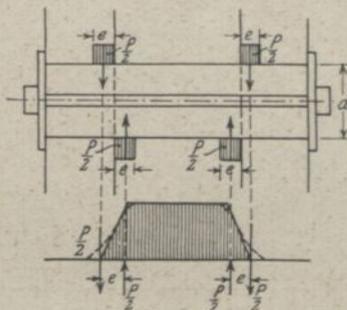


Abb. 222.

Berechnung der Hartholzdübel (Abb. 222).

$$d = 42 \text{ mm } \phi$$

$$W = 0,7854 \cdot 2,1^3 = 7,27 \text{ cm}^3; M = 7,27 \cdot 150 = 1090 \text{ cmkg},$$

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot 1090}{70 \cdot 4,2}} = 2,73 \text{ cm}; \frac{P}{2} = 2,73 \cdot 4,2 \cdot 70 = \underline{800 \text{ kg}},$$

$$\text{Abscherung } \tau = \frac{800}{13,8} = 58 \text{ kg/qcm}.$$

$$d = 51 \text{ mm } \phi$$

$$W = 0,7854 \cdot 2,55^3 = 13,08 \text{ cm}^3; M = 13,08 \cdot 150 = 1962 \text{ cmkg},$$

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot 1962}{70 \cdot 5,1}} = 3,32 \text{ cm}; \frac{P}{2} = 3,32 \cdot 5,1 \cdot 70 = \underline{1185 \text{ kg}},$$

$$\text{Abscherung } \tau = \frac{1185}{20,5} = 57,8 \text{ kg/qcm}$$

$$d = 60 \text{ mm } \phi$$

$$W = 0,7854 \cdot 3,0^3 = 21,2 \text{ cm}^3; M = 21,2 \cdot 150 = 3180 \text{ cmkg},$$

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot 3180}{70 \cdot 6,0}} = 3,9 \text{ cm}; \frac{P}{2} = 3,90 \cdot 6,0 \cdot 70 = \underline{1635 \text{ kg}},$$

$$\text{Abscherung } \tau = \frac{1635}{28,3} = 57,8 \text{ kg/qcm}.$$

In Abb. 223 ist eine Ausführung der Firma Brösel nach den mitgeteilten Grundsätzen dargestellt. Es handelt sich um die Dachkonstruktion des Kassengebäudes der Gewerkschaft Ilberstedt. Die Binderstütz-

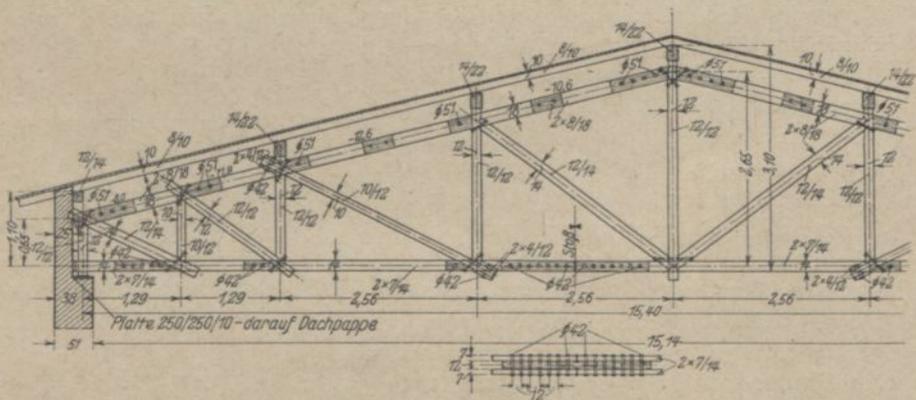


Abb. 223.

Dachkonstruktion für das Kassengebäude der Gewerkschaft Ilberstedt.

weite beträgt 15,40 m, der mittlere Binderabstand 5,03 m. Das Dach besitzt doppelte Pappeindeckung auf 24 mm starker gespundeter Schalung. Die Dachbinder wurden nach erfolgter Einzelbearbeitung der Stäbe zusammengelegt, durch Schraubenbolzen endgültig verschraubt und dann für die Rohrdübel gebohrt. Nach Einziehung letzterer wurden die Binder gerichtet.

Die Firma C. H. Jucho, Dortmund verwendet für ihre Knotenpunkte Scheibendübel aus Hartholz oder Eisen. Bei den „Dreikraft“-Dübeln wirken an allen Verbindungsstellen nur Druckkräfte von Hirnholz auf Hartholz oder Eisen, so daß die Schwinderscheinungen keinen nachteiligen Einfluß auf das Bauwerk ausüben.

Bei der Ausbildung A „Hartholz-Scheiben-Dübel“ (Abb. 224) werden kreisförmige Hartholzscheiben (d) je zur Hälfte in die Gurtstäbe (a) und den Zugstab (c) eingelassen, während der Druckstab (b) stumpf gegen eine Abflachung der Hartholzscheiben stößt. Der Druckstab ist durch Flacheisenlaschen gegen seitliche Verschiebung und Verdrehung gesichert und vermag auch geringe Zugkräfte aufzunehmen. Sämtliche Stäbe stoßen mit Hirnholz gegen die Druckflächen der Hartholzdübel. Die einzelnen Hölzer können beim Trocknen nach der Mitte zu schwinden, ohne eine Veränderung der Längen im Fachwerksystem zu verursachen. An jedem Dübel treten mindestens drei verschiedene gerichtete Kräfte auf, die sich gegenseitig im Gleichgewicht halten und innerhalb des Dübels in ihre Seitenkräfte zerlegt werden. Die Stäbe sind um den Knotenmittelpunkt drehbar, so daß sie sich immer selbsttätig in die richtige Lage einstellen und das Auftreten von Biegungsspannungen verhindern.

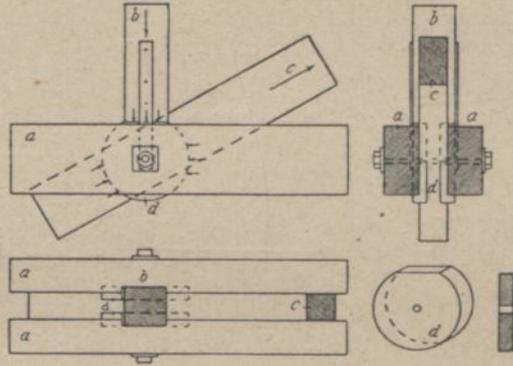


Abb. 224. Hartholz-Scheiben-Dübel
der Firma C. H. Jucho.

Bei der Ausbildung B „Eiserne Scheiben-Ring-Dübel“ (Abb. 225) werden die eisernen Dübel durch Zusammensetzung eines geschlossenen Ringes mit einer Scheibe gebildet und bestehen aus zwei Teilen. Diese Dübel können durch Druck- oder Zugkräfte in jeder Richtung beansprucht werden, ohne ihre Form zu verändern. Die vorstehenden ringförmigen Kanten der Dübel greifen in entsprechend ausgefräste Nuten der Gurtstäbe und Zugstäbe und übertragen die Kräfte an zwei Stellen hintereinander. Bei gleicher Nutentiefe, d. h. bei gleicher Querschnittschwächung der Hölzer übertragen sie die doppelte Kraft wie die Dübel nach Ausführung A. Die Druckstäbe stoßen stumpf gegen die gewölbten Außenflächen der Ringe und müssen an den Enden entsprechend hohl

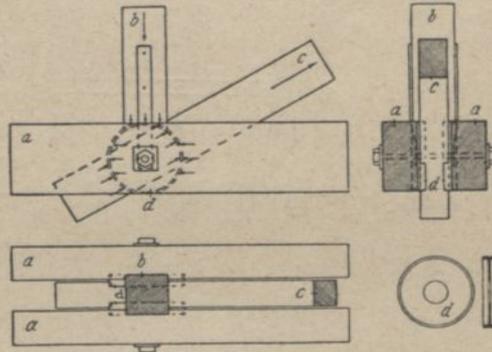


Abb. 225. Eiserne Scheiben-Ring-Dübel
der Firma C. H. Jucho.

Bei der Ausbildung B „Eiserne Scheiben-Ring-Dübel“ (Abb. 225) werden die eisernen Dübel durch Zusammensetzung eines geschlossenen Ringes mit einer Scheibe gebildet und bestehen aus zwei Teilen. Diese Dübel können durch Druck- oder Zugkräfte in jeder Richtung beansprucht werden, ohne ihre Form zu verändern. Die vorstehenden ringförmigen Kanten der Dübel greifen in entsprechend ausgefräste Nuten der Gurtstäbe und Zugstäbe und übertragen die Kräfte an zwei Stellen hintereinander. Bei gleicher Nutentiefe, d. h. bei gleicher Querschnittschwächung der Hölzer übertragen sie die doppelte Kraft wie die Dübel nach Ausführung A. Die Druckstäbe stoßen stumpf gegen die gewölbten Außenflächen der Ringe und müssen an den Enden entsprechend hohl

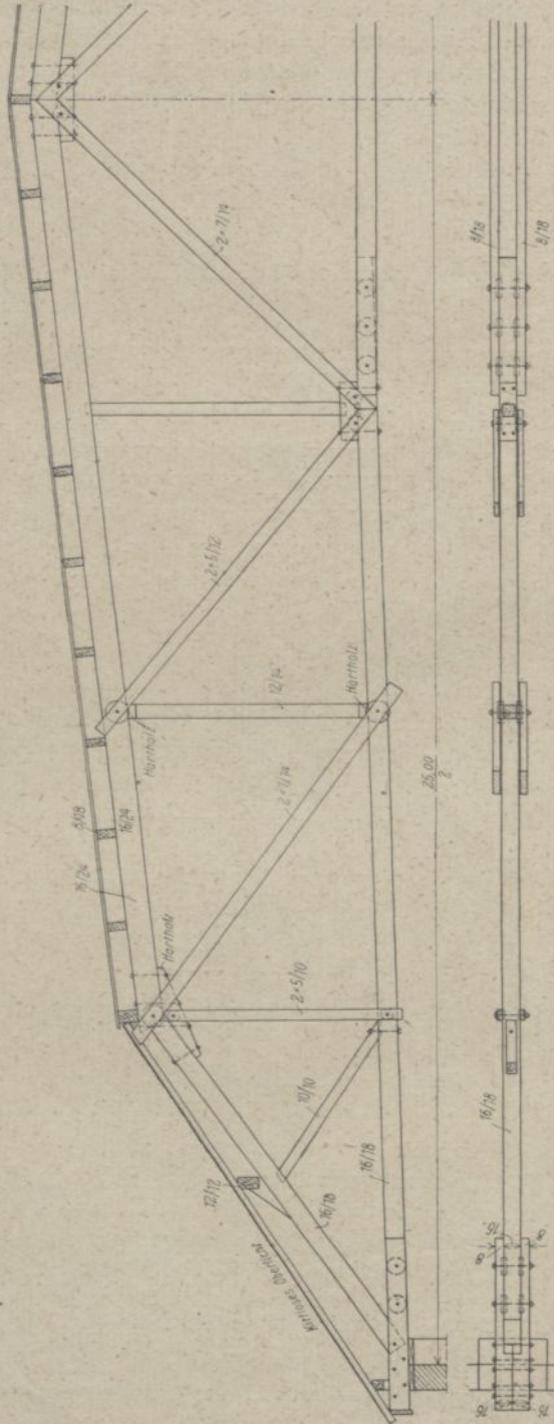


Abb. 226. Dachbinder für eine Montagehalle nach Bauweise Jucho.

ausgefräst oder mit besonderen Druckstücken versehen sein. Im Gegensatz zu anderen Systemen mit Ringdübeln oder Scheibendübeln treten bei dieser Konstruktion niemals Druckkräfte, Schubkräfte oder Zugkräfte quer zur Faserrichtung auf, sondern überall wirken nur Druckkräfte von Hirnholz auf Eisen. Die Verbindung der Stäbe wirkt ebenfalls gelenkartig und die Kräfte werden innerhalb der Dübel in ihre Seitenkräfte zerlegt. Beide Bauarten eignen sich für ein-, zwei- oder mehrteilige Gurtungen.

Einen nach dieser Bauweise ausgebildeten Fachwerkbinder von 25 m Stützweite über eine Montagehalle zeigt Abb. 226. Am zweiten Knotenpunkt A des Untergurts ist das Konstruktionsprinzip erkennbar. Die beiden Scheiben-Ringdübel drücken gegen ein Hartholzdruckstück. Bei den Hauptknotenpunkten ist der Grundsatz „Eisen drückt nur gegen Hirnholz oder Hartholz“ ebenfalls durchgeführt.

Ein dem S. 137 erwähnten Kreügerschen geschlossenen Ringdübel ähnliches System stellt der Ringdübel der Firma Dr.-Ing. Carius & Kleinhenz, Holz-Industriebau G. m. b. H., Leipzig, dar. Der Ring ist als geschlossener Ring ausgebildet und durch zwei diametral liegende Einwellungen (Abb. 227) nachgiebig gemacht. Diese Einwellungen liegen in Hilfsbohrungen der Nuten, und zwar so, daß die Verbindungslinie der Wellen senkrecht zur Kraft- richtung steht. An der Einwellungs- stelle kann das Material durch Einschnürung oder Bohrungen noch ver- schwächt sein, so daß die Zusammen- drückbarkeit des Ringdübels erhöht wird. Die Wellungen arbeiten stets, da falsches Einlegen des Ringdübels ausgeschlossen ist.

Ein nach diesem System ausgeführtes Bauwerk ist im Abschnitt L eingehend dargestellt.

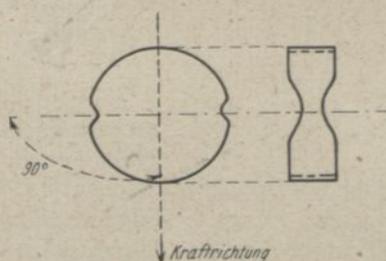


Abb. 227. Ringdübel
der Firma Carius & Kleinhenz.

3. Besondere Ausführungsarten.

Zu den besonderen Ausführungsarten, die mit den letztgenannten Bauarten etwas verwandt ist, gehört die Knotenpunktverbindung mittels der Greimschen Krallenplatte (D. R. P.), welche bei den Ausführungen der Firma Metzke & Greim, Berlin, zur Anwendung gelangt. Die Krallenplatte stellt ein dübelartiges Gebilde dar, welches zwischen die zu verbindenden Hölzer gelegt wird und so Zug- und Druckkräfte überträgt¹⁾. Sie wird aus Temperguß hergestellt. Ihre neueste Form zeigt Abb. 228. Sie besteht aus einer Scheibe verschiedener Formen, die mit Zähnen versehen ist. In der Mitte besitzt sie ferner ein Loch, welches mit

¹⁾ Zentralbl. f. d. deutsche Baugewerbe 1920, Nr. 11/12, S. 117.

einer Nabe umgeben ist; die letztere wird in das Holz eingebohrt. Die Krallenplatten werden in der Holzverbindung durch einen Bolzen zusammengehalten, der nur Zugbeanspruchung erleidet. Die Zähne sind so angeordnet, daß sie bei großer Dübelwirkung den Holzquerschnitt

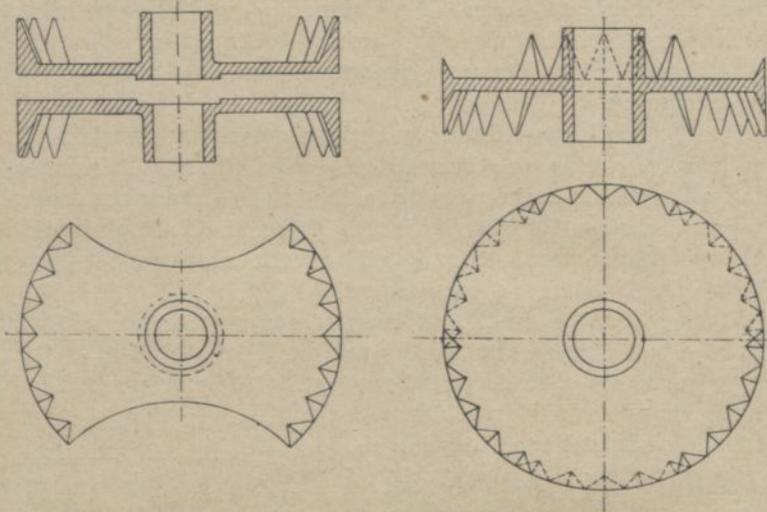


Abb. 228. Greimsche Krallenplatte (D. R. P.).

möglichst wenig schwächen. Die Platten weisen an der Außenfläche zentrisch gelagerte Ringnuten bzw. Wulste auf. Die Naben der Bolzenführungen sind bei den neuesten Ausführungen als konische Dübel ausgebildet (in Abb. 228 nicht berücksichtigt). Die Anwendung eines so ausgebildeten Fachwerkknotenpunktes ist aus Abb. 229 zu ersehen. Sämtliche Stäbe werden nach erfolgter Bohrung mit Hilfe eines Zentrumborers in der Weite und Tiefe der Naben von beiden Seiten nachgebohrt, so daß nach Einbringung der Platten der Bolzen im Innern des Stabes am Holz voll anliegt.

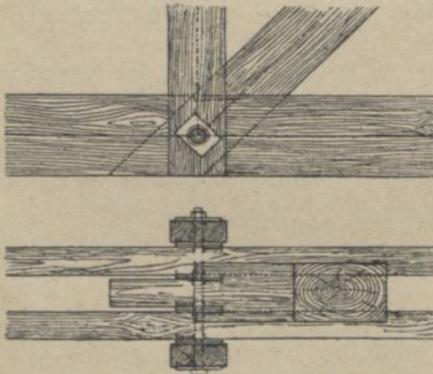


Abb. 229.

Die Zähne der Scheibe passen genau in die vorgebrannten Narben und werden nun durch Hammerschläge fest eingetrieben. Durch das Brennen ist auch die Möglichkeit gegeben, die Platte an einer astigen Stelle des Holzes einzuführen. Beim Zusammenlegen

des Binders kommen nun die zentrischen Nuten und Wulste zum Ineinandergreifen, wodurch die Gewähr für die glatte Durchführung des Bolzens gegeben ist. Die Berechnung der Bolzen hat also für einen derartig ausgebildeten Knotenpunkt nur auf Lochleibungsdruck und auf Abscherung unter Berücksichtigung der Verstärkung durch die Krallenplatten zu erfolgen, während Biegung ausgeschaltet ist.

Für größere Konstruktionen, bei denen das Schwindmaß der Hölzer quer zur Faser nicht außer Betracht gelassen werden darf, kann man zur Begegnung dieser Erscheinung Mäanderringfedern verwenden. Diese legen sich in zentrische Ringnuten der beiden Krallen und sind so weit geöffnet, daß sie in der Strecklage schließen; dies tritt bei etwa 400 kg Druck ein. Der Querschnitt der Feder ist so groß, daß er die vollständige Kraftübertragung von Platte zu Platte sichert, wenn die Feder sperrt.

Über amtliche Versuche zur Untersuchung der Wirksamkeit der Greimschen Krallenplatte vgl. die angeführte Quelle.

Ferner verdient noch eine eigenartige Binderkonstruktion der Firma Höntsch & Co., Dresden-Niedersedlitz, für ihr eigenes Sägewerk (ausgeführt 1918) erwähnt zu werden. Die Sägewerkhalle besitzt eine Licht-

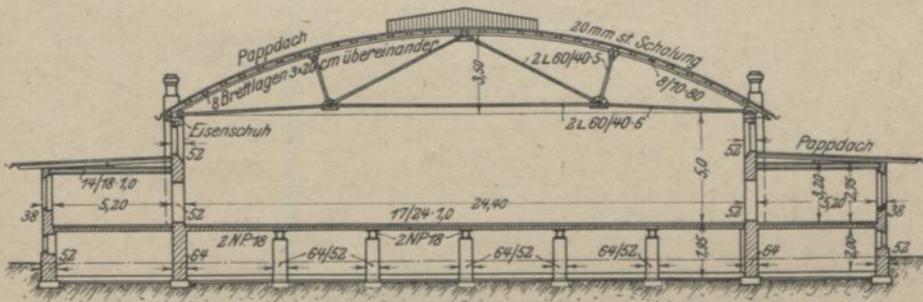


Abb. 230. Sägewerkhalle der Firma Höntsch & Co., Niedersedlitz.

weite von 24,40 m und eine lichte Höhe von 5,0 m (Abb. 230). Der Binderabstand ist 3,05 m. Die Binder stellen Fachwerkbinder mit parabolisch gekrümmtem Obergurt aus flach übereinanderliegenden Bohlen dar (Abb. 232). Der Untergurt sowie die Füllungsstäbe bestehen aus Winkelisen.

Die statische Berechnung zeichnet sich durch Einfachheit aus. Die Binderstabkräfte sind unter Benutzung der Ritterschen Momentenpunkte bestimmt, wobei insbesondere die Bemessung des Obergurtes durch eine einfache Schlußfolgerung bewerkstelligt worden ist. Die statische Berechnung soll nachstehend wiedergegeben werden.

1. Pfetten.

Belastung für 1 qm Grundfläche im Mittel:

Eigengewicht der Dachkonstruktion	35 kg,
Winddruck	25 „
Schneelast	60 „
Gesamtlast	120 kg.

Stützweite = Binderabstand $l = 3,05$ m,
 Pfettenabstand $a = 0,80$ m,
 Pfettenlast $P = 3,05 \cdot 0,8 \cdot 120 = 293 = \text{rd. } 300$ kg.

Erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{Pl}{8 \cdot k_b} = \frac{300 \cdot 305}{8 \cdot 100} = 114 \text{ cm}^3.$$

Verwendet Querschnitt 8/10 mit $W = 133 \text{ cm}^3$.

II. Binder.

1. Berechnung der Stabkräfte nach Ritter (Abb. 231).

Stützweite $l = 25,00$ m,
 Abstand $a = 3,05$ m,
 Pfeilhöhe $f = 3,50$ m.

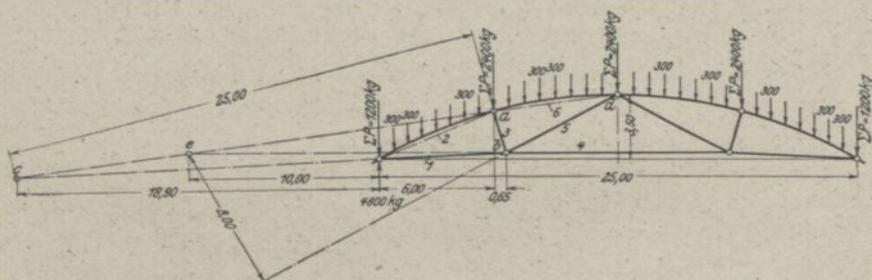


Abb. 231.

Stabkraft 1.

$$\text{Drehpunkt } a: Z = \frac{3600 \cdot 600}{230} = \text{rd. } 9400 \text{ kg.}$$

Stabkraft 2 (gedacht).

$$\text{Drehpunkt } b: D = \frac{3600 \cdot 665}{235} = \text{rd. } 10200 \text{ kg.}$$

Stabkraft 3.

$$\text{Drehpunkt } c: D = \frac{2400 \cdot 2490 - 3600 \cdot 1890}{2500} = \text{rd. } 330 \text{ kg.}$$

Stabkraft 4.

$$\text{Drehpunkt } d: Z = \frac{-3600 \cdot 1250 + 2400 \cdot 650}{330} = \text{rd. } 8900 \text{ kg.}$$

Stabkraft 5.

$$\text{Drehpunkt } e: Z = \frac{-3600 \cdot 1000 + 2400 \cdot 1600}{800} = 300 \text{ kg.}$$

Stabkraft 6 (gedacht).

$$\text{Drehpunkt } b: D = \frac{3600 \cdot 665 - 2400 \cdot 65}{235} = \text{rd. } 9500 \text{ kg.}$$

2. Querschnittbestimmung.

a) Untergurt und Füllungsstäbe.

Stab 1 und 4.

Größte Zugkraft $Z = 9400$ kg.

$$F_{\text{erf}} = \frac{9400}{1200} = 8 \text{ qcm.}$$

Verwendet 2 $\angle 60 \cdot 40 \cdot 6$ mit $F = 12,0$ qcm.

Nietabzug ($1,5 \text{ mm } \phi$) $2 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 1,8$ „

$$\text{Nutzquerschnitt } F_n = 10,2 \text{ qcm.}$$

Stab 3 und 5.

Die Stabkräfte sind nur gering.

Verwendet werden je 2 $\angle 60 \cdot 40 \cdot 5$ mit $F = 9,6$ qcm.

Nietabzug $2 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \dots \dots \dots 1,5$ „

$$F_n = 8,1 \text{ qcm.}$$

b) Stabbogen (Obergurt).

Wenn an Stelle der gedachten Stäbe 2 und 6 der Bogen tritt, so verhält sich letzterer wie ein unbelasteter gerader Stab, weil die Seillinie der Einzellasten in der Bogenachse verläuft.

Wird aber die eine Dachseite von Schnee entlastet, so entsteht ein Biegemoment entsprechend der fehlenden Schneelast von $60 \cdot 6,5 \cdot 3,05 = \text{rd. } 1200$ kg; auf die Länge des

Bogens = 6,50 m ist also $M = \frac{1200 \cdot 650}{8}$

= 97 500 cmkg. Der Bogen besteht aus acht Kiefernbohlen $3/20$ cm, die flach übereinander liegen (Abb. 232); somit ist $F = 480 \text{ cm}^2$ und $W x = 1920 \text{ cm}^3$. Die gedachte Stabkraft 2 beträgt $D = 10200$ kg.

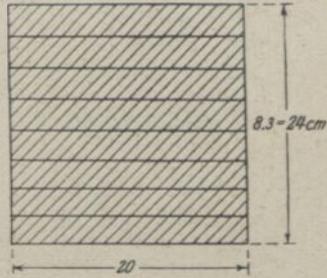


Abb. 232.

Die größte im Bogen auftretende Beanspruchung ist daher

$$\sigma = \frac{10200}{480} + \frac{97500}{1920} = 21 + 51 = 72 \text{ kg/qcm.}$$

III. Bogenbinder.

Unter Bogenträger ist allgemein eine starre Scheibe oder eine gelenkartige Verbindung mehrerer starrer Scheiben zu verstehen, welche nicht nur lotrechte, sondern auch wagerechte Auflagerdrücke, die sogenannten Horizontalschübe, Seitenschübe oder Bogenschübe ausübt. Neben diesen Schüben können auch sogen. Einspannungsmomente erzeugt werden. Nach der Lagerung unterscheidet man Gelenkbogen und eingespannte Bogen. Die Bogenbinder können äußerlich statisch bestimmt oder statisch unbestimmt sein, je nachdem die drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene (s. S. 105) zur Bestimmung der Auflagerkräfte hinreichen oder nicht.

Die Lagerung der Bogenträger soll an einigen Beispielen näher erläutert werden.

Der Dreigelenkbogen oder Dreigelenkträger besteht aus zwei starren Scheiben S_I und S_{II} von beliebiger Form (Abb. 233a), die bei A und B mit den Widerlagern und bei C untereinander durch ein festes Gelenk verbunden sind. Die starre Scheibe S_I kann z. B. auch durch den Stab AC (gestrichelt) gebildet werden. An jedem festen Auflager treten zwei unbekannte Auflagerdrücke (s. S. 105), nämlich die beiden Seitenkräfte des sogen. Kämpferdruckes auf. Da der Dreigelenkbogen zwei feste Auflager (Kämpfergelenke) besitzt, sind vier unbekannte Auflagerkräfte vorhanden. Andererseits tritt aber zu den drei Gleichgewichtsbedingungen noch eine vierte hinzu, nämlich $M_C = 0$ (Moment im Gelenk C gleich Null), da das sogen. Scheitelgelenk C kein Moment

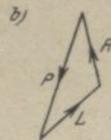
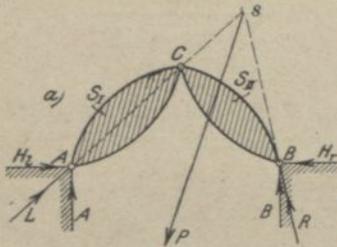


Abb. 233.

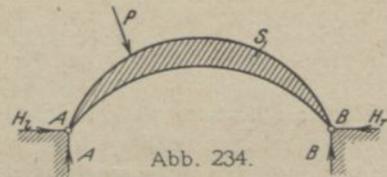


Abb. 234.

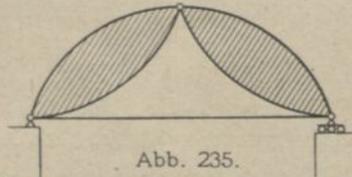


Abb. 235.

aufnehmen kann. Zur Bestimmung der vier unbekanntenen Auflagerkräfte stehen somit vier Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung, also ist das System statisch bestimmt. Wie aus Abb. 233 hervorgeht, lassen sich die Kämpferdrücke L und R für irgendeine Kraft P zeichnerisch leicht bestimmen; da ihr Schnittpunkt s durch die Gerade AC und die Krafrichtung gegeben ist. Durch Zerlegung von P nach den beiden Richtungen As und Bs (Abb. 233b) ergeben sich der linke und rechte Kämpferdruck L und R und aus diesen A und H_l bzw. B und H_r .

Die starre Scheibe S mit zwei festen Gelenken A und B (Abb. 234) stellt den sogen. Zweigelenkbogen dar. In jedem Auflagergelenk treten zwei Unbekannte, zusammen also vier Unbekannte auf. Da nur drei Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung stehen, ist eine Auflagerkraft überzählig, also ist das System einfach statisch unbestimmt. Als sogen. statisch unbestimmte Größe wird der Horizontalschub H eingeführt, der nur mit Hilfe der Elastizitätslehre bestimmt werden kann¹⁾.

¹⁾ Vgl. die Abhandlung des Verfassers im Beton-Kalender 1923, S. 257 u. f. Berlin 1922, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Ist H bekannt, so lassen sich alle Größen wie bei einem statisch bestimmten System ermitteln. Der Bogenschub auf die Widerlager läßt sich mit Hilfe eines Zugbandes aufnehmen, so daß die Auflager wieder lotrechte Drücke erhalten. Das Zugband kann wagerecht wie beim Dreigelenkbogen in

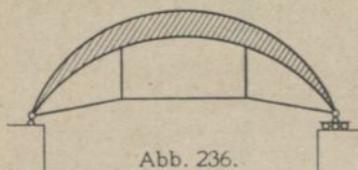


Abb. 236.

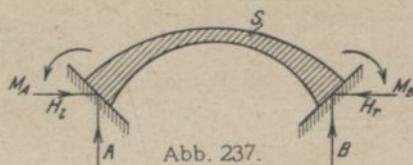


Abb. 237.

Abb. 235 oder gesprengt wie beim Zweigelenkbogen in Abb. 236 sein. Der Dreigelenk- bzw. Zweigelenkbogen, der dann ein festes und ein bewegliches Auflager bekommt, verhält sich nunmehr äußerlich wie ein einfacher Balken.

Als nächstes Beispiel sei der beiderseits eingespannte Bogen (Abb. 237) angeführt. An jedem eingespannten Auflager treten drei Unbekannte auf, nämlich die beiden Seitenkräfte des Kämpferdrucks A und H_I bzw. B und H_r , und das Einspannungsmoment M_A bzw. M_B . Im ganzen sind am eingespannten Bogen somit sechs unbekannte Auflagerkräfte vorhanden, denen



Abb. 238.

nur drei Gleichgewichtsbedingungen gegenüberstehen. Der beiderseits eingespannte Bogen ist also dreifach statisch unbestimmt. Das System ist im Holzbau noch nicht ausgeführt.

Eine besondere Form des Zweigelenkbogens bzw. eingespannten Bogens stellen die Rahmen oder Portale dar (Abb. 238), die meist aus den beiden seitlichen (lotrechten) Pfosten und einem geraden, geknickten oder gebogenen wagerechten Teil, dem Riegel, bestehen. Die Rahmen gehen von Fußlager A zu Fußlager B , welche meist gelenkig ausgebildet sind, ohne Gelenk durch (Abb. 238a bis c). Sie können ferner mit einem Zugband (Abb. 238c) versehen sein, auch können sie drei und mehr Pfosten besitzen und werden dann als dreistielig (Abb. 238d), vierstielig usw. bezeichnet.

Als Beispiel eines Fachwerkbogens mit drei Gelenken sei ein Entwurf des Verfassers für einen Binder von 50 m Spannweite ange-

an den Fachwerkscheiben aufgehängt. Für die Gurtungen der beiden Fachwerkträger sind möglichst gerade Stäbe verwendet, indem jeder Obergurt nur einen Knick erhalten hat, während der Untergurt geradlinig von Gelenk zu Gelenk durchgeht. Die Füllungsglieder sind so angeordnet, daß die Schrägen nur Druck, die Pfosten nur Zug erhalten. Die letzteren sind durch Rundeisen mit beiderseitigen Gewinden und Muttern gebildet und lassen sich daher anspannen. Die Schrägen sind durch Bolzen mit den Gurtungen verbunden und hierdurch gegen Lockerung gesichert. Einzelheiten gehen aus Abb. 240 hervor. Jede Binderhälfte ist aus drei Stücken hergestellt, also zweimal gestoßen, so daß das mittlere Stück etwa 10 m lang, die beiden Endstücke je etwa 8 m lang sind und sich im fertigen Zustand auf Eisenbahnwagen verladen lassen.

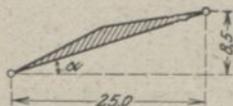


Abb. 241.

Aus der statischen Berechnung sei folgendes angeführt.

Die Belastung des Daches für 1 qm Grundfläche beträgt für eine mittlere Dachneigung (Abb. 241):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{8,5}{25,0} = 0,34; \quad \alpha = 18^{\circ} 50',$$

$$\sin \alpha = 0,32; \quad \cos \alpha = 0,95.$$

$$\text{Doppelpappdach} \frac{55}{0,95} = \text{rd. } 60 \text{ kg/qm,}$$

Binder	50	„
Verbände	20	„
Eigenlast	130	kg/qm.
Schnee	75	„
Wind	75	„
Gesamtlast	280	kg/qm.

Als zulässige Beanspruchungen sind die folgenden angenommen.

Kiefernholz.

Zug	120	kg/qcm.
Druck	80	„
Biegung	120	„

Als Knicksicherheit ist im Mittel eine achtfache zugelassen, das kleinste erforderliche Trägheitsmoment also nach der Formel $J_{erf} = 80 Pl^2$ bestimmt.

Eisen.

Fachwerkpfosten: Zug	1200	kg/qcm,
Niete und Bolzen der Gelenke: Abscheren	1000	„
Lochwanddruck	2000	„

Die Bestimmung der Stabkräfte ist zeichnerisch mittels Kräfteplänen durchgeführt, und zwar sind die folgenden Belastungsfälle zugrunde gelegt, die kurz erläutert werden mögen.

1. Vollbelastung durch Eigengewicht, Schnee und Wind.

Gesamtbelastung (s. vorher) 220 kg/qm Grundfläche; auf 1 m Binderstützweite kommt

$$q = 0,22 \cdot 5,0 = 1,10 \text{ t/m.}$$

Die Auflagerkräfte ergeben sich (Abb. 242) wie folgt.

Lotrechte Auflagerdrücke:

$$A = B = \frac{ql}{2} = 1,1 \cdot 25,0 = 27,5 \text{ t.}$$

Der Horizontalschub folgt aus der Momentengleichung für C:

$$M_C = 0$$

zu

$$A \cdot \frac{l}{4} - H \cdot f = 0$$

$$H = 27,5 \cdot \frac{12,5}{8,5} = 40,5 \text{ t.}$$

Nach Ermittlung der Knotenlasten $Pg + p = q \cdot \lambda$, wo λ die betreffende auf den Knotenpunkt kommende Feldweite ist, wurde der Kräfteplan, und zwar wegen der Symmetrie nur für eine Binderhälfte gezeichnet.

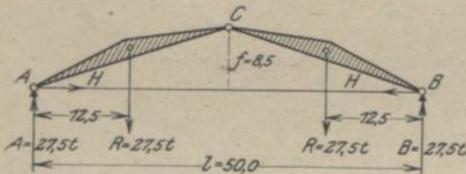


Abb. 242.

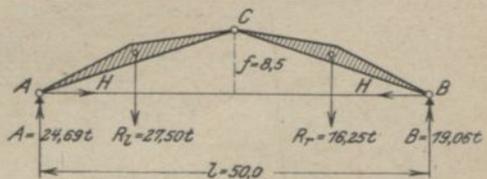


Abb. 243.

2. Vollbelastung einer (der linken) Binderhälfte durch Eigengewicht, Schnee und Wind, während die andere (rechte) Binderhälfte nur Eigenlast erhält. Die Auflagerkräfte sind der größeren Genauigkeit wegen wieder rechnerisch bestimmt.

Die Belastung beträgt

für die linke Binderhälfte 220 kg/qm,

„ „ rechte „ 130 „ (s. vorher),

somit ist (Abb. 243)

$$R_l = 0,22 \cdot 5,0 \cdot 25,0 = 27,50 \text{ t.}$$

$$R_r = 0,13 \cdot 5,0 \cdot 25,0 = 16,25 \text{ t.}$$

Lotrechte Auflagerdrücke:

$$A = \frac{16,25 + 3 \cdot 27,5}{4} = 24,69 \text{ t.}$$

$$B = \frac{27,5 + 3 \cdot 16,25}{4} = 19,06 \text{ t.}$$

$$A + B = R_l + R_r = 43,75 \text{ t.}$$

Horizontalschub:

$$M_c = 0$$

$$24,69 \cdot 25,0 - 27,5 \cdot 12,5 - H \cdot 8,5 = 0.$$

$$H = \frac{24,69 \cdot 25,0 - 27,5 \cdot 12,5}{8,5} = \frac{617,25 - 343,75}{8,5} = 32,18 \text{ t.}$$

Da die Belastung unsymmetrisch ist, mußten für beide Binderhälften Kräftepläne gezeichnet werden.

Die Querschnittbestimmung ist so durchgeführt, daß der Einfachheit halber möglichst gleiche Querschnitte gewählt und diese nach der größten Kraft bestimmt wurden.

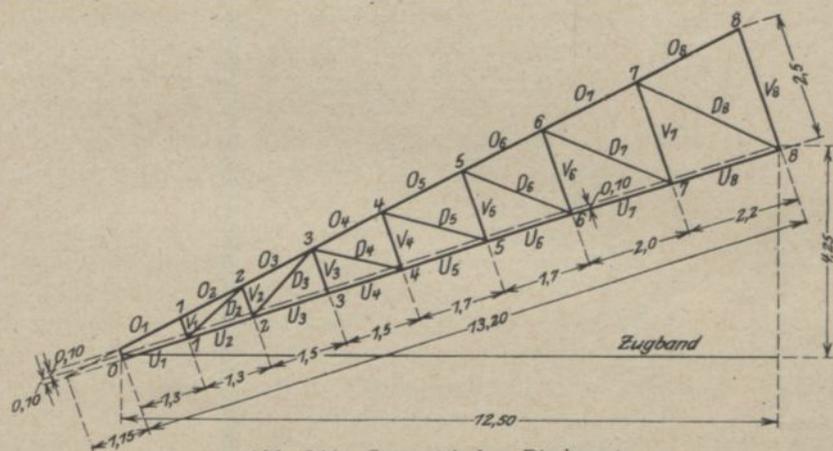


Abb. 244. Geometrisches Bindernetz.

a) Obergurt (Abb. 244).

$$O_{\max} = O_3 = -55,2 \text{ t (Druck),}$$

$$l = 1,5 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 80 \cdot 55,2 \cdot 1,5^2 = 9950 \text{ m}^4,$$

$$O_8 = 37,2 \text{ t,}$$

$$l = 2,2 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 80 \cdot 37,2 \cdot 2,2^2 = 14\,400 \text{ cm}^4.$$

Verwendet □ 28/28 mit

$$F = 784 \text{ qcm,}$$

$$J = 51\,221 \text{ cm}^4,$$

$$W = 3659 \text{ cm}^3.$$

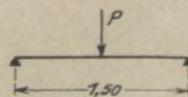


Abb. 245.

Zusatzbeanspruchung infolge Biegung durch die Pfette.

Belastung: $60 + 75 + 15 = 150 \text{ kg/qm.}$

$$P = 0,15 \cdot 1,0 \cdot 5,0 = 0,75 \text{ t (Abb. 245)}$$

$$M = \frac{0,75 \cdot 1,5}{4} = 0,28 \text{ mt.}$$

Unter Annahme einer Querschnittverschwächung von 10 vH. ist

$$F_n = 784 - 78 = 706 \text{ qcm}$$

und

$$\sigma = \frac{55200}{706} + \frac{28000}{3659} = 78 + 8 = 86 \text{ kg/qcm.}$$

b) Untergurt (Abb. 244).

$$U_{\max} = U_{13} = U_{11} = + 22,6 \text{ t (Zug)}$$

$$\text{bzw. } U_8 = - 10,2 \text{ t (Druck),}$$

$$l = 2,2 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 80 \cdot 10,2 \cdot 2,2^2 = 3950 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 18/18 mit $J = 8748 \text{ cm}^4$,

$$F = 324 \text{ qcm,}$$

ab 20 vH. 65 „

$$\underline{F_n = 259 \text{ qcm.}}$$

$$\sigma = \frac{22600}{259} = 88 \text{ kg/qcm.}$$

c) Schrägen.

$$D_{\max} = D_9 = - 8,8 \text{ t (Druck),}$$

$$l = 3,0 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 80 \cdot 8,8 \cdot 3,0^2 = 6340 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 18/18 mit

$$J = 8748 \text{ cm}^4,$$

$$F = 324 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{8800}{324} = 27 \text{ kg/qcm.}$$

d) Pfosten.

$$V_{\max} = V_8 = + 10,4 \text{ t (Zug).}$$

Verwendet ein Bolzen von 41 mm äuß. Durchm., 35 mm Kern-durchmesser und einem Kernquerschnitt $F_k = 9,50 \text{ qcm}$.

$$\sigma = \frac{10400}{9,5} = 1094 \text{ kg/qcm.}$$

Die übrigen Pfosten sind entsprechend kleiner ermittelt (siehe Abb. 240).

e) Zugband.

Horizontalschub $H_{\max} = 40,5 \text{ t}$.

Verwendet 2 \square N. P. 14 mit

$$F = 2 \cdot 20,4 = 40,8 \text{ qcm,}$$

$$\text{Nietabzug (23 Durchm.) } 2 \cdot 2,3 \cdot 0,7 = 3,2 \text{ „}$$

$$\underline{F_n = 37,6 \text{ qcm.}}$$

$$\sigma = \frac{40500}{37,6} = 1076 \text{ kg/qcm.}$$

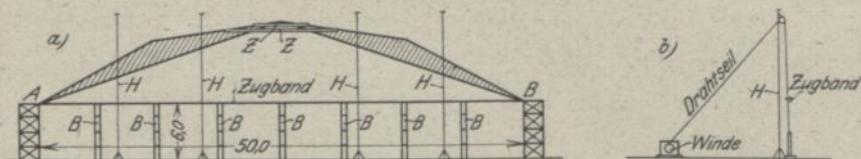


Abb. 246. Schema für Aufstellung der Binder.

Die Aufstellung der Binder in einer lichten Höhe von rd. 6 m (bis Zugband)¹⁾ geschah in folgender Weise. Zunächst wurde das eiserne Zugband auf vorläufigen Böcken *B* (Abb. 246) verlegt. Nachdem jede Binderhälfte zusammengebaut war, wurde eine solche Fachwerkscheibe durch zwei Hebebäume *H* mit Flaschenzügen und Winden gehoben und in der richtigen schrägen Lage in den Kämpferschuh *A* bzw. *B* gesteckt und so gehalten, bis die andere Binderhälfte durch zwei weitere Bäume in die entsprechende symmetrische Lage gebracht war. Es waren also im ganzen vier Winden nötig. Dann wurden die Binder im Scheitelgelenk zusammengelegt und verbunden, hierauf durch Taue und Streben seitlich gegen den Erdboden abgesteift. Hierbei war besondere Vorsicht nötig. Insbesondere wurden vor Nachlassen der Flaschenzüge die beiden Binder im Scheitelgelenk durch Zangen *Z* (Abb. 246 a) seitlich vollkommen steif verbunden, um ein seitliches Herausdrehen der beiden Binderhälften zu verhindern, solange die Verbände noch nicht eingebaut waren. Schließlich erfolgte der Einbau sämtlicher Verbände und das Aufbringen der Dachschalung samt Pappe.

Ein weiteres bemerkenswertes Beispiel eines Bogenbinders zeigen Abb. 247 u. 248. Es handelt sich um die Dachkonstruktion für eine Flugzeughalle von 35 m Spannweite und 50 m Länge. Entwurf und Ausführung stammen von der Firma Arthur Müller, Bauten und Industriewerke (Ambi), Berlin-Johannisthal, die eine große Anzahl von Dachkonstruktionen nach ihrer Bauweise ausgeführt hat

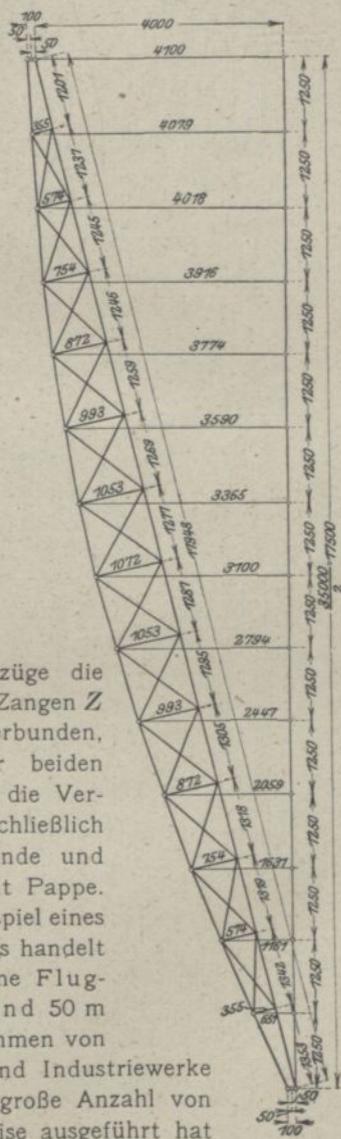
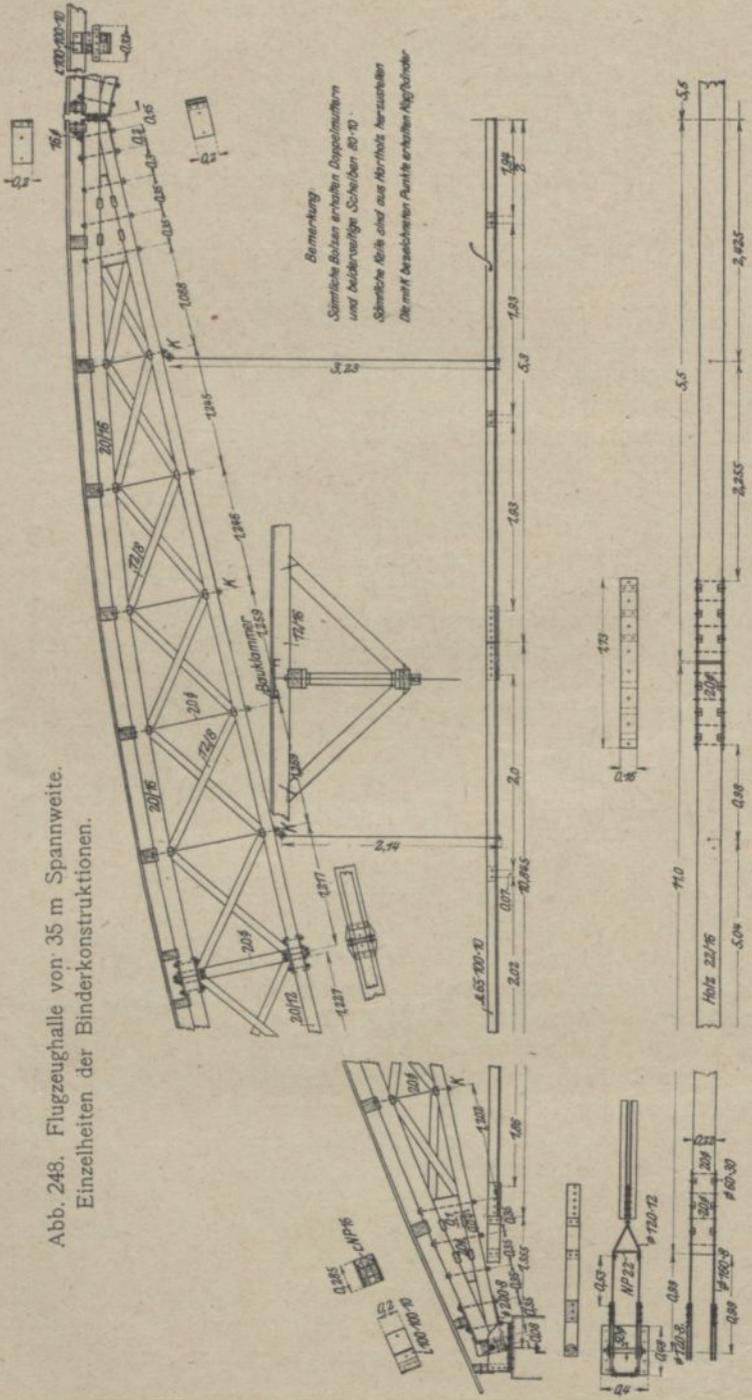


Abb. 247. Flugzeughalle von 35 m Spannweite. Netz des halben Binders.

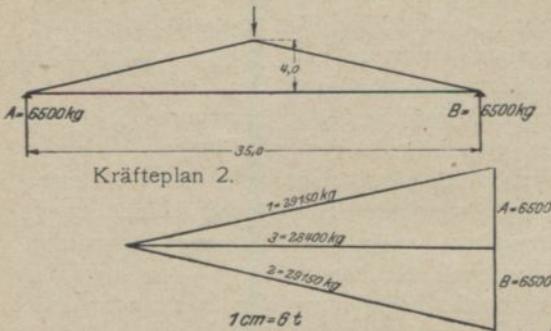
¹⁾ Der ursprüngliche Entwurf sah 10 m lichte Höhe vor.

Abb. 248. Flugzeughalle von 35 m Spannweite.
Einzelheiten der Binderkonstruktionen.

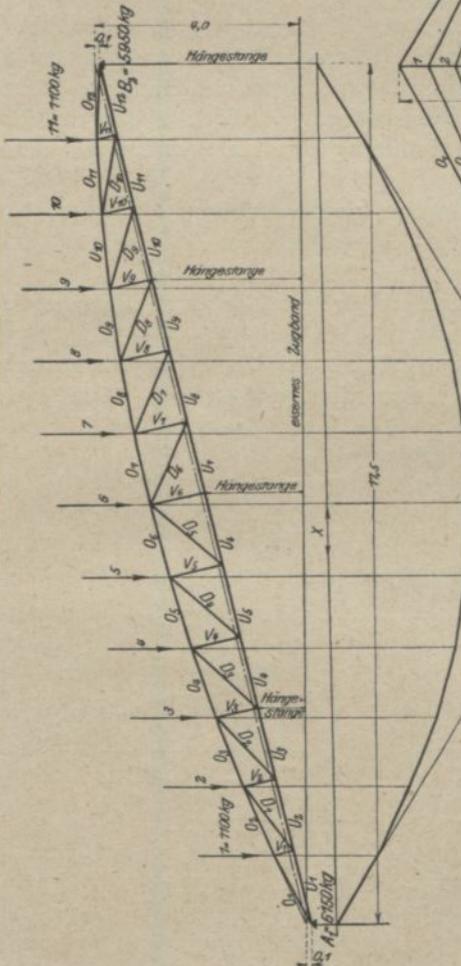


Belastungsschema des Hauptbinders.

$$2(5950 + 550) = 13\,000 \text{ kg.}$$



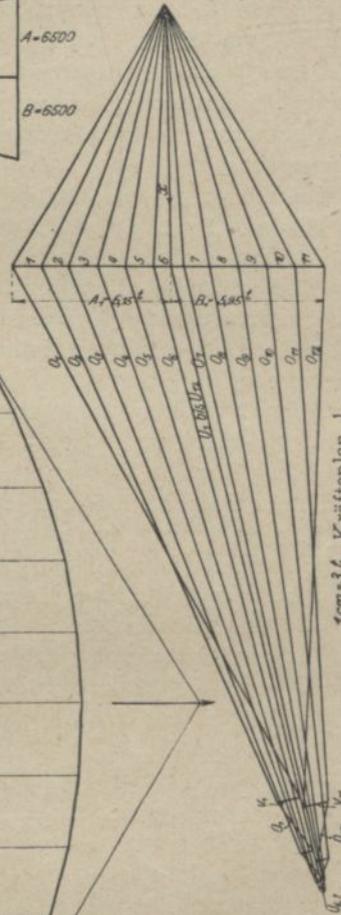
Belastungsschema des Segmentbinders.



Größte Stabkräfte nach

Kräfteplan 1.

- $O_6 = -26,2 \text{ t.}$
- $U_{6,7} = +26,15 \text{ t.}$
- $D_{10} = -2,5 \text{ t.}$
- $V_{11} = +1,0 \text{ t.}$



1 cm = 3 t Kräfteplan 1.

Abb. 249. Zeichnerische Untersuchung des Binders für Vollbelastung.

(vgl. auch unter „Hallenbauten“). Die Binder sind als Dreigelenkträger mit Zugband hergestellt; das letztere besteht aus zwei L-Eisen $100 \cdot 50 \cdot 10$, die mittels Rundeisen 16 mm Durchm. am Binder aufgehängt sind, kann aber auch in Holz angefertigt werden. Die beiden Binderhälften stellen Segmentträger mit Fachwerkfüllung dar. Der Obergurt ist aus einem Kantholz 20/14 gekrümmt, während der Untergurt aus einem Kantholz 20/12 besteht und geradlinig in der Bogensehne durchgeht. Die Schrägen sind aus Hölzern $8/12$ gekreuzt angeordnet und die Pfosten aus Rundeisen 16 mm Durchm. hergestellt. Der Binderabstand beträgt 5 m. Das Dach ist mit doppelter Papplage auf Schalung eingedeckt. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 248 hervor.

Nachstehend sei die statische Berechnung der Dachbinder kurz wiedergegeben.

Belastung: $g + p = 150 \text{ kg/qm}$.

Binderentfernung = rd. 5 m.

Bindersystem: Die Dachlinie ist ein Kreisbogen über der Spannweite 35 m als Sehne, mit einem Stich von 4 m und Radius $r = 40,281 \text{ m}$.

Die Untersuchung ist zeichnerisch (s. Abb. 249) für Vollbelastung durchgeführt; für einseitige Belastung sind die Spannungen rechnerisch nachgewiesen.

Als größte Beanspruchungen sind ermittelt:

für Holz $\sigma_{\max} = -94 \text{ kg/qcm}$,

„ Eisen $\sigma_{\max} = 1170$ „

Bestimmung der Spannungen für einseitige Belastung; andere Seite mit 75 kg/qm belastet gedacht.

Es wird dann nach Kräfteplan 1 die Untergurtspannkraft:

für den vollbelasteten Segmentbinder $\max S = -26\,150 \text{ kg}$,

„ „ halbbelasteten „ $\max S = +13\,075 \text{ kg}$.

Für den Hauptbinder folgt:

Spitzenlast $(5950 + 550) 1,5 = 9750 \text{ kg}$,

$$A = B = \frac{9750}{2} \text{ kg},$$

mithin (s. Kräfteplan 2)

$$1 = 2 = -\frac{29\,150 \cdot 9750}{6500 \cdot 2} = -22\,800 \text{ kg}.$$



Abb. 250.

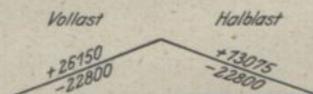


Abb. 251.

Für den Untergurt der Segmentbinder folgt:

bei Volllast (Abb. 250):

$$S = +26\,150 - 29\,150 = -3\,000 \text{ kg},$$

bei einseitiger Volllast (Abb. 251):

$$S_1 = +26\,150 - 22\,800 = +3\,350 \text{ kg},$$

$$S_2 = +13\,075 - 22\,800 = -9\,725 \text{ kg}.$$

Querschnittbestimmung.

a) Obergurt.

$$\max S = - 26\ 200 \text{ kg.}$$

Knicklänge $l = \text{rd. } 1,5 \text{ m.}$

Erforderlich $J = 80 \cdot 26,2 \cdot 1,5^2 = 4700 \text{ cm}^4.$

Verwendet Kantholz 20/14 (Abb. 252)

mit $J_{\min} = 4573 \text{ cm}^4,$

$F = 280 \text{ qcm},$

$$\sigma = \frac{- 26\ 200}{280} = - 94 \text{ kg/qcm.}$$

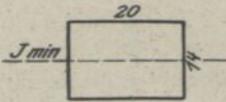


Abb. 252.

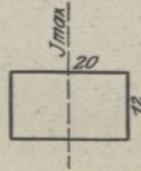


Abb. 253.

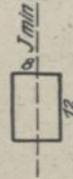


Abb. 254.

b) Untergurt.

$$\max S = \begin{cases} + 3350 \text{ kg} \\ - 9725 \text{ kg.} \end{cases}$$

Knicklänge $l = \text{rd. } 3 \text{ m.}$

Erforderlich $J = 80 \cdot 9,725 \cdot 3^2 = 7000 \text{ cm}^4.$

Verwendet Kantholz 20/12 (Abb. 253)

mit $J_{\max} = 8000 \text{ cm}^4,$

$F = 240 \text{ qcm},$

$$\sigma = \frac{- 9725}{240} = - 41 \text{ kg/qcm.}$$

c) Schrägen.

$$\max S = - 2500 \text{ kg.}$$

In der Ausführung sind Kreuzdiagonalen angeordnet worden.

Knicklänge $l = \text{rd. } 1,8 \text{ m.}$

Erforderlich $J = 80 \cdot 2,5 \cdot 1,8^2 = 650 \text{ cm}^4.$

Verwendet Kantholz 8/12 (Abb. 254)

mit $J_{\min} = 512 \text{ cm}^4,$

$F = 96 \text{ qcm},$

$$\sigma = \frac{- 2500}{96} = - 26 \text{ kg/qcm.}$$

d) Pfosten.

$$\max S = 1 \text{ t.}$$

Verwendet ein Rundeisen 16 mm ϕ mit $F_{\text{kern}} = 1,31 \text{ qcm},$

$$\sigma = \frac{1000}{1,31} = 760 \text{ kg/qcm.}$$

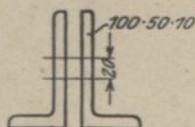


Abb. 255.

e) Zugband.

$$\max S = + 28\,400 \text{ kg.}$$

Verwendet $\text{JL } 100 \cdot 50 \cdot 10$ (Abb. 255).

$$F = 2 \cdot 14,1 - 2 \cdot 2 \cdot 1 = 24,2 \text{ qcm.}$$

$$\sigma = \frac{28\,400}{24,2} = 1170 \text{ kg/qcm.}$$

Gleichfalls von der Firma Arthur Müller entworfen und ausgeführt¹⁾ ist der in Abb. 256 u. 257 dargestellte Rahmenbinder mit vieleckigem Riegel. Der Binder, der eine Spannweite von 29 m besitzt, ist außerdem durch ein Zugband versteift, so daß er zweifach statisch unbestimmt ist. Er ist aus mehreren Teilen zusammengesetzt und insbesondere besteht der Riegel aus einzelnen gleichen Fachwerkscheiben mit parallelen Gurtungen und gekreuzten Schrägen, zwischen denen trapezförmige Keilstücke eingefügt sind. Durch diese Keilstücke von entsprechender Form wird die Anpassung des Binders an beliebige Dachneigungen ermöglicht. Der Kern derselben besteht aus 4 cm starken Brettern, welche in die Gurtungen der geradlinig begrenzten Scheiben schlitzenartig eingelassen sind, um eine gegenseitige Seitenverschiebung der Binderteile zu verhindern. Um die an den Stoßstellen auftretende Querkraft aufnehmen zu können, sind die Bretter seitlich mit Kant-hölzern verstärkt. Die Längsverbinding der Binderscheiben mit den Keilstücken erfolgt durch kräftige Bolzen. Der Übergang der Wandpfosten in den Riegel, die Rahmenecken, sind vollwandig gestaltet

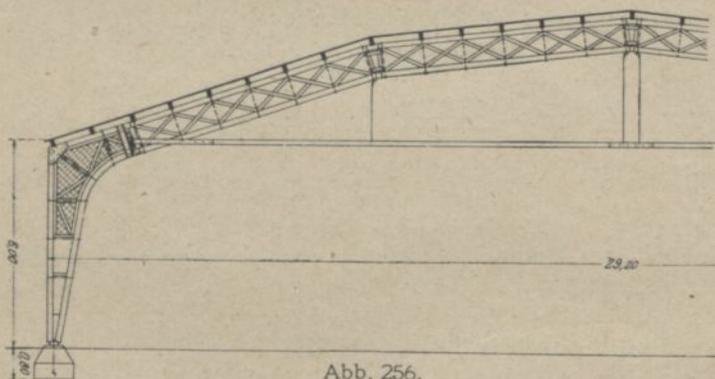


Abb. 256.

Rahmenbinder nach Ambi-Bauweise.

und aus Abb. 257 zu ersehen. Die Aufstellung der Binder geschieht in der Weise, daß die einzelnen Binderteile abgebunden auf die Baustelle gebracht werden, wo die Binder wagerecht liegend zusammengesetzt und dann aufgerichtet werden. Die Fußgelenke sind mittels Hartholzklötzen gebildet.

¹⁾ In der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ zu Berlin 1918.

Während bei den vorher beschriebenen Bauweisen für die Gurtungen und Füllungsstäbe Kanthölzer verwendet sind, setzt die Gesellschaft für Ausführung freitragender Dachkonstruktionen in Holz „System Stephan“, G. m. b. H., Düsseldorf, die parallel laufenden Gurtungen der Bogenbinder aus Brettern zusammen; die letzteren sind über die hohe Kante gebogen und miteinander verbolzt. Die Füllungsstäbe be-

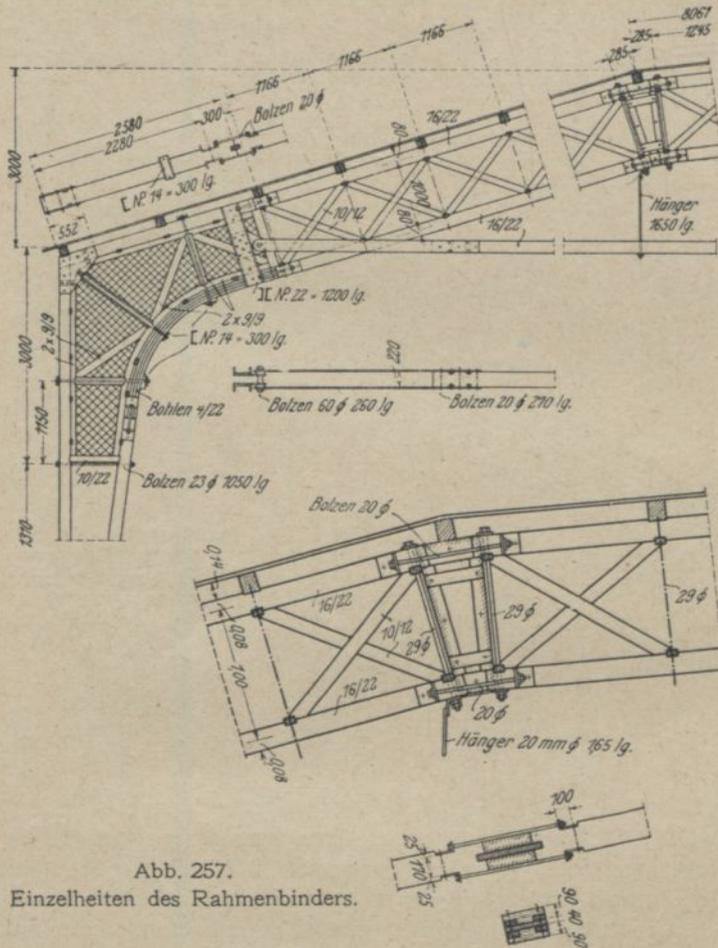


Abb. 257.
Einzelheiten des Rahmenbinders.

stehen aus Latten. An den Kämpfern, wie auch an dem etwa angeordneten Scheitelgelenk wird statt der Gitterstäbe ein volles Holz zwischen die Gurtungen gelegt. Die gesamte Bogenhöhe wird etwa $1/25$ bis $1/35$ der Spannweite gemacht. Der Bogen wird mit oder ohne Zugband ausgeführt. Im ersteren Falle wird das Zugband entweder aus Holz oder aber meist aus Rundeisen, die mittels Spannschlössern nachgezogen werden können, hergestellt.

Die Dachfläche erhält entweder, dem Bogen entsprechend, zylindrische Form oder die eines Satteldaches, indem zur Unterstützung der Pfetten über dem Bogendach Pfosten, die die Binder umfassen, mit Streben und Zangen angeordnet werden.

Ein Beispiel einer solchen Bauart stellt das Dach der Reithalle der Kaserne zu Grimma i. S.¹⁾ dar (Abb. 258). Die Lichtweite der Halle beträgt 17,90 m, die Pfeilhöhe des Bogens 4,16 m, der Binderabstand 4,21 m. Der Bogen ist 0,5 m hoch und 0,25 m breit und besteht aus 8 cm hohen und 2¹/₂ cm starken Brettern, die miteinander verbolzt sind. Die Gitterstäbe werden aus Latten 5/9 bzw. 7/9 cm gebildet. Das

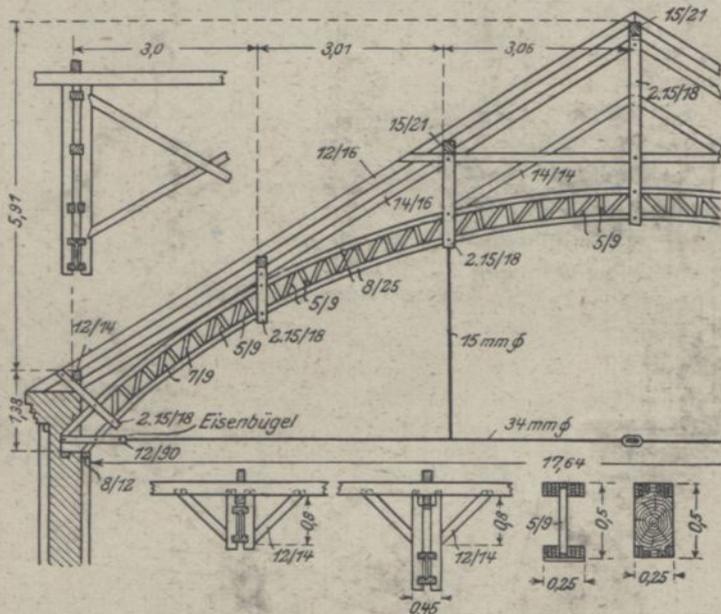


Abb. 258. Reithalle der Kaserne zu Grimma i. Sa.

Zugband ist ein Rundeisen 34 mm ϕ mit Spannschloß in der Mitte. Die Pfetten werden durch Pfosten aus Doppelzangen, die den Bogen umfassen, getragen. Der Längsverband besteht aus Kopfbändern unter den Zwischenpfetten bzw. aus Andreaskreuzen im First. Bezüglich der statischen Berechnung eines solchen Binders sei auf das Handbuch d. Arch., III. Teil, 2. Bd., Heft 4 (3. Aufl.), S. 152 verwiesen, wo ein Zahlenbeispiel rechnerisch durchgeführt ist.

Eine bemerkenswerte Ausführung gleicher Bauart stellt die Haupthalle der Deutschen Armee-, Marine- und Kolonial-Ausstellung in Berlin (1907) dar (Abb. 259)²⁾. Die Stützweite der als Dreigelenkbogen (für die Aufstellung als Fünfgelenkbogen) aus-

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1903, Nr. 38, S. 247.

²⁾ Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1908, S. 105.

gebildeten und bis zum Hallenfußboden hinabgeführten Binder trägt rd. 29 m, die Scheitelhöhe rd. 14 m. Für die Beförderung mit der Eisenbahn und für die Aufstellung ist jede Binderhälfte nochmals durch eine gelenkartige Verbindung in zwei Teile zerlegt, so daß das längste Binderstück nur 12 m beträgt. Die Bogen bestehen aus parallelen Gur-

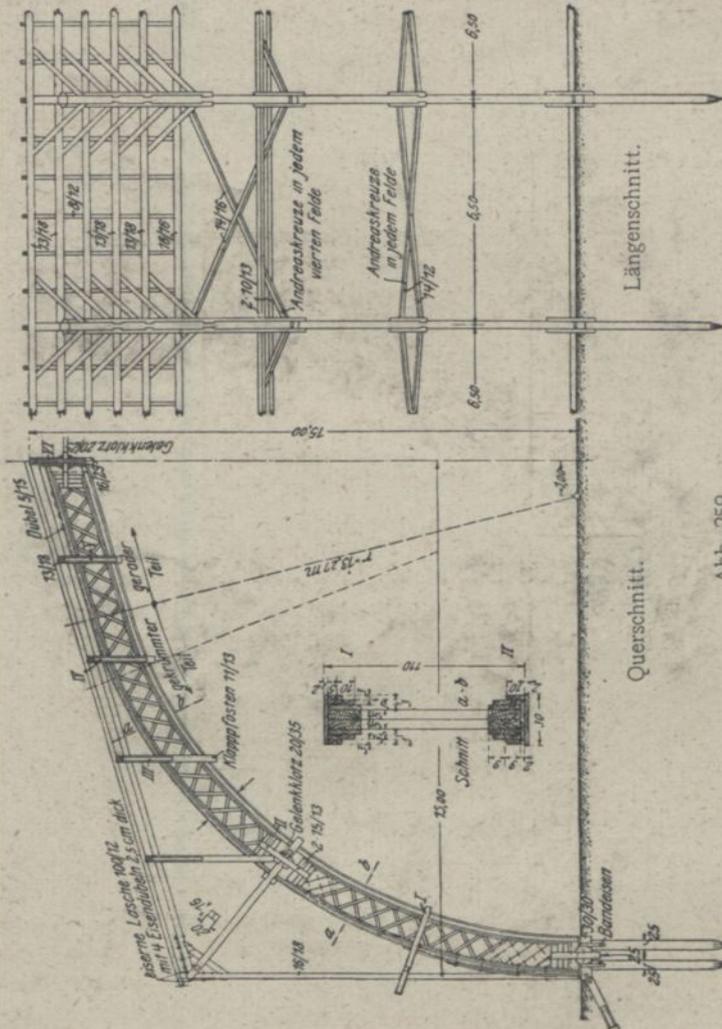


Abb. 259. Haupthalle der Deutschen Armees-, Marine- und Kolonial-Ausstellung in Berlin 1907.

tungen, die aus Brettern zusammengesetzt und verbolzt sind, mit Füllung aus Schrägen. An fünf Gelenkpunkten ist die Wand aus dicht zusammengeschlagenen Bretttafeln hergestellt. Die Gelenke sind aus Holz mittels eines Gelenkklötzchen gebildet. Der Fünfgelenkbogen ist durch den Zwickelüberbau zur Unterstützung der Dacheindeckung in erforderlicher Weise versteift. Der Längsverband wird durch Kopfbänder unter den Pfetten

und durch Andreaskreuze zwischen den schrägen seitlichen Zangenverbindungen bewerkstelligt. Weitere Einzelheiten, insbesondere auch über die Fundierung, gehen aus Abb. 259 hervor.

Ferner sei noch eine neuere Ausführung eines Stephandaches größerer Spannweite erwähnt, nämlich die Dachkonstruktion der 1907

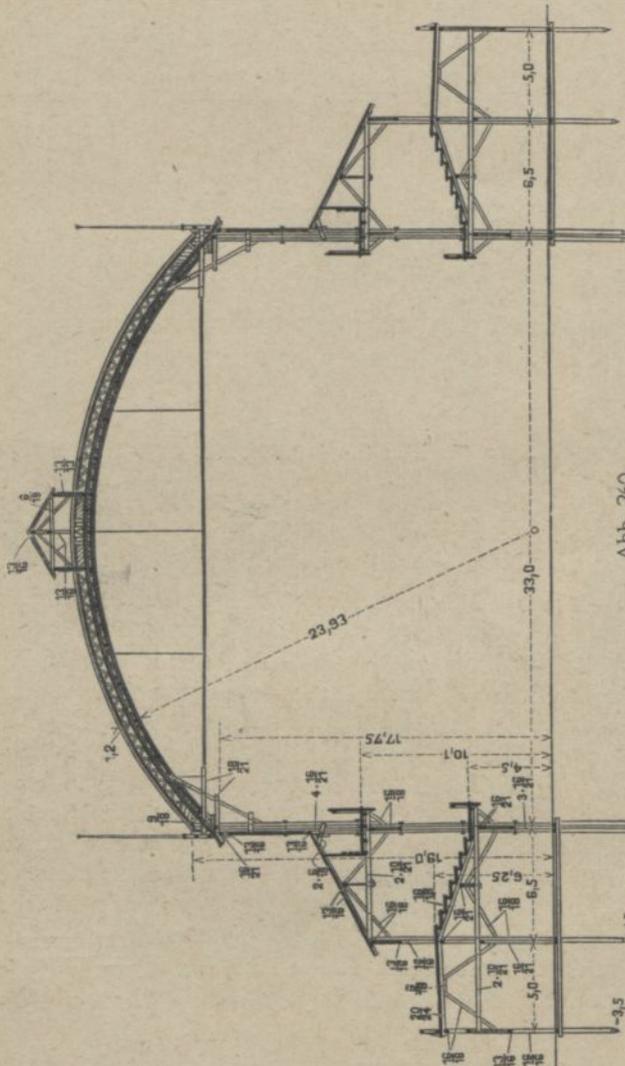


Abb. 260.

Festhalle für das 7. deutsche Sängerbundesfest in Breslau 1907.

erbauten Sängerbundesfesthalle in Breslau¹⁾ (Abb. 260). Die Binder stellen Dreigelenkbogen mit Zugband von 33 m Stützweite dar. Der Binderabstand beträgt 5 m. Die Pfetten liegen auf dem Binder-

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 103, S. 669.

untergurt (Abb. 261), so daß die Binder aus der Dachfläche heraustreten und durch die Verschalung der die obere Gurtung absteifenden Streben a als starke Rippen erscheinen.

Schließlich möge noch auf die kürzlich erbauten Bahnsteighallen des neuen Hauptbahnhofs in Kopenhagen hingewiesen werden, der aus sechs Einzelhallen von rd. 19 m Spannweite und kleineren

Anbauten besteht (Abb. 262). Mit Ausnahme der eisernen Stützen ist die ganze Dachkonstruktion in Holz hergestellt.

Ein in der Einzelausbildung des Holzfachwerks neuartiges System stellt die von Paul Meltzer, Darmstadt, ausgeführte Bauweise dar¹⁾.

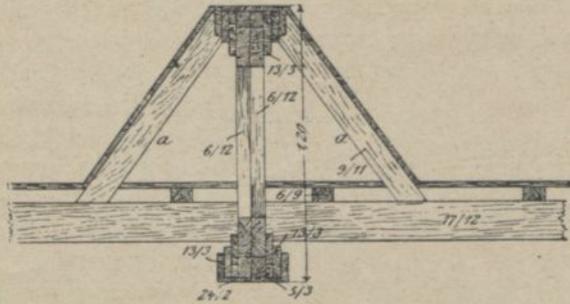


Abb. 261.

Querschnitt durch den Binder der Festhalle (s. Abb. 247).



Abb. 262. Hauptbahnhof in Kopenhagen.

Sie hat mit der Stephanschen Bauweise insofern einige Ähnlichkeit, als bei ihr gleichfalls die Querschnitte der Fachwerkstäbe aus einzelnen dünnen Stäben hergestellt werden, die gemeinsam die Stabkraft aufnehmen.

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1914, S. 406, 428, 438.

Der Fachwerkstab besteht bei der Meltzerschen Bauweise aus meist quadratischen Stäbchen von 2,5/2,5 bis 6/6 cm Querschnitt, die in entsprechender Anzahl zu einem quadratischen oder rechteckigen Gesamtquerschnitt des Stabes gruppiert und durch sich kreuzende Stahlbolzen, welche in wenig engere Bohrungen eingetrieben werden, verbunden sind. Diese Stahlbolzen oder besser Stahlstifte besitzen weder Kopf noch

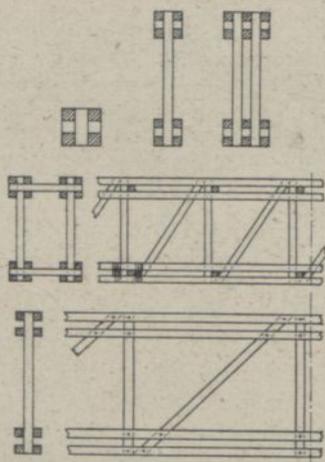


Abb. 263.

Mutter, sondern werden nur durch Reibung gehalten. Gewöhnlich werden vier solcher Stäbchen in gewissen Abständen voneinander durch kleine Querhölzer gehalten. Setzt man solche Konstruktionselemente zusammen, so erhält man die bekannten Fachwerkträgerformen (Abb. 263). Diese Aufteilung des üblichen massiven Balkenquerschnittes in dünne Hölzer ermöglicht eine wesentliche Vergrößerung des Trägheitsmomentes, also des Biegungs- und Knickungswiderstandes bei dem gleichen Stoffverbrauch. Wie bereits erwähnt, paßt der Stahlbolzen genau in das Loch, in welchem er fast spannungslos sitzt, so daß dieses nicht wie bei der Nagelung oft in der unmittelbaren Nähe des Nagels einen Spaltriß erhält bzw. bei

der Verschraubung die Schraube nicht in ein wesentlich größeres Loch eingetrieben zu werden braucht. Für billigere Konstruktionen hat sich Rotbuchenholz bewährt; für größere Beanspruchungen werden amerikanische und australische Harthölzer verarbeitet. Es können dünne und kurze Hölzer verwendet werden. Die dünnen Hölzer lassen die Herstellung in jeder Form zu, auch lassen sich leicht Verbindungen der Länge nach bewerkstelligen. Um für die Berechnung solcher Konstruktionen die nötigen Grundlagen zu schaffen, sind in der mechanisch-technischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Darmstadt Festigkeitsversuche sowohl mit Probekörpern (Zug-, Druck-, Knick- und Biegeversuche) als auch mit ganzen Gitterträgern ausgeführt worden. Bezüglich der Ergebnisse sei auf die Quellenangabe Seite 165 verwiesen. Eine Eigentümlichkeit der Knotenpunktverbindungen gegenüber den üblichen Fachwerkausbildungen besteht darin, daß sich die Stabachsen, also Systemlinien, nicht in einem Punkte schneiden. Hierdurch entstehen Nebenspannungen, die jedoch im allgemeinen innerhalb zulässiger Grenzen bleiben.

Eine bemerkenswerte Ausführung in der geschilderten Bauweise zeigt die Militär-Flugzeughalle in Darmstadt (Abb. 264 u. 265). Die Anlage besteht aus 7 Bindern von 20,70 m Stützweite und einem Binderabstand von 20,85 m. Die Binder sind als Dreigelenkbogen mit einer Pfeilhöhe von 8,52 m berechnet und ausgeführt. Das Eigengewicht st mit 70 kg/qm, die Schneelast mit 75 kg/qm und der Winddruck

mit 125 kg/qm angenommen. Als zulässige Beanspruchung ist für bestes amerikanisches Pitchpineholz $k_z = 160$ kg/qcm und $k_x = 140$ kg/qcm, für Tannenholz $k_b = 80$ kg/qcm in Rechnung gestellt. Die Elastizitätszahl für Pitchpine ist mit 140 000 kg/qcm eingesetzt. Die Mittelpfetten

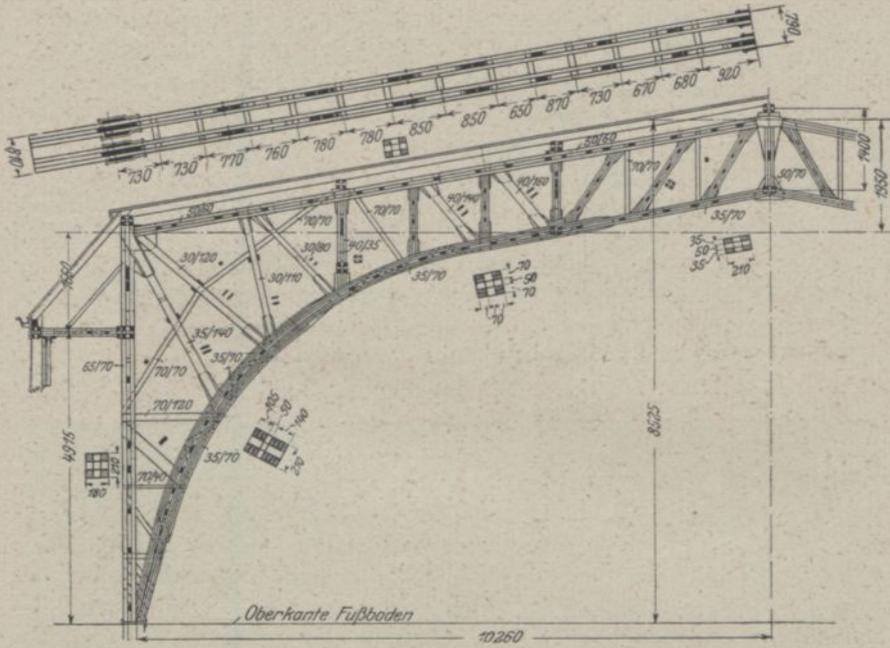


Abb. 264. Flugzeughalle in Darmstadt. Einzelheiten der Binderkonstruktion.

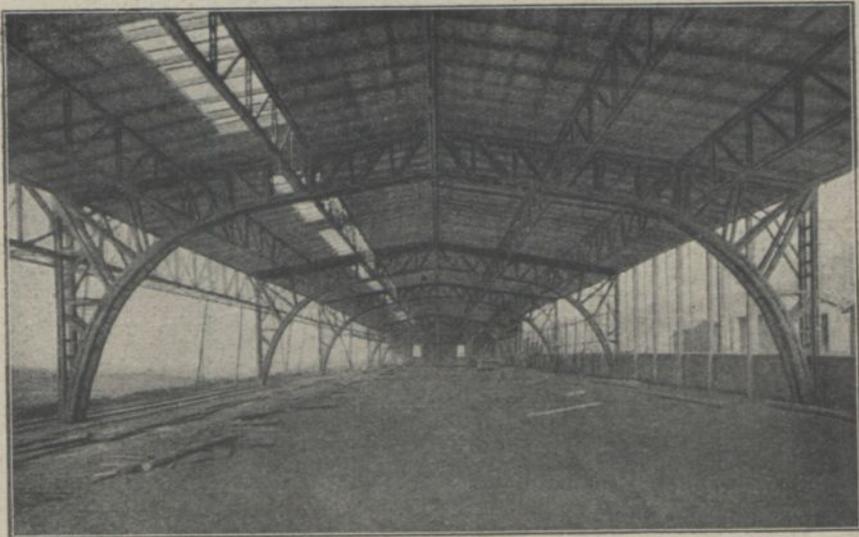


Abb. 265. Innenansicht der Flugzeughalle in Darmstadt.

sind als über 5 Stützen durchlaufende Träger berechnet. Die Binder sind als Zwillingsbinder ausgeführt. Die Pfetten sind in gleicher Art als Gitterträger hergestellt. Abb. 265 zeigt eine Innenansicht der fertigen Halle.

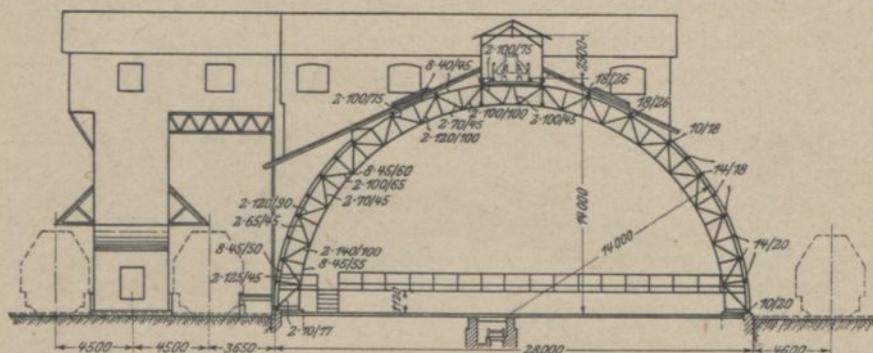


Abb. 266. Salzlagerrhalle in Nebra a. d. Unstrut.



Abb. 267. Salzlagerrhalle während der Ausführung.

Als weiteres Beispiel sei die in Abb. 266 im Querschnitt dargestellte Salzlagerrhalle der Gewerkschaft Unstrut in Nebra a. d. Unstrut angeführt. Die Halle besteht aus Bogenbindern aus Buchenholz von 27,50 m Stützweite in Abständen von 7,22 m. Sie stellen Dreigelenkbogen mit parallelen, halbkreisförmig gekrümmten Gurtungen dar. Die statische Berechnung ist zeichnerisch mittels Kräfteplan durchgeführt.

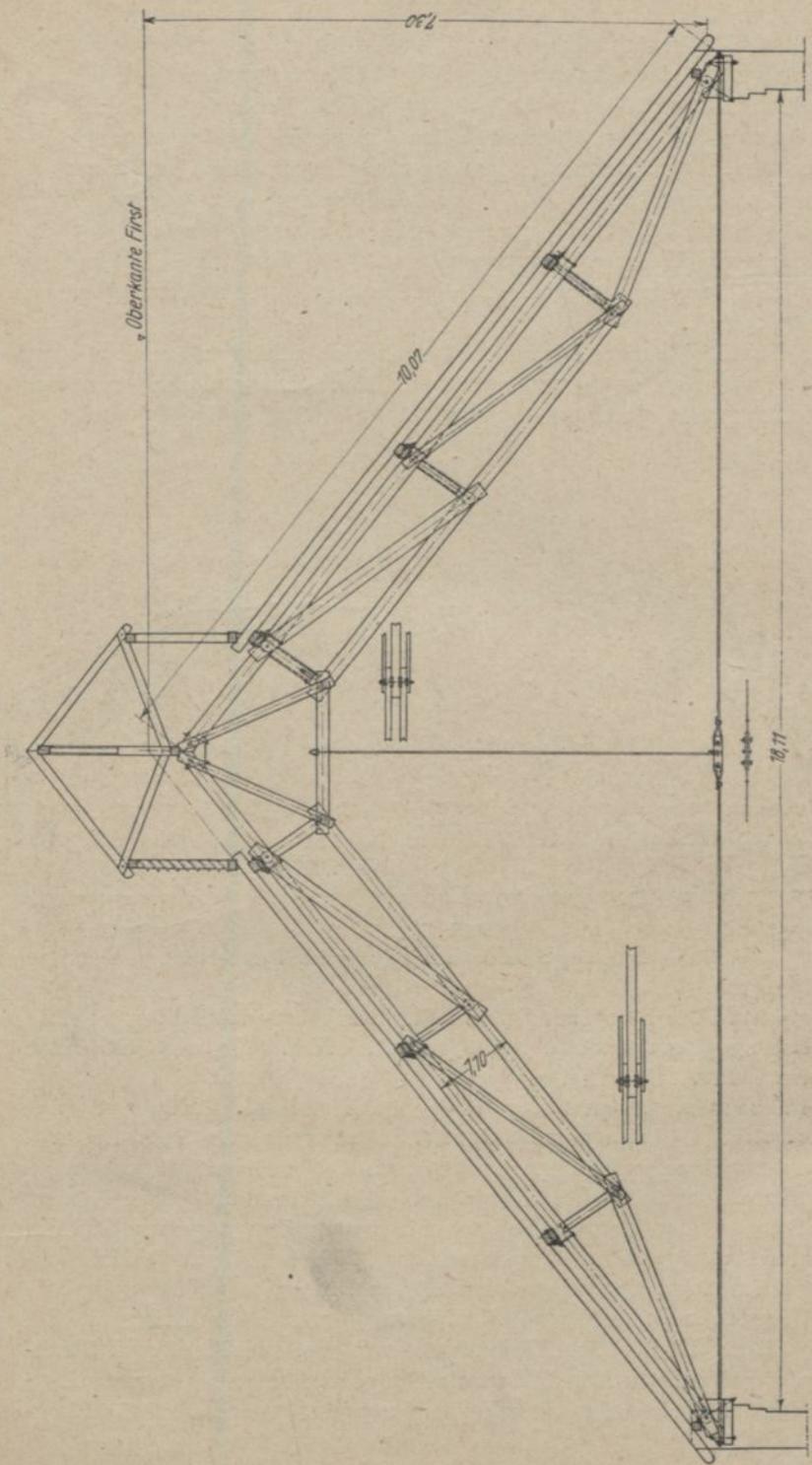


Abb. 268. Dreigelenkbinder mit Zugband für Glashütte Neuwerk.

Da bestes Rotbuchenholz verwendet wurde, ist auf Zug, Druck und Biegung eine zulässige Beanspruchung von 125 kg/qcm zugelassen worden. Die Elastizitätszahl ist mit 120 000 kg/qcm in Rechnung gestellt. Als Nutzlast ist 1500 kg, in Bindermitte (Scheitelgelenk) angreifend, angenommen. Der Schneedruck auf den oberen Dachteil ist jeweils aus der Formel $75 \cos \alpha$, bei $\alpha = 24,5^\circ$, der Winddruck auf die geneigte Fläche aus der Formel $125 \sin^2 \alpha$ ermittelt. Die Gurtungen sind doppelt, die Streben und Pfosten einfach ausgebildet. Die Querschnittbestimmung zeigt die angegebene Quelle. Die größte berechnete Spannung beträgt 112 kg/qcm.

Das Richten der Binder erfolgte durch Aufklappen der auf dem Boden fertig zusammengesetzten Bogen. Nach Fertigstellung wurde eine Belastungsprobe durch eine Einzellast von 2000 kg im Scheitel vor-

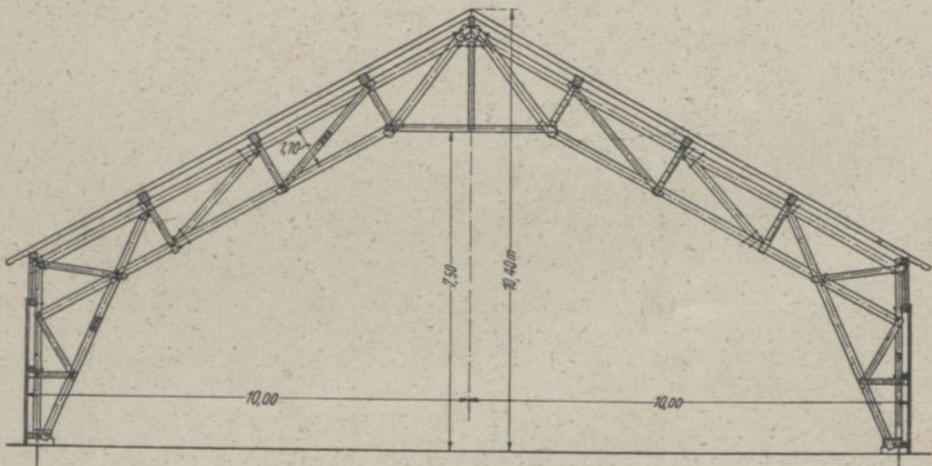


Abb. 269.

Zweigelenkrahnenbinder nach Bauweise Tuchscherer.

genommen. Die Einsenkung dieses Punktes betrug hierbei 5 mm; nach Entlastung ging sie wieder auf 0 zurück. Abb. 267 zeigt die Halle während der Ausführung.

Besonders geeignet für Bogenbinder ist die Bauweise der Deutschen Holzbauwerke Carl Tuchscherer, die Seite 126 u. f. bereits eingehend gewürdigt ist. Denn mittels der Ringdübel ist es möglich, Druck- und Zugstäbe in gleicher Weise einwandfrei anzuschließen. Ein Beispiel eines Zweigelenkbogens mit eiserner Zugstange von 18,11 m Spannweite zeigt Abb. 268, während Abb. 269 einen Zweigelenkrahnenbinder von 20 m Spannweite und 6,50 m Binderabstand darstellt.

Ferner seien noch zwei Ausführungen von Bogenbindern in der Seite 137 erwähnten Ringdübelbauweise von Professor Kreüger, Stockholm, angeführt. In Abb. 270 ist ein Dreigelenkbinder mit eisernem Zugband dargestellt, welcher unter Verwendung geschlossener Ringdübel kon-

struiert ist. Der Obergurt ist nicht gekrümmt, sondern aus kurzen geraden, lotrecht stehenden Bohlenstücken zusammengesetzt; an den versetzten Stoß-

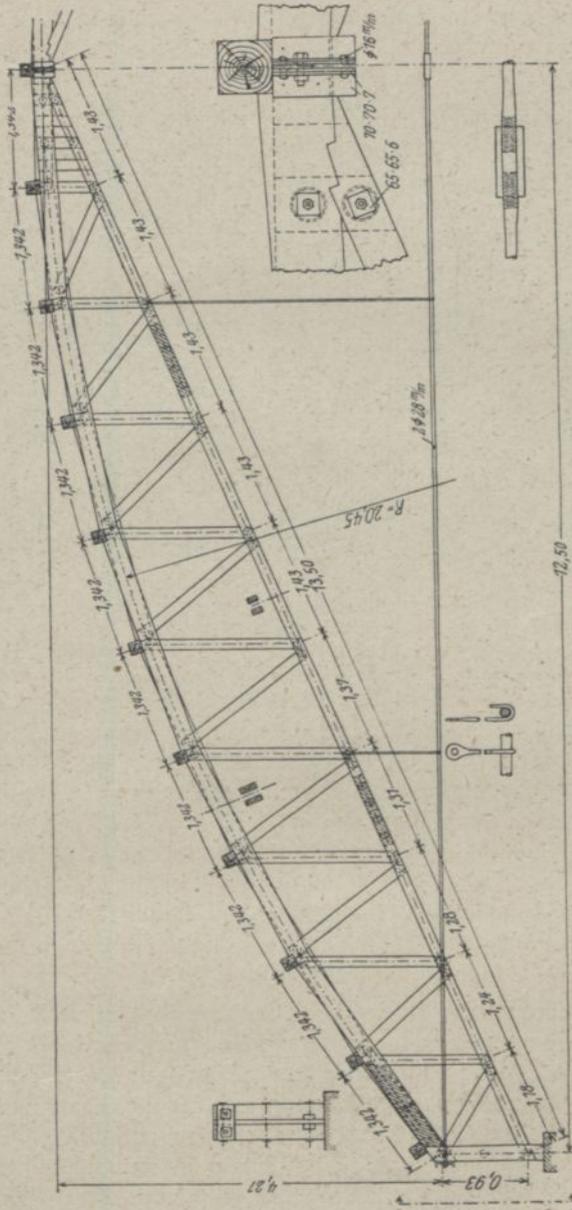


Abb. 270.
Dreigelenkbogen mit Zugband nach Bauweise Kreiger.

stellen sind die Füllungsstäbe des Fachwerks exzentrisch zu beiden Seiten der Stoßfuge angeschlossen. Desgleichen zeigt Abb. 271 eine Walzwerk-
halle während der Ausführung. Die Binder sind als Zweigelenkbogen mit

Zugband ausgebildet. Die Gurtungen sind parallel und bestehen gleichfalls aus kurzen Bohlenstücken. Die Schrägen sind wie vorher zwischen die beiden Gurthälften geschoben und zu beiden Seiten der versetzten Stoßfugen mittels geschlossener Ringdübel angeschlossen.



Abb. 271. Walzwerkhalle nach Bauweise Kreüger.

Schließlich sei an dieser Stelle noch auf die Ausführung eines Bogenbinders in Fachwerkform von beträchtlichen Abmessungen hingewiesen. Es handelt sich um die Halle des 1914 erbauten Festspielhauses in Genf¹⁾, deren sichelförmige Binder 60 m Spannweite, 23 m lichte Höhe und 10 m Abstand besitzen. Die Gurtungen sind doppelt, die Schrägen und Pfosten einfach ausgebildet.

K. Vollwandbinder.

I. Allgemeines.

Im Gegensatz zu den im vorigen Abschnitt behandelten Fachwerkbindern wird bei den Vollwandbindern die starre Scheibe durch einen Träger, bestehend aus Holzlamellen bzw. Brettern, Bohlen oder auch Kanthölzern, gebildet, die mittels eiserner oder hölzerner Nägel und Dübel, Kopfschrauben, Schraubenbolzen, Bänder und schließlich durch ein Klebemittel (Leim) zu einem einheitlichen Querschnitt verbunden sind. Damit die Scheibe auch wirklich starr ist, müssen diese Verbindungsmittel in ausreichender Zahl und Stärke vorhanden sein, so daß die zwischen den einzelnen Trägerteilen auftretenden Kräfte aufgenommen

¹⁾ Zentralbl. der Bauv. 1914, S. 551.

werden. Um das Klebemittel möglichst wirksam zu machen, werden die Hölzer vorher noch besonders vorbereitet, z. B. getrocknet (gedörnt) und von den fäulnisfördernden Säften befreit. Der Querschnitt der älteren Trägerformen dieser Art ist, wie noch auseinandergesetzt wird, ein Rechteck, bei den neueren wird dagegen in der Regel der **I**-Querschnitt ausgeführt; im letzteren Falle geht man, wie bei den Eisenkonstruktionen, von der Erwägung aus, daß der **I**-Querschnitt bei geringstem Stoffverbrauch das größte Widerstandsmoment für den vorzugsweise auf Biegung bzw. auf Biegung und Druck beanspruchten Vollwandträger bietet.

Wie die Fachwerkbinder, so können auch die Vollwandbinder aus einer oder mehreren starren Scheiben bestehen, die in letzterem Falle durch Gelenke miteinander verbunden sind. Auch sind hier die Bedingungen für die Lagerung bzw. die äußere Bestimmtheit die gleichen wie früher. Bei den Vollwandbindern sind demnach wieder zu unterscheiden: Balkenbinder und Bogenbinder. Die älteren Querschnittformen, die sogen. Bohlenbinder oder Bohlendächer, sind nur als Bogenbinder ausgeführt und sollen daher erst unter diesen näher besprochen werden.

Als Schöpfer des Gedankens Trägerformen mit **I**-Querschnitt herzustellen, ist Otto Hetzer in Weimar anzusehen, über dessen Bauweise im Jahre 1907 die ersten Veröffentlichungen in den Fachzeitschriften erschienen sind¹⁾.

Die nach einem patentierten Verfahren hergestellten Profilträger bestehen aus schwachen Hölzern, die durch eine wasserdichte Klebmasse unter hohem Druck verbunden und zu statischem Zusammenwirken gebracht werden. Die große Festigkeit der Verbindung in der Leimfuge wird wahrscheinlich dadurch erreicht, daß die Hölzer durch Auslaugung von den Proteinstoffen befreit und nachher getränkt werden. Hierdurch werden die Hölzer gleichzeitig härter, also widerstandsfähiger gegen Druck. Diese Tatsache hat sich dadurch gezeigt, daß bei Biegungsversuchen der Bruch unten auftrat, trotzdem die Zugfestigkeit des Kiefernholzes fast dreimal so groß wie seine Druckfestigkeit ist. Die Verbindung der einzelnen Holzstreifen zu dem Trägerprofil ist eine organische, das angewandte Bindemittel entspricht dem natürlichen Klebstoff der Zwischenzellräume des Holzes; es weicht diese beim trocknen Holze starren Klebstoffe auf, so daß beim Zusammenpassen die Zellfasern ineinander gedrückt werden, und beim Erhärten des Bindemittels erstarrt dann der ganze Träger in der Presse zu einem einheitlichen Verbundträger.

Hetzer verwendet auch verschiedene Hölzer, und zwar in der Druckzone ein Holz von großer Druckfestigkeit (Buche) und in der Zugzone ein solches von großer Zugfestigkeit (Fichte). Auch das Biegeverfahren

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 147. Deutsche Bauzeitung 1907, S. 686 u. 696. Süddeutsche Bauzeitung 1908, S. 156. Vgl. auch Schweiz. Bauzeitung 1913 vom 31. Mai (Bd. 61): Bruchversuche mit Hetzerbindern.

hat Hetzer weiter ausgebildet und Krümmungen schärfster Art in Holz hergestellt. Wie bereits erwähnt, führt Hetzer hauptsächlich I-Querschnitte (Abb. 272) aus einer stehenden Wand von etwa 6 cm Stärke, bei einer Dicke der einzelnen Verbundstäbe von 2,5 bis 4 cm, aus, mit



Abb. 272.

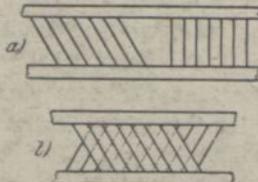


Abb. 273.

oberer und unterer Langholzgurtung aus 8 bis 12 cm starken und 16 bis 20 cm breiten Gurtplatten. Je nach der Höhe besteht der Steg entweder aus aneinandergefügten und verbundenen, stehenden oder schrägliegenden, Hölzern (Abb. 273) oder aus einem durchgehenden Längsholz. Wie bei Blechträgern erhält der gerade oder gebogene Vollwandträger in Holz in Abständen Aussteifungen der beiden Gurtungen durch besondere Querstücke. Diese Verbundträger besitzen gegen Hitze, Frost und Feuchtigkeit äußerste Widerstandsfähigkeit, die auf der der Natur des Holzes angepaßten Herstellungsart sowie auf der Auswahl und Behandlung des Holzes selbst beruht.

Eine neuere, wegen ihrer einfachen Herstellungsart erwähnenswerte Bauart vollwandiger Systeme stellt die Bauweise „Deutscher Neubau“¹⁾, Berlin (D. R. P.) dar. Die Träger bzw. Trägerteile werden, wie Abb. 274 veranschaulicht, auf folgende Weise ausgeführt. Es wird ein

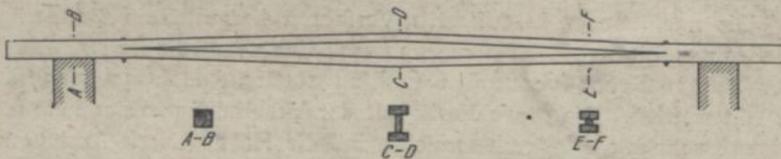


Abb. 274.

voller Balken in seinem mittleren Teil seitlich durch eine Kreissäge geschnitten und mittels einer in Balkenmitte eingesetzten Zwinne gespreizt, wobei ein Aufspalten der Balkenenden durch Schraubenbolzen verhindert wird. Nachdem der Balken die erforderliche Spreizung nebst etwas Spielraum erhalten hat, werden etwas seitlich von der Balkenachse Steifen eingesetzt, die die Form der Sprengung festhalten. Hierauf kann der linsenförmig gestaltete Steg seitlich eingeschoben werden: nun werden die beiden Gurtungen bzw. Flanschen mittels Holzschrauben oder auch zum Teil mittels durchgehender Schraubenbolzen an dem Steg befestigt. Der Träger kann auch aus zwei oder mehreren Teilen zusammengesetzt werden; in diesem Falle wird der Schlitz bis zu dem einen der beiden Balkenenden durchgeführt, so daß der Balken an diesem Ende seine größte Spreizung erhält. Der Steg wird in entsprechender Form hergestellt und in gleicher Weise wie vorher eingesetzt. Soll der Untergurt geradlinig

¹⁾ Diese Bauweise stammt von dem Architekten O. Kaper, Berlin.

durchgehen oder nach oben gebogen werden, so wird der Balken auf dem Schnürboden so festgespannt, daß er beim Spreizen die verlangte Form bekommt; durch Einsetzen der festen Ausfüllung des Steges muß er diese Form behalten. Zur Deckung von Stößen an der Zugseite bzw. zur Aufnahme von Zugkräften werden Flacheisen verwendet, die entweder außen aufgelegt oder in einen seitlich mit der Kreissäge hergestellten Schlitz eingesetzt und mittels Bolzen mit dem Gurt verbunden werden. In gleicher Weise werden auch Stützen ausgeführt, die nach unten eine Verbreiterung erhalten und mittels Eisenanker in die Fundamente eingespannt werden können. Der Träger hat in seiner Herstellungsart Ähnlichkeit mit dem Lavesschen Balken¹⁾, der jedoch keinen vollen Steg, sondern nur einzelne Pfosten besitzt, die durch Schraubenbolzen an die Gurtungen angepreßt werden. Der Lavessche Balken ist jedoch nur für Vollbelastung im Gleichgewicht. Die nach der beschriebenen Bauweise hergestellten Binderformen sind später näher erläutert.

Die Firma Arthur Müller, Bauten und Industrierwerke, Berlin-Johannisthal, stellt den Trägerquerschnitt, wie noch an einem Ausführungsbeispiel gezeigt wird, aus Kanthölzern her, die in der Achse des I-Querschnittes durch Schraubenbolzen zusammengehalten werden. Der Steg wird von Zeit zu Zeit durch senkrecht zu den Flanschen stehende Bohlenstücke, die mit dem Steg verbolzt sind, ausgesteift. Der Steg ist ferner mit den Flanschen zwecks Aufnahme der Schubkräfte durch Dübel verbunden.

II. Balkenbinder.

Wie bereits bei den Fachwerkbindern angegeben, wird unter Balkenbinder ein Träger mit einem festen und einem beweglichen Auflager verstanden; das letztere wird jedoch, wie schon erwähnt, bei Holzträgern in der Regel nicht ausgeführt, da die Längenänderungen infolge Wärme und infolge elastischer Durchbiegung so gering sind, daß sie vernachlässigt werden können. Im weiteren Sinne könnte als Balkenbinder auch jedes Rundholz oder Kantholz angesehen werden, wenn es zur Überdachung eines Raumes (ohne Kopfbänder u. dgl.) verwendet wird. Dieser Fall käme jedoch nur für kleine Spannweiten (6 bis 8 m) in Frage, da sonst die Ausführung wegen zu großer Abmessungen der Hölzer unwirtschaftlich würde. Das letztere trifft auch für verzahnte und verdübelte Balken zu.

Es sollen also hier als Balkenbinder nur die aus den bereits besprochenen Profilträgern bestehenden Binder angesehen werden, mit welchen man unter geringem Holzverbrauch verhältnismäßig größere Spannweiten überdecken kann. Das ist insbesondere auch dadurch möglich, daß man dem Träger entsprechend dem Verlauf der Momente nach der Mitte zu eine größere Höhe gibt. Der Binder erhält hierbei noch eine gefällige Form, ohne im Raume allzusehr hervortreten. Bei Balkenbindern ist jedoch, ähnlich wie bei vollwandigen eisernen Trag-

¹⁾ Vgl. Th. Böhm, Handbuch der Holzkonstruktionen, S. 76.

werken, die Spannweite aus wirtschaftlichen Gründen beschränkt, da von einer bestimmten Grenze an die später zu behandelnden Bogenbinder sich billiger stellen. Die Grenze dürfte etwa bei 12 bis 15 m liegen.

Ein Beispiel eines nach Hetzer-Bauweise ausgeführten Balkenbinders zeigt der Militärfahrzeug-Schuppen in Cosel a. O. (Abb. 275).

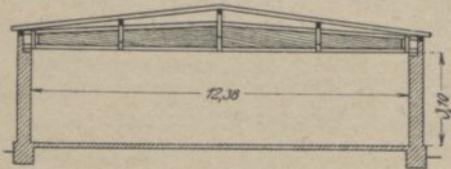


Abb. 275.

Militärfahrzeug-Schuppen in Cosel a. O.

Die Binder sind fast dreieckförmig und überspannen einen Raum von 12,38 m lichter Weite. Eine in gleicher Bauweise ausgeführte zweischiffige Halle von 14 m bzw. 8 m lichter Spannweite ist in Abb. 276 dargestellt. An den Stellen, wo die Pfetten, die ein Holzzementdach tragen, liegen, sind die Stege durch lotrechte Bohlenstreifen ausgesteift.

Ferner sind die Ausführungen der S. 174 erörterten Bauweise

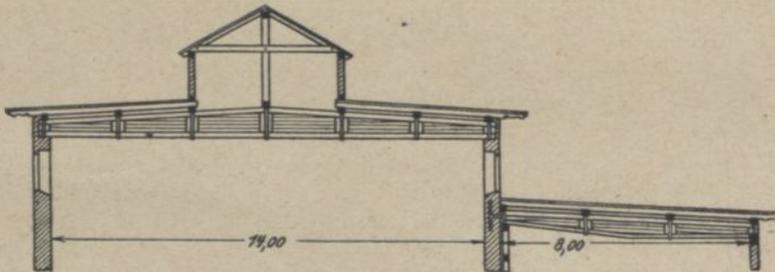


Abb. 276.

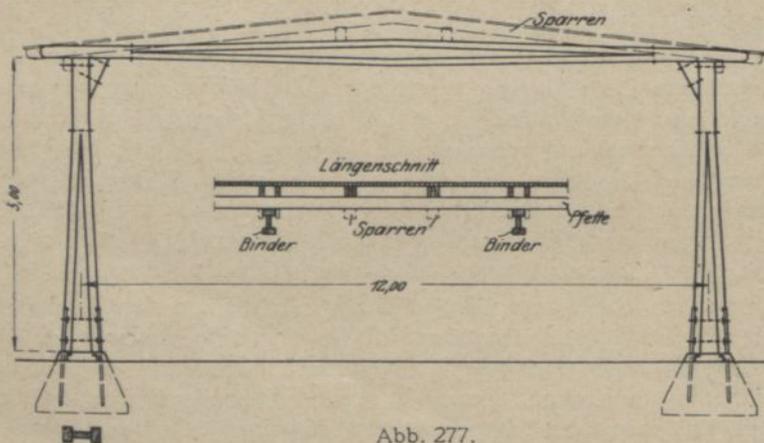


Abb. 277.

„Deutscher Neubau“ zu erwähnen, die in Abb. 277 u. 278 dargestellt sind. Abb. 277 zeigt einen Schuppen von 12 m Stützweite. Die bereits S. 174 beschriebenen gespreizten Träger bzw. Binder liegen in 4 m Abstand. Die Sparren werden durch mittlere und seitliche Pfetten

getragen. Die über den Bindern befindlichen Sparren sind doppelt angeordnet und an den Bindern vorbeigeführt. Bemerkenswert sind ferner die Stützen, die aus einem einseitig geschlitzten Balken hergestellt, nach unten gespreizt und mit den Fundamenten durch Flacheisen verankert sind; zur besseren Druckübertragung sind unter den Stützengurten Winkeleisen einbetoniert. Eine andere der Dachneigung angepaßte Binderform zeigt Abb. 278. Der Binder besteht aus zwei Teilen, deren

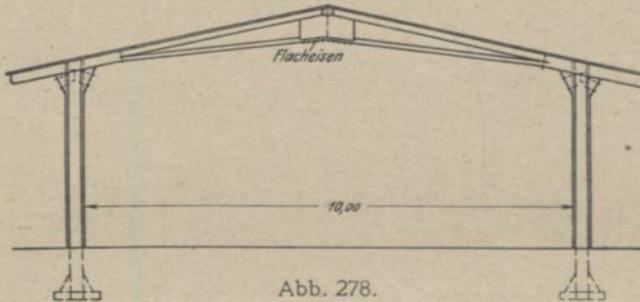


Abb. 278.

jeder aus einem Kantholz durch Spreizung des einen Endes, mit dem die beiden Teile zusammenstoßen, gebildet wird; auch der Steg ist an dieser Stelle gestoßen und der Stoß beiderseitig durch je ein Brettstück gedeckt. Der Zug im Untergurt wird durch ein Flacheisen aufgenommen, welches in einem Schlitz seitlich eingeschoben und durch Kopfschrauben mit dem Gurt verbunden wird. Die Binder können entweder so nahe gelegt werden, daß sie die Schalung unmittelbar aufnehmen oder es werden wieder Pfetten angeordnet.

III. Bogenbinder.

Unter den vollwandigen Systemen ist der Bogenbinder bisher am meisten ausgeführt worden, und zwar in der Regel als Dreigelenkbogen, Zweigelenkbogen und dessen Abart, dem Zweigelenkrahmen; diese Bogenformen besitzen zum Teil noch ein Zugband. Faßt man die Bogenträger als starre Scheiben auf, so gilt hier das für den Fachwerkbogen S. 147 u. f. bereits Gesagte. Der Dreigelenkbogen ohne oder mit Zugband ist statisch bestimmt; seine Berechnung gestaltet sich einfach. Der Horizontalschub läßt sich für die verschiedenen Belastungsfälle (Eigengewicht, Schnee und Wind) rechnerisch bestimmen, worauf Momente und Querkräfte leicht ermittelt werden können. Auch das zeichnerische Verfahren mittels Stützlinienkonstruktion ist bequem. Der Zweigelenkbogen und Zweigelenkrahmen ist, wie bereits S. 148 u. 149 auseinandergesetzt, statisch unbestimmt und nach der Elastizitätslehre¹⁾ zu berechnen.

Die ältesten Ausführungen vollwandiger Bogenbinder sind die Bohlenbinder, die häufig als Bohlensparren hergestellt wurden, d. h. in so geringen Entfernungen (etwa 1 m), daß sie die Schalung oder Lattung

¹⁾ Landsberg, Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 381; Handb. d. Arch. III, 2. Bd., Heft 4, S. 142; vgl. ferner die Fußnote S. 148.

für die eigentliche Dachdeckung unmittelbar aufnehmen konnten. Diese Art von Bindern ist aus Bohlen oder Brettern zusammengesetzt, und zwar kann man zwei Arten von Ausführungen unterscheiden, je nachdem die Bohlen hochkantig nebeneinandergesetzt oder flach übereinandergelegt werden.

Die erste Art wurde zuerst von Delorme († 1577) ausgeführt; bei ihr werden die einzelnen Bohlen, deren Stoßfugen normal zur Krümmung stehen, aus geraden Bohlen herausgeschnitten (Abb. 279).



Abb. 279.

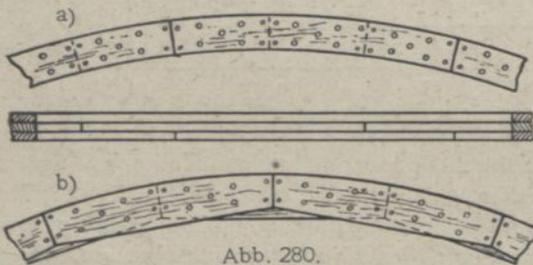


Abb. 280.

vorhandenen Bohlen erhält man solche Bogenstücke von 1,5 bis 2,5 m Länge, deren Stoßfugen gegeneinander versetzt sein müssen (Abb. 280 a und b). Der Bohlenbogen wird auf dem Reißboden genau zusammengelegt und genagelt. An den Stößen sind eiserne Nägel zu verwenden, deren Enden umgenietet werden; an den übrigen Stellen können hölzerne Nägel aus trockenem Tannenholz benutzt werden. Die letzteren erhalten etwas ovale Form und werden in kreisrunde, vorgebohrte Löcher mit der größeren Achse in der Faserrichtung eingetrieben, abgestemmt und verkeilt, so daß der im Nagel steckende Keil senkrecht zur Holzfaser steht, damit die Bohlen nicht aufgesprengt werden. Bei Kreisbogenform geht der ganze Bogen von Kämpfer zu Kämpfer in einem durch, während

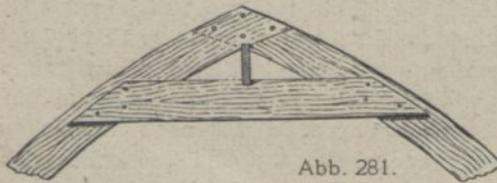
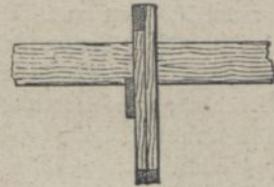


Abb. 281.



bei Spitzbogen im Scheitel ein Stoß durch Überblattung (Abb. 281) hergestellt wird. Die Verbindung wird zweckmäßig noch durch ein wagerechtes Brett verstärkt. Als Längsverband dient ferner eine lotrechte Firstdiele, in welche der Bogensparren oder Binder, ferner der Riegel etwa 4 cm tief eingelassen werden. Am Fuß werden die Bogen in eine Schwelle eingezapft.

Ein Beispiel eines aus lotrechten Bohlen hergestellten Bogenbinders zeigt das im Jahre 1818 erbaute und 1903 abgebrochene Dach des

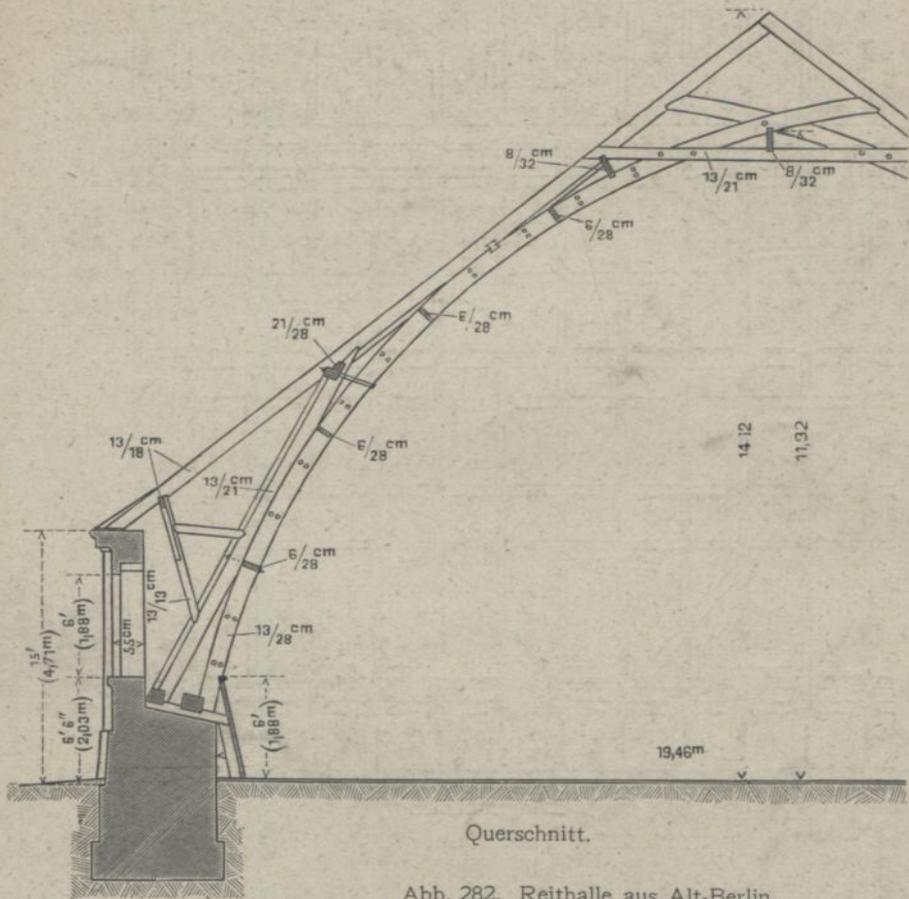
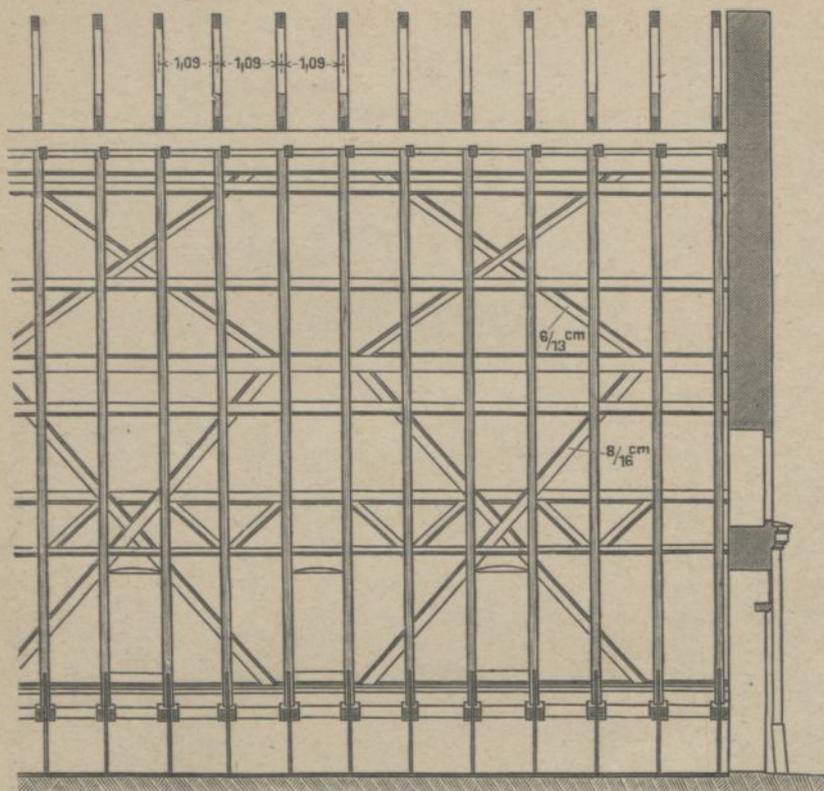


Abb. 282. Reithalle aus Alt-Berlin.

Exerzierhauses vom Alexander-Regiment in Berlin¹⁾ (Abb. 282 u. 282a). Die Halle besaß eine Lichtweite von 19,46 m und eine Länge von 47 m. Diese Spannweite wurde durch bogenförmige Bohlenbinder überdeckt, welche auf Pfetten die geraden Sparren trugen. Jeder Sparren hatte einen Binder, 44 Binder in 1,09 m waren vorhanden. Jeder Binder war aus drei Lagen hochkantig gestellter Bohlen in Bogenform zusammengefügt; die senkrechte Stellung wurde durch den Längsverband von 8 Längsbohlen 6/28 cm und 3 Bohlenpfetten 8/32 cm gesichert. Die Zimmerarbeit war eine so gute, daß weder in den Bindern, noch an den Längsverbindungsstellen geöffnete Fugen vorhanden waren. Am oberen Ende überschnitten sich die 13/28 cm starken Bohlenbinder, um, mit Versatzung endigend, die obere Unterstüzung der Sparren zu bilden, darunter wurden sie von 13/21 cm starken Zangen gefaßt, in deren Mitte und beiden Enden die 3 Bohlenpfetten lagen. Wo die Sparren unmittelbar

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1907 S. 418.



Längenschnitt.

Abb. 282a. Reithalle aus Alt-Berlin.

auf den Bohlenbindern auflagen, waren sie mit diesen durch doppel-schwalbenschwanzförmige Dübel verbunden. Darunter wurden die Sparren auf jeder Seite noch durch zwei Pfetten unterstützt. Die obere ruhte auf Streben, die den Bohlenbindern angeschmiegt waren und unten gemeinsam mit diesen auf zwei Fußschwellen, 16/21 cm und 16/28 cm stark, Auflager fanden, die in eine Binderquerschwelle eingekämmt waren. Diese obere Längspfette, 21/28 cm stark, trug verschraubte eiserne Bügel, welche die Bohlenbinder umfaßten, und außerdem gingen von ihr zwei Reihen kreuzweise gestellter Windrispen, 8/16 und 6/13 cm stark, aus, die sie mit der oberen Bohlenpfette und der Fußschwelle verbanden. Die unteren Pfetten lagen frei vor der Wand auf Stielen, die mit Versatzung in den Streben saßen und Kopfbänder trugen, so daß nur jeder dritte Binder einen Stiel hatte. Mit kurzem Aufschiebling endigten die 13/18 cm starken Sparren auf dem geputzten Hauptgesims. Am Fuß der Bohlenbinder war die Reitbahnbande auf vorgestreckten, bis zum Fußboden reichenden Bohlen befestigt. Volles Mauerwerk von 1,83 m Stärke nahm den Schub der Dachbinder auf. Die Halle hatte eine lichte Höhe von 11,92 m bis zum Schnittpunkt der Bohlenbinder.

Bei der zweiten Art von Bohlenbindern werden die Bohlen oder Bretter flach übereinandergelegt und gekrümmt (Abb. 283). Diese Konstruktion wurde zuerst von Oberst Emy, Paris (1823), ausgeführt. Die Stöße der einzelnen Bohlen sind zu wechseln. Sie werden miteinander

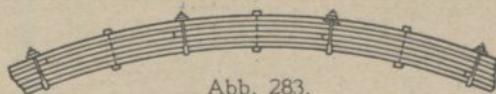


Abb. 283.

durch Schraubenbolzen und eiserne Bänder verbunden. Die Bohlen werden einzeln über einer Lehre gebogen und die Schraubenbolzen erst durchgezogen, wenn der Bogen die verlangte Form hat

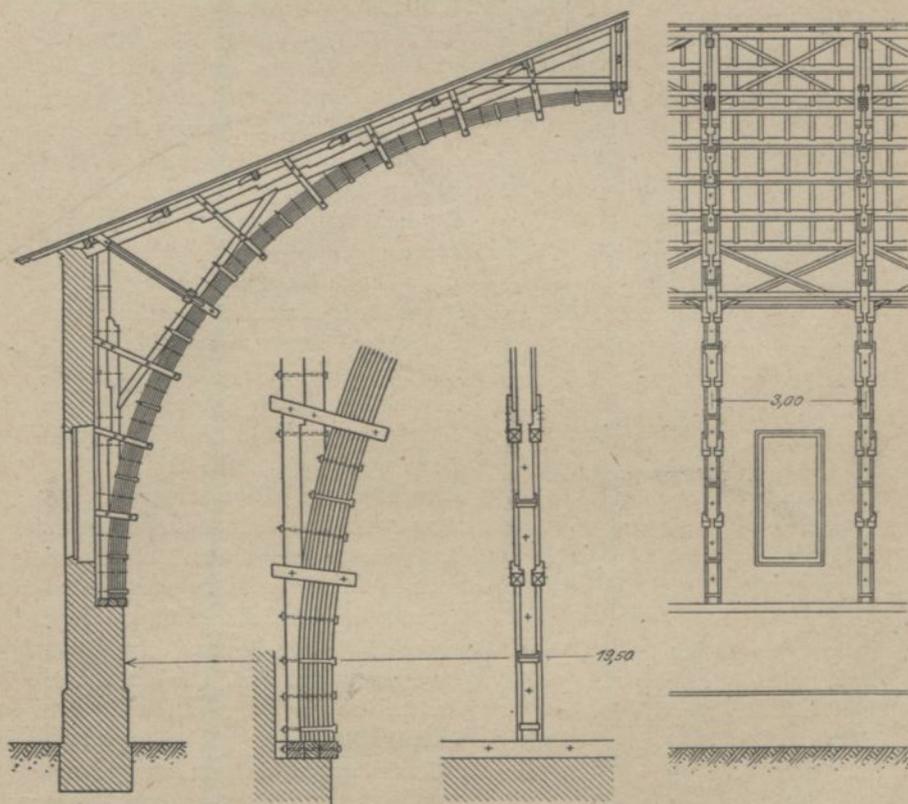


Abb. 284. Magazingebäude zu Marac bei Bologne.

Ein Beispiel einer solchen Ausführung zeigt Abb. 284, welche die Dachkonstruktion für ein von Emy erbautes Magazingebäude zu Marac in der Nähe von Bologne veranschaulicht. Der Binder stellt einen halbkreisförmigen Bogen von 19,50 m lichter Spannweite dar, mit zwei kräftigen Wandpfosten und einer doppelten Kehlbalke; alle Ver-

bandhölzer sind durch 20 senkrecht zum Bogen gerichtete Doppelzangen fest miteinander verbunden. Diese Zangen sind seitlich in die Bogen je 1 cm tief eingelassen, womit das Gleiten der Bohlen übereinander verhindert werden soll. Zwischen je zwei Doppelzangen sind Eisenbänder und Bolzen zur Verwendung gekommen, welche die Bohlen zusammenhalten. Die Bogenform wird durch die Doppelzangen, eisernen Bänder und Bolzen festgelegt. Die Binderentfernung beträgt 3,0 m. Ein kräftiger Längsverband wird durch im First und nahe der Traufe angeordnete Andreaskreuze erzielt.

In Deutschland ist eine solche Ausführung beim alten Zentralbahnhof in München mit 27,75 m lichter Gebäudeweite und 4,8 m Binderabstand zur Anwendung gekommen¹⁾.

Eine bemerkenswerte neuere, sowohl der Delormeschen als auch Emyschen Bauweise verwandte Ausführung zeigt die große Ausstellungshalle auf der deutschen Kunstgewerbe-Ausstellung in Dresden 1906 (Abb. 285 bis 288), entworfen und ausgeführt vom Hofzimmermeister E. Noack, Dresden. Das Bauwerk besteht der Hauptsache nach aus drei parallel nebeneinanderliegenden Hallen, die durch niedrige, wagrecht abgedeckte Zwischenbauten getrennt sind. Die Mittelhalle ist 17,90 m weit gespannt, die beiden Seitenhallen, von denen die eine später ansetzt, besitzen eine Spannweite von je 16,20 m. Die Hallenbinder, die einen größten Abstand von 9 m besitzen, sind nach der Stützlinie geformte, parabolische Holzbogen, die an denjenigen

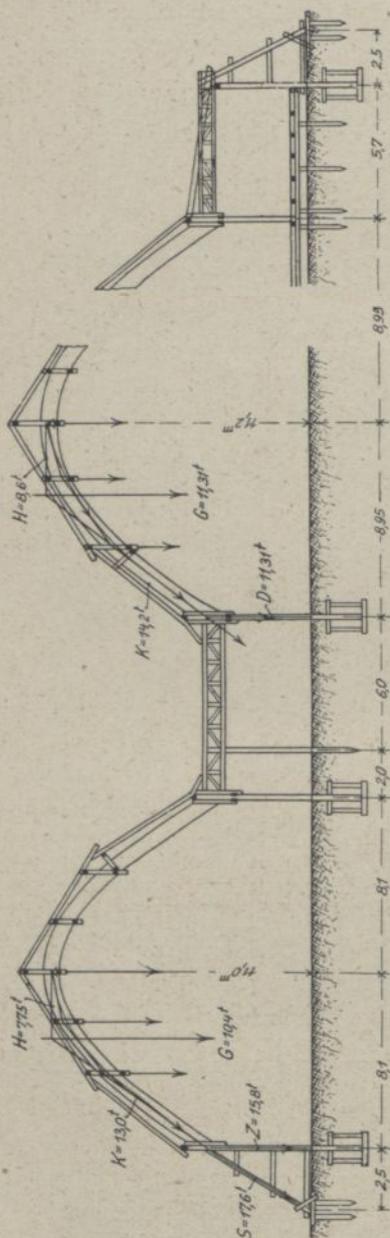


Abb. 285. Ausstellungshalle in Dresden 1906. Querschnitt.

Stellen, wo die Binderachse mit einer Zwischenwand zusammenfällt, in dieser verborgen bis zum Gelände herabgeführt sind und da, wo

¹⁾ Gottgetreu, Hochbaukonstruktionen II, S. 221, Berlin 1882.

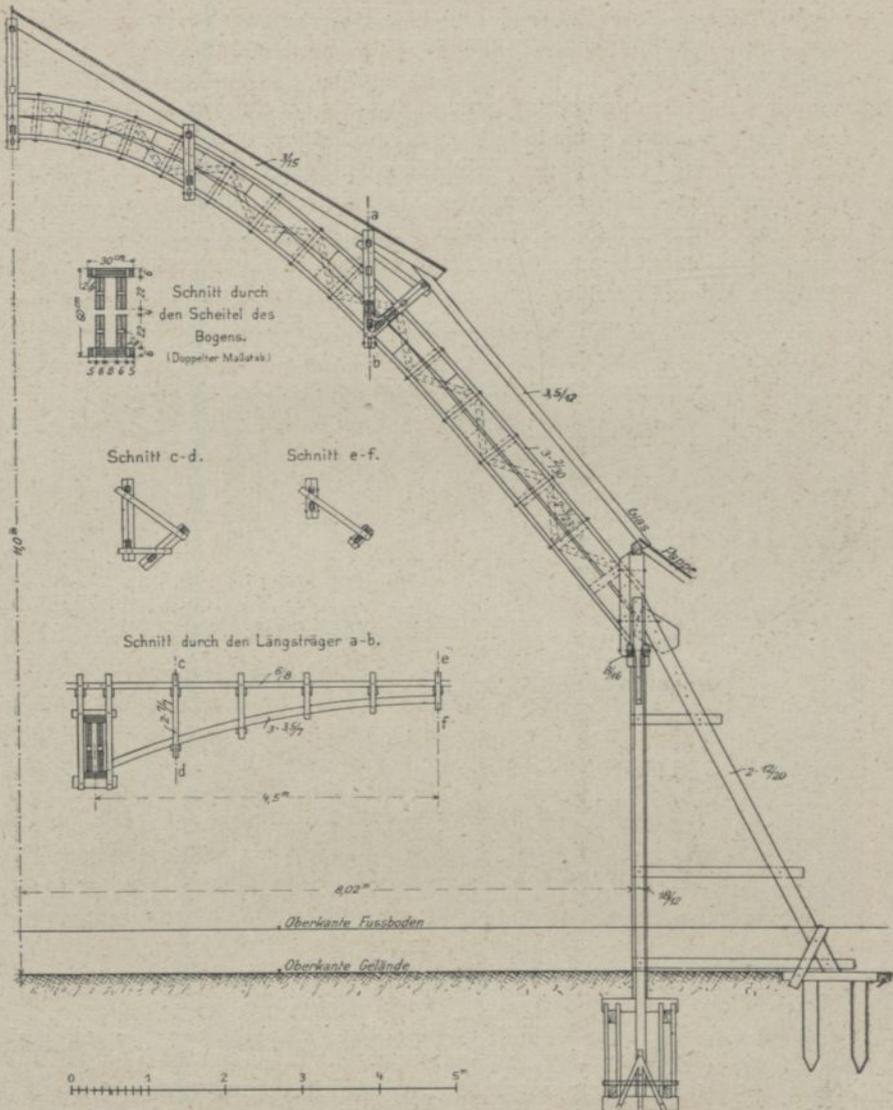


Abb. 286. Ausstellungshalle. Einzelheiten.

keine Zwischenwände anschließen, sich in etwa 6 m Höhe über Gelände gegen senkrechte Böcke stemmen. Der Schub der Bogen der Mittelhalle wird dabei durch die das Dach bildenden, wagerechten Fachwerkträger der Zwischenbauten übertragen, die unter dem Einfluß der Eigenlast wenigstens etwa den gleichen Schub von den Seitenhallen erhalten. Die hölzernen Zwischenpfosten sind entsprechend tief in den Erdboden eingesenkt und besitzen ein aus Holz hergestelltes, kastenförmiges Fundament, so daß ihre Füße als eingespannt betrachtet werden können.

Sie sind dadurch geeignet, auch einen gewissen, einseitigen Schub unter dem Einfluß des Winddrucks aufzunehmen. Die Bogen besitzen kastenförmigen Querschnitt; die Stege bestehen aus lotrechten Bohlen, die nach der Bogenform geschnitten sind, die obere und untere Gurtplatte aus nach der Bogenform gebogenen Bohlen (Abb. 286). Diese Bauweise stellt also, wie schon bemerkt, eine Verbindung der beiden vorher beschriebenen dar. Zwischen die lotrechten Stege sind noch Verstreben eingelegt und das Ganze ist sicher verbolzt. Den Längsverband zwischen den Bindern stellen in Kämpferhöhe hölzerne Parallelträger her, während die Pfetten in der Dachfläche wieder mit bogenförmigem Untergurt, des besseren Aussehens wegen und um bei der großen Spannweite an Höhe zu sparen, ausgeführt sind. Zur Queraussteifung dienen in der Dachfläche liegende Holzverstreben, außerdem sind die lotrechten Abschlußwände

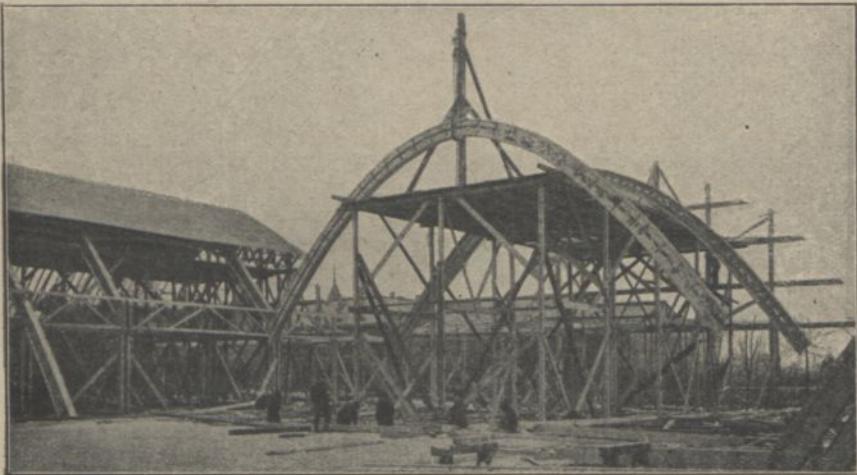


Abb. 287. Richten der Binder.

der Hallen sorgfältig ausgesteift. Die Bogen sind liegend im ganzen zusammengesetzt und wurden dann mittels Dreibock aufgerichtet (Abb. 287). Die Bogenform ist, wie schon bemerkt und aus Abb. 285 hervorgeht, der Belastung angepaßt. Der Berechnung ist ein Eigengewicht des halben Binders von 1200 kg und eine Auflast für die geneigte Dachfläche von 140 kg/qm bei dem Pappdach, 50 kg/qm bei dem Glasdach, einschl. Winddruck und Schneelast, zugrunde gelegt. Einseitige Belastung ist nicht berücksichtigt. Die Pressungen sind zeichnerisch ermittelt. Zwischen den Pfetten sind die unteren 5,2 m langen, fast geraden Bogenstücke auf Knicken berechnet. Querschnitt und Trägheitsmoment sind mit Rücksicht auf die zusammengesetzte Konstruktion so viel größer gewählt, als unter Zugrundelegung einer Beanspruchung von 100 kg/qcm erforderlich war, daß die Ausnutzung nur 85 vH. beträgt. Abb. 288 zeigt eine Innenansicht der Halle.

Unter den neueren Bauweisen nimmt die Seite 173 bereits erwähnte Hetzersche die erste Stelle ein; sie hat eine Reihe bemerkenswerter Ausführungen aufzuweisen, von denen nachstehend einige näher besprochen werden sollen¹⁾.

Abb. 289 zeigt die Binderkonstruktion der Reitbahn der Ulanenkaserne in Hannover, die einen Dreigelenkbogen mit gesprengter



Abb. 288. Innenansicht der Ausstellungshalle.

Zugstange erkennen läßt. Die Stützweite beträgt 18,4 m und die Pfeilhöhe etwa 6 m.

Bei der in Abb. 290 dargestellten 38 m langen Militär-Reithalle im Lockstedter Lager sind die Binder als kreisförmige Zweigelenkbogen mit Zugstange aus Holzzangen ausgebildet. Ihre lichte Spannweite beträgt 17,64 m, ihr Abstand 5,4 m. Das Zugband ist durch Zangen auf-

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1914, S. 51.

gehängt, gegen welche die Hauptpfetten durch Kopfbänder abgesteift sind, wodurch ein guter Längsverband erzielt wird. Der Winddruck auf die Seitenwände wird durch zwei in der Ebene der Zugbänder liegende Windverbände auf die Giebelwände übertragen.

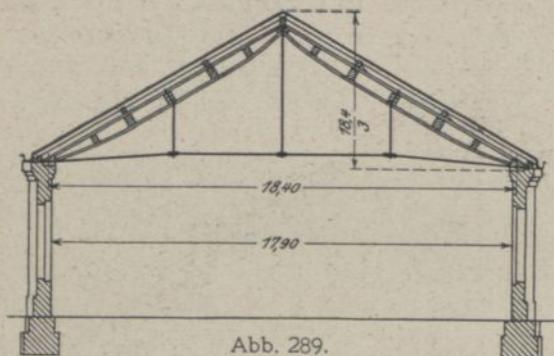
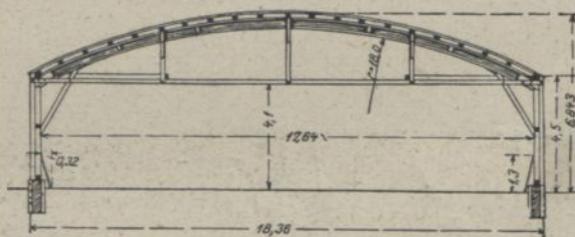


Abb. 289.

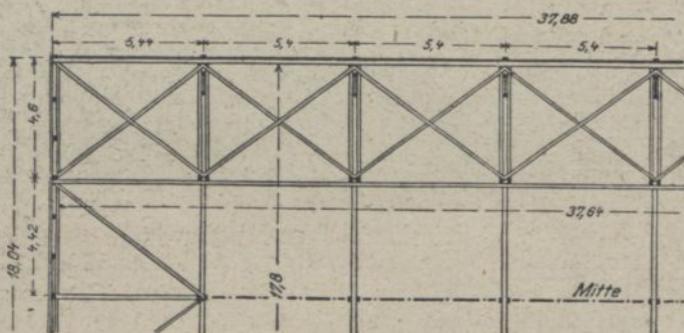
Reitbahn der Ulanenkaserne in Hannover.

Eine vortreffliche Ausführung, insbesondere wegen ihrer ästhetischen Wirkung, ist die Sporthalle auf der Leipziger Bau-fach-Ausstellung 1913 (Abb. 291 u. 292).

Die lichte Weite der Halle beträgt 24,7 m, die Länge 50 m. Die spitzbogenförmig gestalteten Dreigelenkbinder stehen in 6,25 m Abstand und haben eine Scheitelhöhe von 15 m. Im Scheitel sind



Querschnitt.

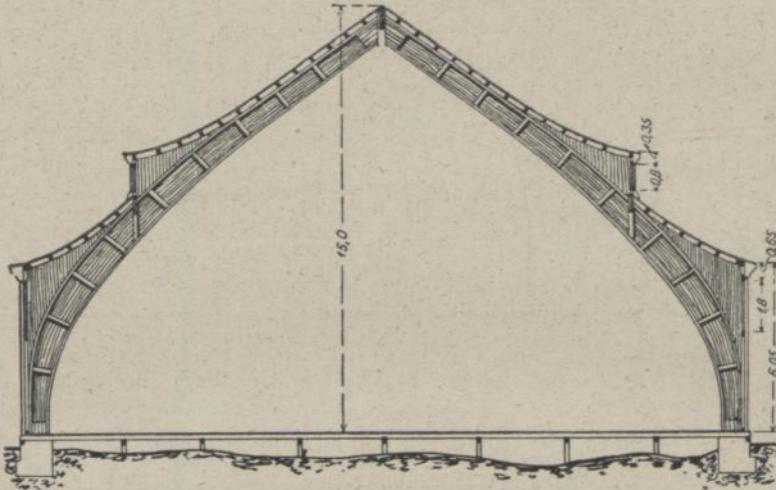


Grundriß.

Abb. 290. Reithalle im Lockstedter Lager.

sie in einen Mittelstiel eingezapft und setzen sich desgleichen mit Verzäpfung auf einen unter dem Fußboden liegenden Zugbalken. Die größte Höhe des I-förmig ausgebildeten Binderquerschnitts

beträgt 1,1 m. Die geschweifte Dachform ist durch aufgesetzte Hetzerbogen erreicht, auf welchen die ziemlich nahe liegenden Pfetten ruhen. Der Hauptlängsverband wird durch eine Mittelpfette im First und zwei Seitenpfetten unter den oberen Fensterreihen hergestellt. An der Vorder-



Querschnitt.

Abb. 291. Sporthalle auf der Baufach-Ausstellung in Leipzig 1913.

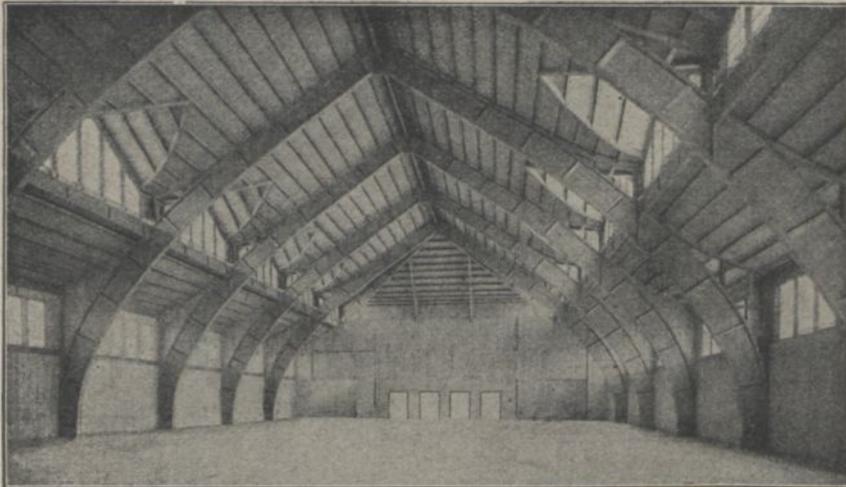


Abb. 292. Innenansicht der Sporthalle.

seite ist das Dach als Krüppelwalm ausgebildet, der durch Gratpfetten besonders gestützt wird (s. Innenansicht Abb. 292). Diese Gratpfetten verbinden die Firstpfetten mit den Seitenpfetten, so daß am Vordergiebel ein Dreieck entsteht, welches für die Längsversteifung der Halle von

besonderem Werte ist. Alle Pfetten sind ebenfalls als Hetzerpfetten mit I-Querschnitt ausgeführt. Die Herstellung der Binder dauerte in der Fabrik etwa 3 Wochen, von der Auftragserteilung ab gerechnet, die Vorbereitungen für die Montage haben 3 Tage und das Aufstellen der Binder 4 Tage in Anspruch genommen.

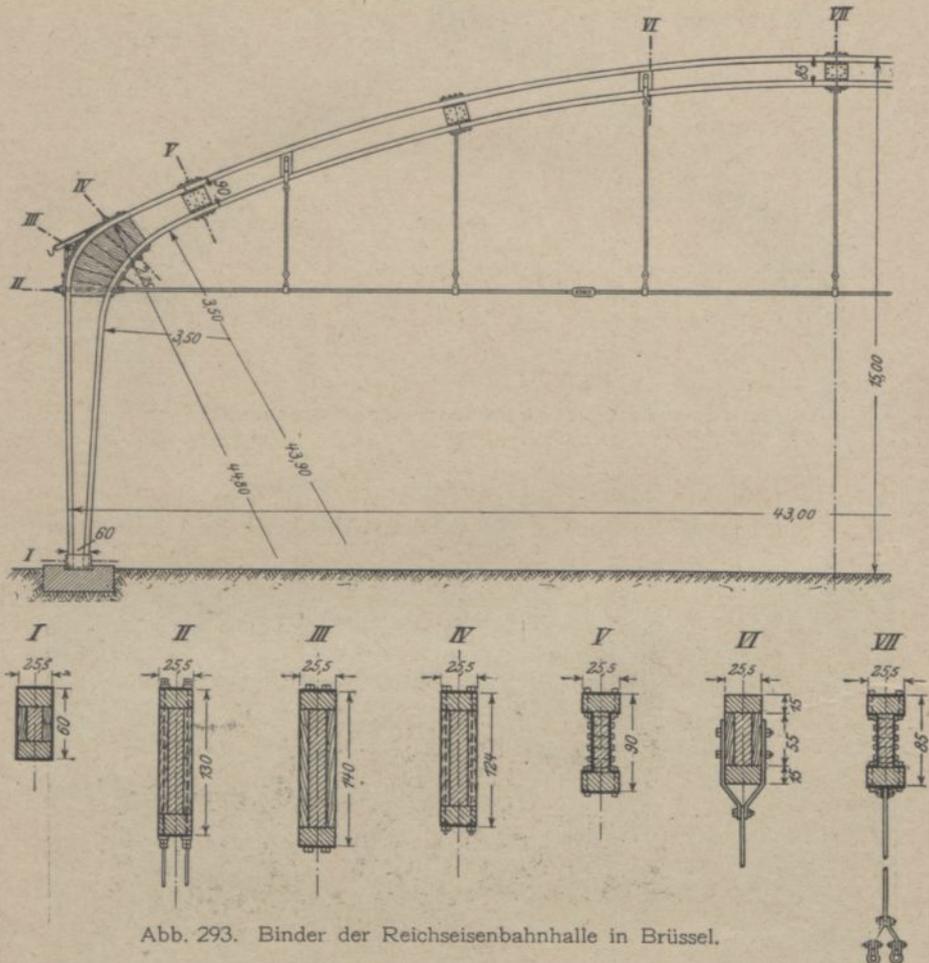


Abb. 293. Binder der Reichseisenbahnhalle in Brüssel.

Die bisher wohl kühnste Ausführung in dieser Bauart weist die Deutsche Reichseisenbahnhalle auf der Weltausstellung Brüssel (1910) auf¹⁾ (Abb. 293 bis 296). Der Entwurf stammt von Ingenieur Hermann Kügler, München, die Ausführung erfolgte (nach Bauweise Hetzer) durch die Firma Steinbeis & Kons., Rosenheim. Die als Rahmen mit Fußgelenken ausgebildeten Binder besitzen die beträcht-

¹⁾ Süddeutsche Bauzeitung 1910, S. 195. Der Industriebau 1910, Heft IX S. 207.

liche Spannweite von 43 m (von Außenkante bis Außenkante gemessen). Ihr Abstand mißt 7,93 m. Die Rahmenpfosten verjüngen sich nach den Fußgelenken hin und gehen oben in den nach einem Kreisbogen geformten Riegel über, der zwischen den Übergangspunkten, den Rahmenecken, durch ein eisernes Zugband versteift ist. Die Hallenhöhe, von den Fußgelenken bis Mitte Zugband, beträgt 8,20 m und bis zum Scheitel der

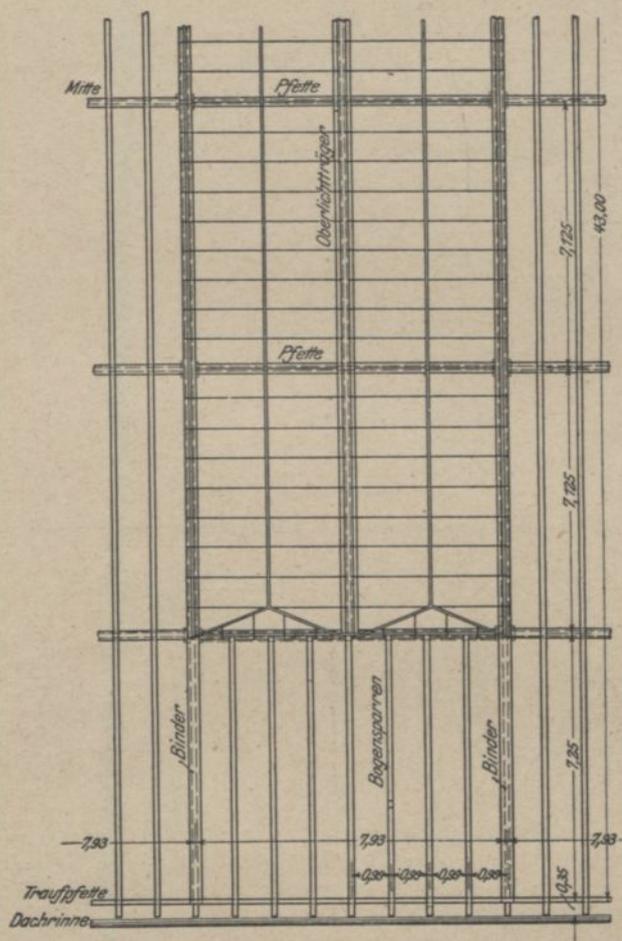


Abb. 294. Grundriß des Dachgerippes der Reichseisenbahnhalle.

Bogenmittellinie 14,60 m. Einzelheiten des Binders gehen aus Abb. 293 hervor. Bemerkenswert ist ferner die Ausbildung der 7,125 m entfernten Pfetten in Fischbauchform (Abb. 294 u. 295), die mittels eiserner Winkel an die Binder angeschlossen sind. Abb. 296 zeigt die Halle während der Aufstellung der Binder. Bezüglich der statischen Berechnung der Sparren, Pfetten und Binder sei auf die Veröffentlichung von Kübler in der Süd-deutschen Bauzeitung 1907, S. 195, verwiesen. Bemerkenswert ist die Berechnung der Binder als Zweigelenbogen mit verschobenem Zugbande

mittels des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit. Das System ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch nicht bestimmbar sind die Horizontalschübe X_1 und X_2 in den Fußgelenken bzw. im Zug-

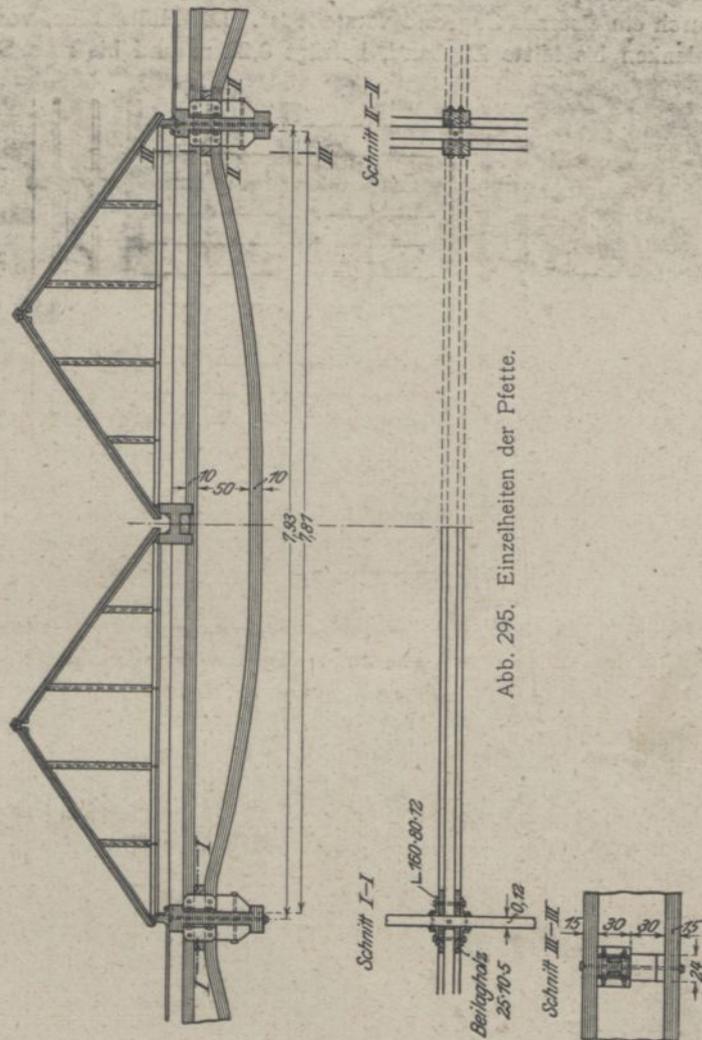


Abb. 295. Einzelheiten der Pfette.

band angenommen (Abb. 297), die für lotrechte Belastung (Eigengewicht und Schnee) und für Winddruck ermittelt sind.

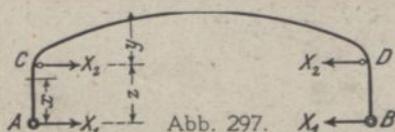
Ferner ist noch ein Bogenbinder nach der Seite 175 erwähnten Bauart der Firma Arthur Müller (Ambi-Bauweise) anzuführen (Abb. 298)¹⁾. Der Vollwandquerschnitt wird hier durch die beiden

¹⁾ Ausgeführt auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ in Berlin 1918.



Abb. 296. Aufstellung der Binder der Reichseisenbahnhalle.

Flanschen aus kräftigeren, flachliegenden Kanthölzern und den Steg aus drei schwächeren Kanthölzern gebildet. Sämtliche Kanthölzer, die nach einem Kreisbogen gekrümmt sind, werden durch radiale Schrauben-



bolzen (s. Einzelheit in Abb. 298) zusammengehalten. Steg und Gurte sind außerdem, wie bereits früher erwähnt, verdübelt. Der Querschnitt ist nach Art der Blechträger in radialer Richtung durch Bohlenstücke

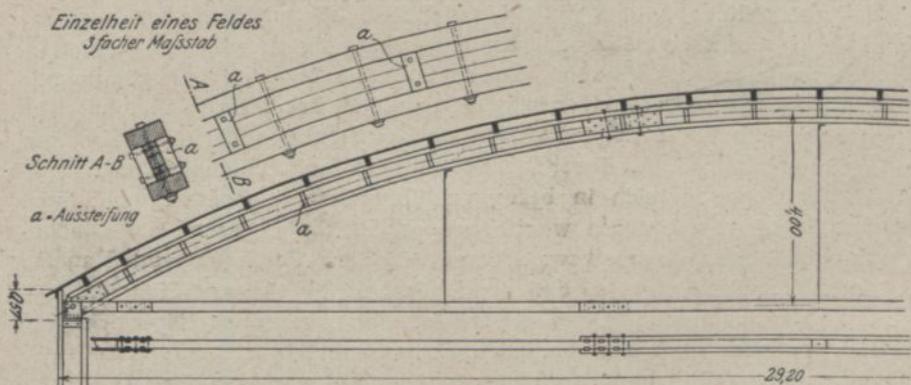


Abb. 298. Binder nach „Ambi-Bauweise“.

ausgesteift. Der Binder stellt einen Zweigelenkbogen mit Zugband dar. Das letztere besteht aus mehreren Hölzern und ist durch eiserne Laschen an die Gelenkbolzen angeschlossen, ferner ist es an drei Stellen durch Rundeisen am Bogen aufgehängt.

Eine Binderkonstruktion nach Bauweise Cabröl (s. S. 137) zeigt Abb. 299. Der Vollwandbogen besteht hier aus zwei Gurten aus je drei 5 cm starken Bohlen. Diese Gurte sind durch 15 bzw. 20 cm breite Klötze und Hartholzrohrdübel verbunden. Der als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildete Binder besitzt eine Stützweite von 23,78 m. Weitere Einzelheiten vgl. Abb. 299.

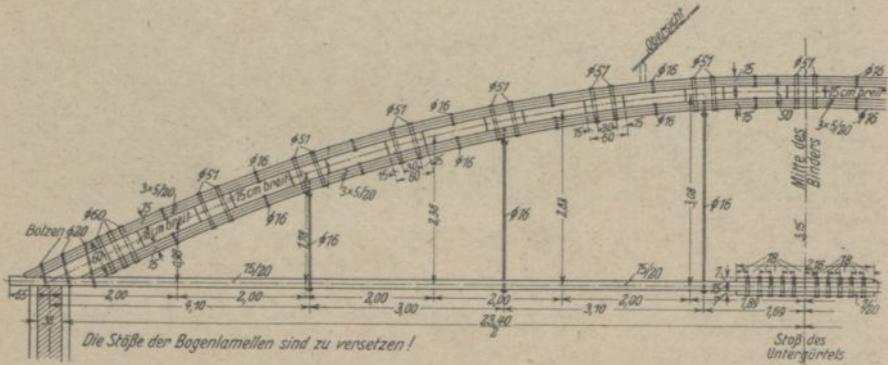


Abb. 299. Binder nach Bauweise „Cabröl“.

L. Hallenbauten.

I. Allgemeines.

Unter Hallenbauten versteht man im allgemeinen Bauwerke, bestehend aus Dachkonstruktion und Außenwänden, ohne oder mit Zwischenstützen, so daß weite übersichtliche Räume geschaffen werden, die zum Fabrikbetriebe oder zur Unterbringung von Waren, Geräten, Fahrzeugen u. dgl. dienen. Solche Hallenbauten sind teilweise schon bei Besprechung der Binder behandelt worden, und zwar so weit, als die letzteren als Haupttragwerke der Dachkonstruktion der Hallenbauten in Frage kommen. An dieser Stelle sollen jedoch die Hallenkonstruktionen als Bauwerke für sich in bezug auf ihre Gesamtanordnung und ihre Sonderheiten besprochen werden, wie z. B. die Lagerung der Binder auf den Außenwänden bzw. Stützen und ihre Festlegung im Raume durch Verbände usw., so daß der Hallenbau für sich standfest ist.

Die Spannweite, Länge und Höhe der zu schaffenden Räume richtet sich natürlich nach dem Verwendungszweck, ebenso die Frage der Anordnung von Stützenreihen oder sonstigen Stützpunkten für das Dach. Die Stützenreihen teilen den Raum in mehrere Schiffe (Mittel- und Seitenschiffe) und geben dem Hallenquerschnitt sein eigenartiges Gepräge.

Eine besondere Stellung nehmen die Flugzeughallen ein, die sich dadurch kennzeichnen, daß zunächst eine oder mehrere große Toröffnungen vorhanden sein müssen und bei mehrteiligen Hallen auch zwischen den einzelnen Schiffen keine Stützen angeordnet werden dürfen.

Neben den Seitenwänden und einer hinteren Längswand sind dann als Auflager für die Dachkonstruktion nur die Stützen in der Torfläche da, welche die letztere in einzelne Toröffnungen zerlegen. Durch die Freihaltung der großen Öffnungen gehen die sonst bei Hallen in der Regel vorhandenen Stützpunkte und Versteifungswände verloren und infolgedessen werden zur Abfangung der Binder weitgespannte und schwerbelastete Unterzüge erforderlich, deren Ausbildung in Holz oft schwierig ist; insbesondere müssen Maßnahmen getroffen werden, um die fehlenden Wände, die sonst für die Windversteifung der Hallen wesentlich sind, durch entsprechende Konstruktionen zu ersetzen, worüber noch später die Rede sein wird.

Eine wichtige Frage bildet die Beleuchtung des Raumes durch Tageslicht (Fenster, Oberlichter). Bei großen Hallenbreiten reichen die Fenster zur Erhellung nicht mehr aus und es müssen Oberlichter angeordnet werden, die meist auch Gelegenheit zur Anbringung der Entlüftungsvorrichtungen bieten.

Genau festliegende, auf Erfahrung beruhende Angaben über die zweckmäßige Anordnung und Größe von Oberlichtern bei Hallenbauten sowie deren Entlüftung können nicht gemacht werden. Es hängt davon ab, welchen Zwecken die einzelnen Räume zu dienen haben, ob Lageräumen, Werkstätten der schweren oder feineren Industrie, Bureau- oder Luxusräumen Licht zugeführt werden soll.

Dem First des Daches entlang laufende Satteloberlichter (Abb. 300a) oder Mansardoberlichter (Abb. 300b) allein werden im allgemeinen bei nicht zu breiten Hallen, also bis etwa 15 m Spannweite, deren Wände noch gewöhnlich Fenster erhalten, angewendet. Ist letzteres nicht der Fall, dann ist die Verwendung von Sattel- und Mansardoberlichtern (Abb. 300c) geboten, insbesondere auch bei Hallen von größerer Breite (bis etwa 25 m Spannweite). Raupenoberlichter oder senkrecht zur Firstlinie gesetzte Oberlichter (Abb. 300d) werden in der Regel in solchen Fällen angewendet, wo auf reichliche Lichtfülle Wert gelegt wird. Bei größeren Spannweiten (über 25 m) lassen sich die Oberlichtflächen (nach Abb. 300e) weiter vergrößern, wie sich überhaupt bei Holzdächern die Zahl der Oberlichter nach Bedarf ohne wesentliche Veränderungen am Dach vermehren läßt. In manchen Fällen sprechen auch architektonische Gründe für oder gegen die Verwendung der genannten Oberlichtarten.

Die erforderliche Beleuchtungsfläche läßt sich auf Grund von Erfahrungen nur schätzungsweise feststellen. Vorausgesetzt, daß die Hallen keine allzu große Höhe haben und Belichtung durch Seitenfenster nicht erhalten, kann die Beleuchtungsfläche durch im Dach angebrachte Oberlichter, im Grundriß und i. L. der Zargen gemessen, etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ der überbauten Grundfläche gesetzt werden; bei Hinzutreten günstiger Umstände, wie die Ausführung einer größeren Anzahl seitlicher Fenster, größere Hallenhöhe, Aufstellung der Hallen auf freiem, sonst un bebautem, flachem Gelände und geringe Anforderung an die Belichtung der Räume,

kann die Beleuchtungsfläche entsprechend geringer gewählt, sollte aber auch in diesen Fällen in der Regel nicht unter $\frac{1}{4}$ der Grundfläche bemessen werden.

Was die erforderliche Neigung der Glasflächen bei den meist jetzt verwendeten kittlosen Oberlichtern betrifft, so hat die Erfahrung gelehrt,

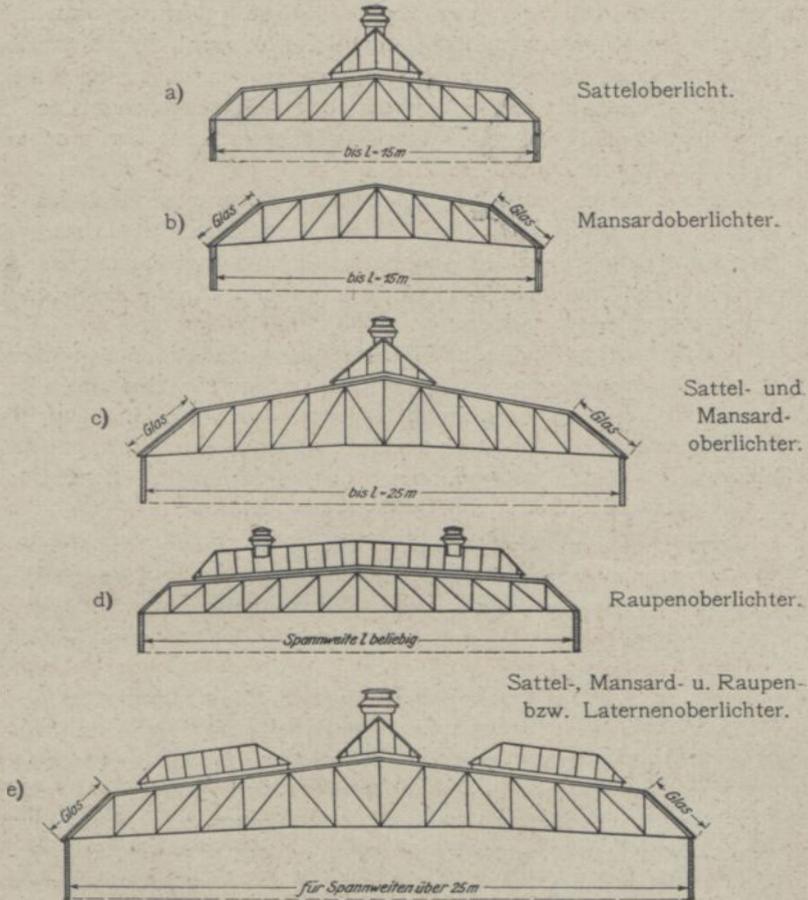


Abb. 300.

Anordnung der Oberlichter bei Hallenbauten.

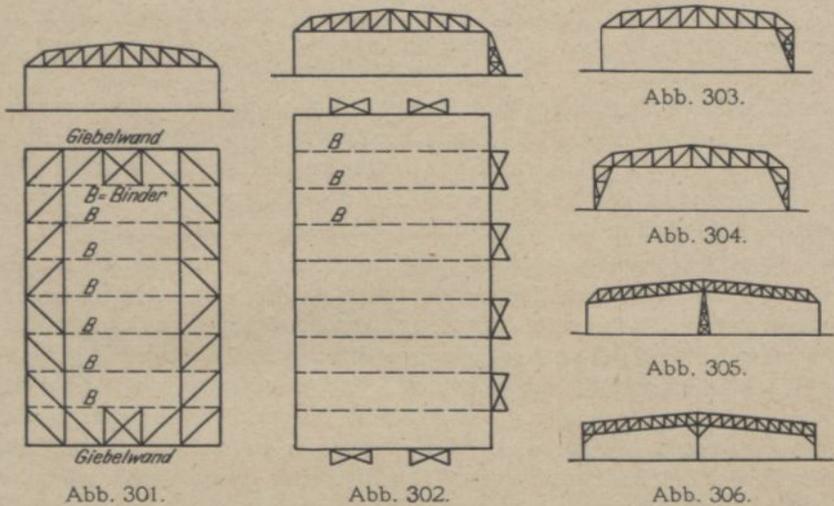
daß diese mindestens 15 bis 20° betragen muß, wenn einigermaßen Sicherheit bestehen soll, daß kein Wasser ins Innere dringt. Die Neigung sollte aber mit Rücksicht auf Schneefall im Winter erheblich größer gewählt werden, damit ein Abrutschen des zur Verdunkelung der Räume beitragenden Schnees möglich ist. Die Neigung von 25° bis 50° wäre in diesem Fall die günstigste, wird jedoch vielfach aus ästhetischen Gründen nicht verwendet und dafür die mittlere Neigung von 35° bis 40° gewählt, die sich auch im Laufe der Zeit am meisten eingebürgert hat.

Die Entlüftung kann entweder durch Anwendung von einfachen Lüftungsklappen in den Oberlichtern, welche bei Regenwetter jedoch geschlossen werden müssen, oder durch Jalousienlüfter, z. B. Perfektlüfter¹⁾, erfolgen. Die letzteren können bei Regen geöffnet bleiben, deshalb auch bei Nacht, welche Zeit für die Entlüftung größerer Räume hauptsächlich in Betracht kommt. Da die Lüftung eine natürliche, entweder durch Wirkung eines Wärmeunterschiedes allein, in der kälteren Jahreszeit, oder aber durch Windwirkung allein, bei Wegfall des Wärmeunterschiedes, also im Sommer, erfolgt, so ist eine Berechnung der für einen bestimmten Raum erforderlichen Anzahl von Lüftern und deren Größe nicht möglich, zumal die Wirkung der Lüfter, außer vom Windanfall, noch wesentlich von unter den Lüftern befindlichen Widerständen (z. B. Dämpfen) abhängig ist. Es ist deshalb geboten, die Anzahl der Entlüfter durch den mit den örtlichen Umständen bekannten Bausachverständigen bestimmen zu lassen. Unter normalen Verhältnissen empfiehlt es sich, bei Hallen bis 20 m Spannweite, die Lüfter im First, bei 80×80 cm Querschnitt, in Abständen von etwa 8 bis 10 m anzuordnen. Bei breiteren Hallen wird man die Lüfter entsprechend größer wählen (etwa bis $1,20 \times 1,20$ m). Bei nicht hinreichender Entlüftung können ohne große Umänderungskosten am Dach weitere Lüfter angebracht werden, da diese anstandslos auch unmittelbar auf das Dach gesetzt werden können.

Die Außenwände der Hallenbauten werden im allgemeinen entweder massiv, also in Ziegelmauerwerk oder Beton, in Holzfachwerk, d. i. aus einem hölzernen Rahmenwerk, bestehend aus (lotrechten) Stielen, (wagerechten) Riegeln und (diagonalen) Streben, mit Ausmauerung der so gebildeten Felder (Gefache), oder schließlich ganz aus Holz mit einfacher oder doppelter Verschalung der Gefache hergestellt. Die Dachbinder können auf den Wänden und Stützen entweder frei auflagern oder, falls diese gleichfalls in Holz hergestellt werden, mit diesen steif verbunden sein, so daß portalartige Konstruktionen entstehen. Im ersteren Falle ist vorausgesetzt, daß die Wände bzw. Stützen für sich gegen Winddruck standfest, daß sie also im Fundament fest eingespannt sind und dieses dementsprechend bemessen ist, oder daß sie sich gegen Windverbände lehnen, die die auf Dach und Seitenwände wirkenden Winddrücke auf Querwände oder feste Stützpunkte übertragen (Abb. 301). Die Einspannung der Wände wird zweckmäßig durch Anordnung von Böcken (Abb. 302) erreicht, die mit den Fundamenten durch eiserne Anker verbunden sind. Bei den Portalkonstruktionen (Abb. 303 u. 304) werden die Windkräfte hauptsächlich im Tragwerk selbst aufgenommen und daher die Fundamente verhältnismäßig nur wenig belastet, so daß sie kleiner als vorher, bei eingespannten Seitenwänden, ausgebildet werden können. Für die Giebelwände kommt in der Regel nur eine feste Einspannung im Fundament oder die Anordnung von Windträgern in Frage.

¹⁾ Angefertigt von der Süddeutschen Glasdach-Industrie G. Zimmermann, Stuttgart.

Die letzteren können bei kleineren Weiten oft gesparrt werden, da die Dachtafel zuweilen als Windträger angesehen werden kann. Bei großen Spannweiten ist die Anordnung von Windträgern an den Längswänden unwirtschaftlich, da ihre Ausbildung, insbesondere der Anschluß der Füllungsstäbe, schwierig und nicht immer einwandfrei zu bewerkstelligen ist. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, bei größeren Hallen den Winddruck entweder durch Windböcke, die mit den Bindern am oberen Ende gelenkig verbunden sind, oder durch Portalkonstruktionen aufzunehmen. Häufig braucht diese Konstruktion nur an einem Binderende ausgeführt zu werden, während am anderen eine sogen. Pendelstütze, die nur axiale Kräfte erhält (Abb. 303), angeordnet werden kann. Der Winddruck auf die Wand der Pendelstützen wird durch die Binder auf die Böcke der



Rückwand geleitet bzw. durch die einseitige Portalkonstruktion aufgenommen. Bei größeren Windlasten wird sich zuweilen die beiderseitige Portalkonstruktion (Halbrahmen) (Abb. 304) empfehlen. Wird letztere in Fachwerk ausgeführt, so ergeben sich in der konstruktiven Durchbildung häufig Schwierigkeiten; insbesondere erfordert bei den älteren Bauweisen die zugfeste Verbindung von Stäben, die zeitweilig auch Druck erhalten, eine Verbindung durch eiserne Laschen und Bolzen, die die Konstruktion sehr verteuern. Die Anwendung von Gegenschrägen, um den zugfesten Anschluß der Schrägen zu umgehen, ist gleichfalls in konstruktiver Beziehung nicht immer einfach, abgesehen davon, daß das System unklar und innerlich statisch unbestimmt wird. Bei den früher beschriebenen neueren Bauweisen, z. B. Kübler u. Tuchscherer, wird die Zugverbindung unter Verwendung von Keil- und Ringdübeln einfacher. Um die großen Eckmomente aufzunehmen, kann es zweckmäßig sein, die Portalecken vollwandig zu gestalten (vgl. Abb. 257, S. 161).

Bei mehrschiffigen Hallen läßt sich die Windübertragung leichter bewerkstelligen, da die Mittelstützen hierzu herangezogen werden können. Sie können hierbei, wie die Wandstützen, entweder im Fundament fest eingespannt (Abb. 305) oder mit den Bindern steif verbunden und im Fußpunkt gelenkig gelagert werden (Abb. 306). Werden Wandböcke oder Mittelstützen im Fundament fest eingespannt, so erfordern sie, wie bereits angedeutet, größere Fundamente als bei Anordnung von Fußgelenken. Welche Lösung zu wählen ist, ergibt sich aus den baulichen Verhältnissen oder aus wirtschaftlichen Erwägungen. Die wichtigeren Eisenverbindungen sollen bei größeren Konstruktionen möglichst zum Anspannen eingerichtet werden, da infolge Nachrocknen des Holzes eine Lockerung der Verbindungen eintreten kann. Bei den Bindern mit Rundeisenpfosten ist das Nachziehen ohne weiteres möglich. Bei den Fundamentverankerungen ist in erhöhtem Maße hierauf zu achten, insbesondere dann, wenn die Grundwerke als Pfahlroste ausgebildet sind und mit der erwähnten Lockerung der Holzverbindungen im Laufe der Zeit zu rechnen ist. Es empfiehlt sich ferner, die Eisenteile der Grundwerke etwa 50 cm über Gelände anzuordnen, damit sie jederzeit nachgesehen werden können und, wegen Rostgefahr, nicht unmittelbar mit dem feuchten Erdreich in Berührung kommen.

Über die Belastung der Hallenbauten gilt im allgemeinen das S. 60 u. f. über Dächer Gesagte. Die Wichtigkeit der einwandfreien Aufnahme des Winddrucks ist gleichfalls erwähnt worden. Das gilt insbesondere für Hallenbauten im Küstengebiet, wo der Winddruck bis zu 200 kg/qm senkrecht getroffener Fläche in Rechnung zu stellen ist. Neben diesen Belastungen sind nicht selten Kranlasten zu berücksichtigen. Diese betragen für Flugzeughallen in der Regel bis etwa 4 t, die meist an den Bindern wirkend anzunehmen sind. Es ist ferner unschwer, Holzstützen so auszubilden, daß sie auch größere Laufkräne, bis 10 t Tragkraft und darüber, aufzunehmen in der Lage sind.

II. Ausgeführte Bauten.

Die näheren Einzelheiten der Hallenkonstruktionen sollen an der Hand einer Anzahl von Ausführungsbeispielen erläutert werden.

1. Fabrik und Montagehalle für die Merkur Flugzeugbau G. m. b. H. in Neukölln (Abb. 307), entworfen vom Verfasser, ausgeführt 1916 von der Firma Adolf Sommerfeld, Berlin. Die Halle ist 20 m breit und 60 m lang. Die lichte Höhe beträgt an den Außenwänden 5 m. Als Binderentfernung ist 4 m angenommen. Die Binder sind als Fachwerkbinder mit Druckschrägen und Zugpfosten ausgebildet und besitzen in der Mitte eine Höhe von 2,25 m. Des besseren Aussehens wegen sind sie in der Mitte 50 cm gesprengt, wodurch auch etwaige Durchbiegungen auf das Aussehen ohne Einfluß bleiben. Um die Halle gegen Winddruck standsicher zu machen, sind an der einen Längsseite Böcke angeordnet, während auf der anderen Längsseite Pendelstützen stehen. Die Böcke mußten aus straßenpolizeilichen Gründen nach innen gestellt

werden. Die Giebelwand ist durch einen Windträger in der Ebene des Binderuntergurtes gegen die beiden Längswände ausgesteift. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 307 hervor.

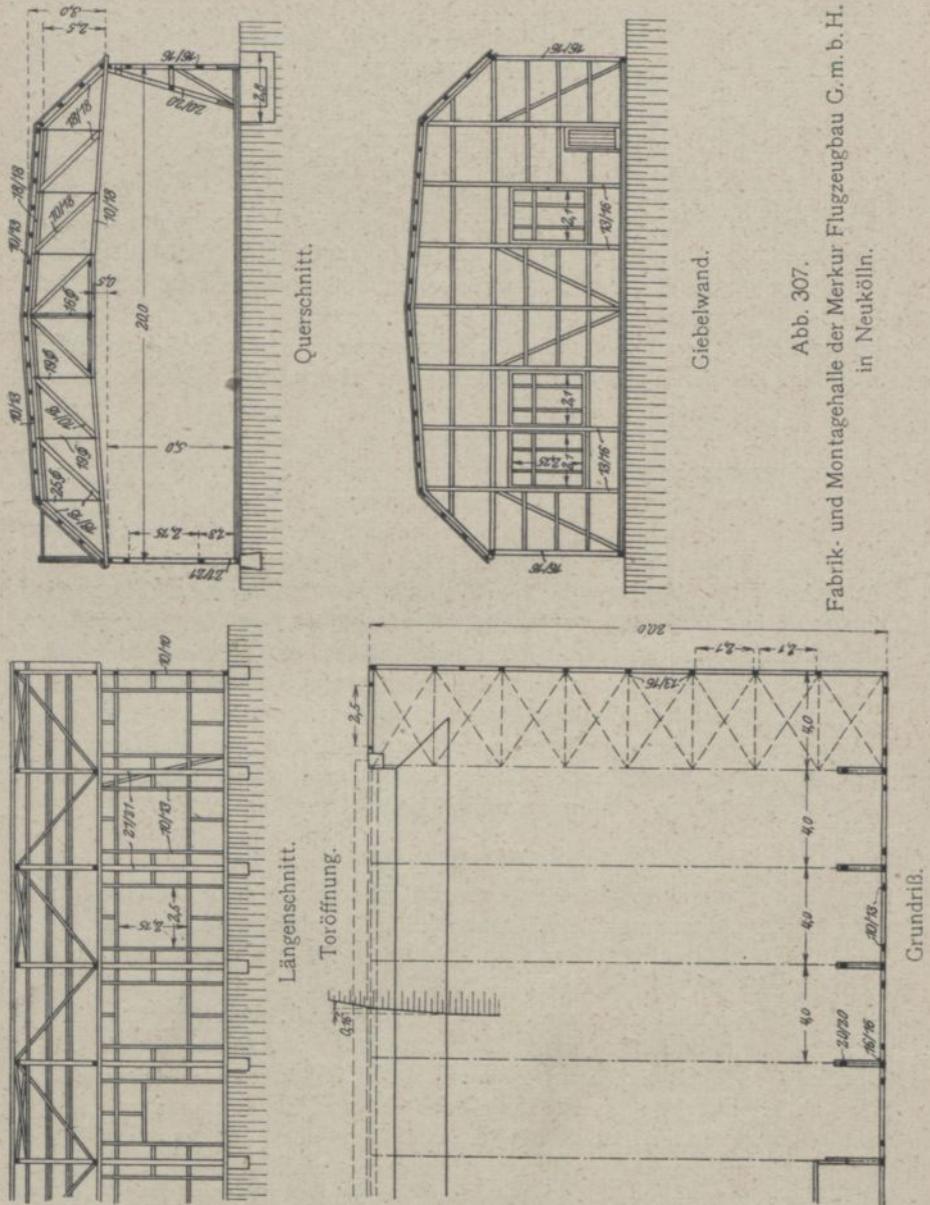


Abb. 307.

Fabrik- und Montagehalle der Merkur Flugzeugbau G. m. b. H.
in Neukölln.

2. Lagerhalle für die Papierfabrik Hopp & Schmidt, Haynau i. Schl., entworfen vom Verfasser, ausgeführt 1922 von der Firma Hermann Mann, Haynau (Abb. 308 u. 308a).

I. Pfetten.

Stützweite $l = 6,40$ m,

Abstand $a = 0,90$ m.

Belastung (135 kg/qcm)

$$q = 0,135 \cdot 0,9 = 0,122 \text{ t/m,}$$

$$M = \frac{0,122 \cdot 6,4^2}{8} = 0,625 \text{ mt,}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{62500}{100} = 625 \text{ cm}^3.$$

Verwendet \square 16/16 mit $W = 683 \text{ cm}^3$.

II. Binder.

Größte Stützweite $l = 11,20$ m,

größte Belastungsbreite $a = \frac{6,4 + 6,0}{2} = 6,20$ m,

Feldweite $e = \frac{11,2}{8} = 1,40$ m,

Trägerhöhe $h = 1,20$ m,

Belastung 160 kg/qm,

$$P = 0,16 \cdot 6,2 \cdot 1,4 = 1,39 = \text{rd. } 1,4 \text{ t,}$$

$$A = B = 1,4 \cdot 3,5 = 4,9 \text{ t.}$$

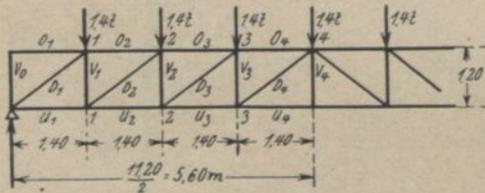


Abb. 309.

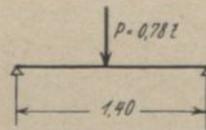


Abb. 310.

1. Obergurt (Abb. 309).

$$O_{\text{max}} = O_1 = \frac{M_3}{h},$$

$$M_3 = 4,9 \cdot 4,2 - 1,4 \cdot 1,4 (2 + 1) = 4,2 (4,9 - 1,4) = 14,7 \text{ mt,}$$

$$O_1 = \frac{14,70}{1,2} = 12,3 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 12,3 \cdot 1,4^2 = 2050 \text{ cm}^4.$$

Biegung durch die Pfette.

Einzellast in der Mitte (Abb. 310)

$$P = 0,122 \cdot 6,4 = 0,78 \text{ t,}$$

$$M = \frac{0,78 \cdot 1,4}{4} = 0,273 \text{ mt.}$$

Verwendet \square 16/16 mit

$$\begin{aligned} J &= 5461 \text{ cm}^4, \\ W_x &= 683 \text{ cm}^3, \\ F &= \dots\dots\dots 256 \text{ qcm}, \\ \text{Abzug für Verschwächungen} \\ &15 \text{ v. H.} \dots\dots\dots 38 \text{ ,,} \\ \hline F_n &218 \text{ qcm}, \end{aligned}$$

$$\sigma_d = \frac{12300}{218} = 56 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{\max} = 56 + \frac{27300}{683} = 56 + 40 = 96 \text{ kg/qcm.}$$

2. Untergurt.

$$U_{\max} = U_4 = \frac{M_4}{h},$$

$$M_4 = 3 \cdot 1,4 \cdot 2,8 + \frac{1,4 \cdot 8 \cdot 1,4}{4} = 1,4 (8,4 + 2,8) = 15,7 \text{ mt.}$$

$$U_4 = \frac{15,7}{1,2} = 13,1 \text{ t.}$$

Verwendet \square 16/12 mit $F \dots\dots\dots = 192 \text{ qcm}$,
 Abzug für Bolzenlöcher und sonstige Verschwächungen 25 v. H. $\dots\dots\dots = 48 \text{ ,,}$
 $F_n = 144 \text{ qcm.}$

$$\sigma = \frac{13100}{144} = 91 \text{ kg/qcm.}$$

Stoßverbindung.

Die Stoßblaschen liegen oben und unten.

Verwendet 2 Laschen $90 \cdot 10$ mit $F = 2 \cdot 9,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ qcm}$,
 Abzug für Bolzenlöcher $2 \cdot 2,9 \cdot 1,0 \dots\dots\dots = 5,8 \text{ ,,}$
 $F_n = 12,2 \text{ qcm.}$

$$\sigma = \frac{13100}{12,2} = 1074 \text{ kg/qcm.}$$

Verwendet Bolzen $28 \text{ mm } \phi$ mit $W = 2,16 \text{ cm}^2$.

Tragkraft eines Bolzens (s. Seite 27).

$$Q = \frac{12 k_b \cdot W}{b},$$

$$b = 12 \text{ cm.}$$

$$Q = \frac{12 \cdot 1400 \cdot 2,16}{12} = 3030 \text{ kg.}$$

auf jeder Seite der Stoßfuge sind

$$n = \frac{13100}{3030} = 5 \text{ Bolzen,}$$

erforderlich.

Lochwanddruck (Randpressung)

$$\sigma_l = \frac{2Q}{b \cdot d} = \frac{2 \cdot 13100}{5 \cdot 12 \cdot 2,8} = 156 \text{ kg/qcm}$$

(zulässig 150 kg/qcm).

Wegen des zu hohen Lochwanddruckes werden 6 Bolzen verwendet.

$$e = \frac{Q}{2 \cdot k_s \cdot b} = \frac{13100}{6 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 12} = 9,1 \text{ cm.}$$

ausgeführt $e = 12 \text{ cm.}$

3. Diagonalen (Abb. 311).

$$l = \sqrt{1,2^2 + 1,4^2} = 1,85 \text{ m.}$$

$$Q = \frac{D}{\sin \varphi}$$

$$\sin \varphi = \frac{1,20}{1,85} = 0,65,$$

$$\frac{D_1}{A}$$

$$Q_{0-1} = A = 4,9 \text{ t.}$$

$$D_1 = \frac{4,9}{0,65} = 7,6 \text{ t.}$$

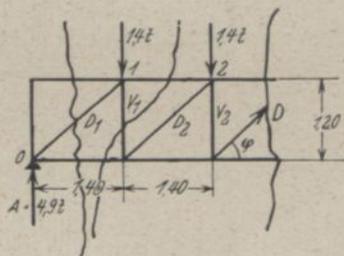


Abb. 311.

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 7,6 \cdot 1,85^2 = 2210 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/12 mit $J_y = 2304 \text{ cm}^4$,

$$F = 192 \text{ qcm.}$$

$$\sigma = \frac{7600}{192} = 40 \text{ kg/qcm.}$$

$$\frac{D_2}{A}$$

$$Q_{1-2} = 4,9 - 1,4 = 3,5 \text{ t.}$$

$$D_2 = \frac{3,5}{0,65} = 5,4 \text{ t.}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 5,4 \cdot 1,85^2 = 1570 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/12 mit $J_y = 2304 \text{ cm}^4$,

$$\frac{D_3}{A}$$

$$Q_{2-3} = 3,5 - 1,4 = 2,1 \text{ t.}$$

$$D_3 = \frac{2,1}{0,65} = 3,2 \text{ t.}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 3,2 \cdot 1,85^2 = 930 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/10 mit $J_y = 1333 \text{ cm}^4$,

$$D_4 \text{ wie } D_3.$$

4. Pfosten.

$$\underline{V_1}$$

$$V_1 = Q_{1-2} = 3,5 \text{ t.}$$

Verwendet 1 Bolzen von 26 mm (1") äußerem Gewindedurchmesser mit einem Kernquerschnitt $F_k = 3,57 \text{ qcm.}$

$$\sigma = \frac{3500}{3570} = 980 \text{ kg/qcm;}$$

Unterlagsplatten 100 · 100 · 8. Pressung gegen das Langholz

$$\sigma_0 = \frac{3500}{10 \cdot 10} = 35 \text{ kg/qcm,}$$

$$\underline{V_2}$$

$$V_2 = Q_{2-3} = 2,1 \text{ t.}$$

Verwendet 1 Bolzen von 22 mm ($\frac{7}{8}$ ") äußerem Gewindedurchmesser mit $F_k = 2,72 \text{ qcm,}$

$$\sigma = \frac{2100}{2,72} = 772 \text{ kg/qcm,}$$

Unterlagsplatten 80 · 80 · 6

$$\sigma_0 = \frac{2100}{8 \cdot 8} = 33 \text{ kg/qcm,}$$

$$\underline{V_3}$$

$$V_3 = Q_{3-4} = 2,1 - 1,4 = 0,7 \text{ t.}$$

Verwendet 1 Bolzen von 16 mm ($\frac{5}{8}$ ") äußerem Durchmesser mit $F_k = 1,31 \text{ qcm,}$

$$\sigma = \frac{700}{1,31} = 535 \text{ kg/qcm;}$$

Unterlagsplatten 50 · 50 · 5

$$\sigma_0 = \frac{700}{5 \cdot 5} = 28 \text{ kg/qcm,}$$

$$\underline{V_4 = 0.}$$

Verwendet 1 Bolzen von 13 mm äußerem Durchmesser.

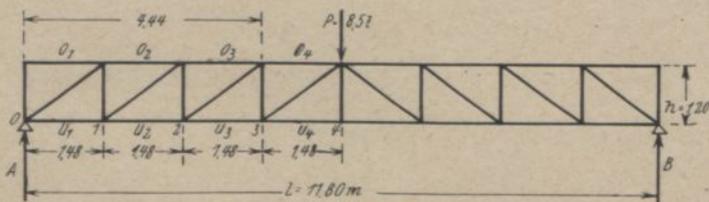


Abb. 312.

III. Unterzüge (Abb. 312).

Stützweite $l = 11,80 \text{ m,}$

Feldweite $e = \frac{11,80}{8} = 1,475 = \text{rd. } 1,48 \text{ m,}$

Trägerhöhe $h = 1,20 \text{ m,}$

Belastung in der Mitte durch die Binder

$$P = 0,16 \cdot 6,2 \frac{11,20 + 5,93}{2} = 8,5 \text{ t,}$$

Trägereigengewicht . . $g = 100 \text{ kg/m.}$

1. Obergurt.

$$A = B = \frac{0,1 \cdot 11,8}{2} + \frac{8,5}{2} = 0,59 + 4,25 = 4,84 \text{ t,}$$

$$M_3 = 4,84 \cdot 4,44 - \frac{0,1 \cdot 4,44^2}{2} = 21,5 - 1,0 = 20,5 \text{ mt,}$$

$$O_{\max} = O_4 = \frac{M_3}{h},$$

$$O_4 = \frac{20,5}{1,2} = 17,1 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 17,1 \cdot 1,48^2 = 3180 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 18/20 mit $J = 9720 \text{ cm}^4,$

$$F \dots \dots \dots = 360 \text{ qcm,}$$

Abzug 15 v. H. = 54 „

$$F_n = 306 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{17100}{306} = 56 \text{ kg/qcm.}$$

2. Untergurt.

$$U_{\max} = U_4 = \frac{M_4}{h},$$

$$M_4 = \frac{0,1 \cdot 11,8^2}{8} + \frac{8,5 \cdot 11,8}{4} = 1,74 + 25,10 = 26,84 \text{ mt,}$$

$$U_4 = \frac{26,84}{1,2} = 22,4 \text{ t.}$$

Verwendet \square 18/18 mit $F \dots \dots \dots = 324 \text{ qcm,}$

Abzug 25 v. H. = 81 „

$$F_n = 243 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{22400}{243} = 92 \text{ kg/qcm.}$$

Stoßverbindung.

Verwendet 2 Laschen $130 \cdot 10$ mit $F = 2 \cdot 13,0 \cdot 1,0 = 26,0 \text{ qcm,}$

Abzug für Bolzenlöcher $2 \cdot 3,3 \cdot 1,0 \dots \dots \dots = 6,6 \text{ „}$

$$F_n = 19,4 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{22400}{19,4} = 1155 \text{ kg/qcm.}$$

Verwendet Bolzen 32 mm Durchmesser mit $W = 3,22 \text{ cm}^3,$

IV. Stütze.

Knicklänge $l = 6,0 - 1,2 = 4,8$ m,
 Belastung durch die Unterzüge $2 \cdot 4,84 = 9,7$ t.
 durch die Binder 8,5 „

$$P = 18,2$$
 t,

$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 18,2 \cdot 4,8^2 = 35\,700$ cm⁴.
 Verwendet □ 26/26 mit $J = 38\,081$ cm⁴,
 $F = 676$ qcm,

$$\sigma = \frac{18\,200}{676} = 27$$
 kg/qcm.

Fundament.

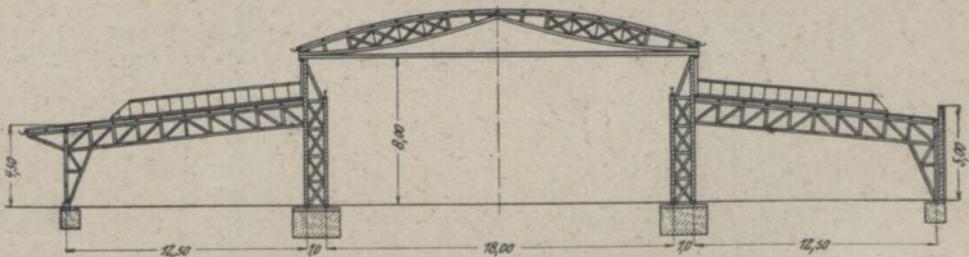
$P = 18,2$ t,
 Stützensgewicht $0,26 \cdot 0,26 \cdot 6,0 \cdot 0,7 = 0,4$ „,
 Fundamentgewicht $0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 2,8 = 2,4$ „,

$$P = 21,0$$
 t,

Grundfläche $90 \cdot 90$ cm,
 Bodenpressung

$$\sigma = \frac{21\,000}{90 \cdot 90} = 2,6$$
 kg/qcm.

3. Erweiterungsbau der Maschinenfabrik Ponndorf in Kassel, entworfen und ausgeführt (1917) von der Firma Arthur Müller, Bauten und Industrierwerke, Berlin-Johannisthal (Abb. 314 bis 316). Die Halle ist 45 m breit und dreischiffig. Das Mittelschiff ist durch einen Bogenbinder von 20 m Stützweite, die beiden Seitenschiffe durch Balkenbinder von je 12,5 m überdeckt, die mit den Wandstützen portalartig verbündet sind. Die lichte Höhe der Halle beträgt in der Mitte der Seitenöffnungen 3,7 m, in der Mittelöffnung 8 m. Das Mittelschiff wird

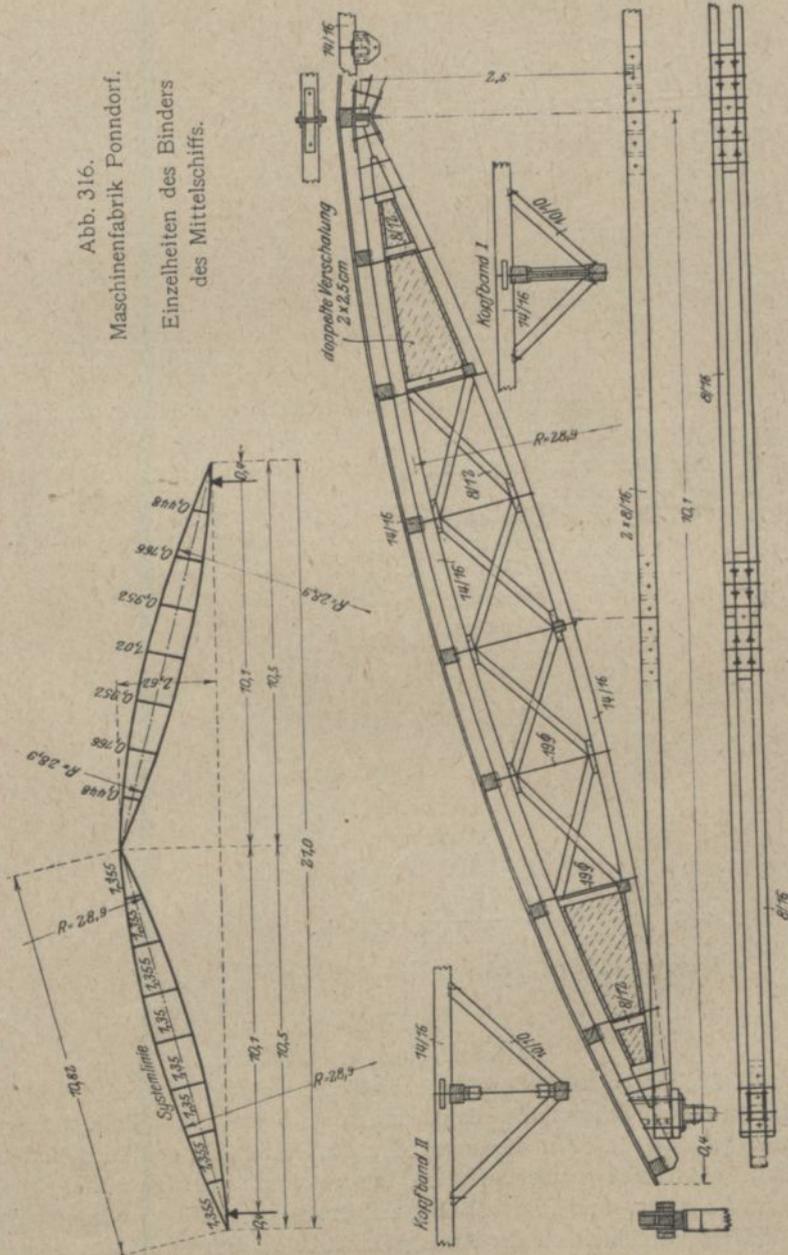


Querschnitt.
 Abb. 314. Maschinenfabrik Ponndorf in Kassel.

durch einen elektrischen Laufkran von 6 t Tragkraft befahren; die Höhe der Laufschiene beträgt 6,2 m über Flur. Der Binderabstand mißt 5 m. Die Binder der Seitenschiffe sind als Fachwerkbalken mit Druckstreben und Zugpfosten aus Rundeisen ausgebildet (Abb. 315). Die Binder des Mittelschiffs sind als Dreigelenkbogen mit Zugband von 20,2 m Stütz-

weite und 2,6 m Pfeilhöhe ausgeführt. Die beiden Binderhälften stellen Fachwerkscheiben in Linsenform mit gekreuzten Druckstreben und Zugpfosten aus Rundeseisen dar, die nach den Gelenken hin durch doppelte Verschalung vollwandig gemacht sind (Abb. 316). Das Scheitelgelenk ist mittels eiserner Schuhe gebildet. Das Zugband besteht aus zwei

Abb. 316.
Maschinenfabrik Pöndorf.
Einzelheiten des Binders
des Mittelschiffs.



Zangen 8/16, welche zu beiden Seiten an die Linsenträger angeschlossen sind. Um den Untergurt in der Binderebene zu halten, erhält jede zweite Pfette vom First aus Kopfbänder. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 315 u. 316 hervor.

Nachstehend sei die statische Berechnung des Binders des Mittelschiffs wiedergegeben.

I. Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen.

Der Schneedruck soll ungeachtet der veränderlichen, aber sehr geringen Dachneigung überall zu 75 kg/qm Grundfläche eingeführt werden. Dafür ist aus gleichen Erwägungen der Winddruck ganz vernachlässigt.

Belastung:

Doppelpappe einschl. Schalung u. Sparren	50 kg/qm,
Bindereigengewicht	25 „
Schnee	75 „
Gesamtlast	150 kg/qm.

Für die Pfetten soll ferner in der Mitte eine Einzellast von 100 kg angenommen werden.

Die Beanspruchungen für Holz und Eisen sind wie folgt festgesetzt:

Holz.

Zug	$k_z = 120$ kg/qcm,
Druck	$k_d = 100$ „
Biegung	$k_b = 120$ „
Abscheren	$k_s = 15$ „
$J_{\text{erf}} = 80 P l^2.$	

Eisen.

$$k_z = 1300 \text{ bzw. } 800 \text{ kg/qcm.}$$

II. Pfetten.

$$\text{Stützweite } l = 5,0 \text{ m,}$$

$$\text{Abstand } a = 1,35 \text{ m,}$$

$$Q = 5,0 \cdot 1,35 \cdot 125 = 845 \text{ kg,}$$

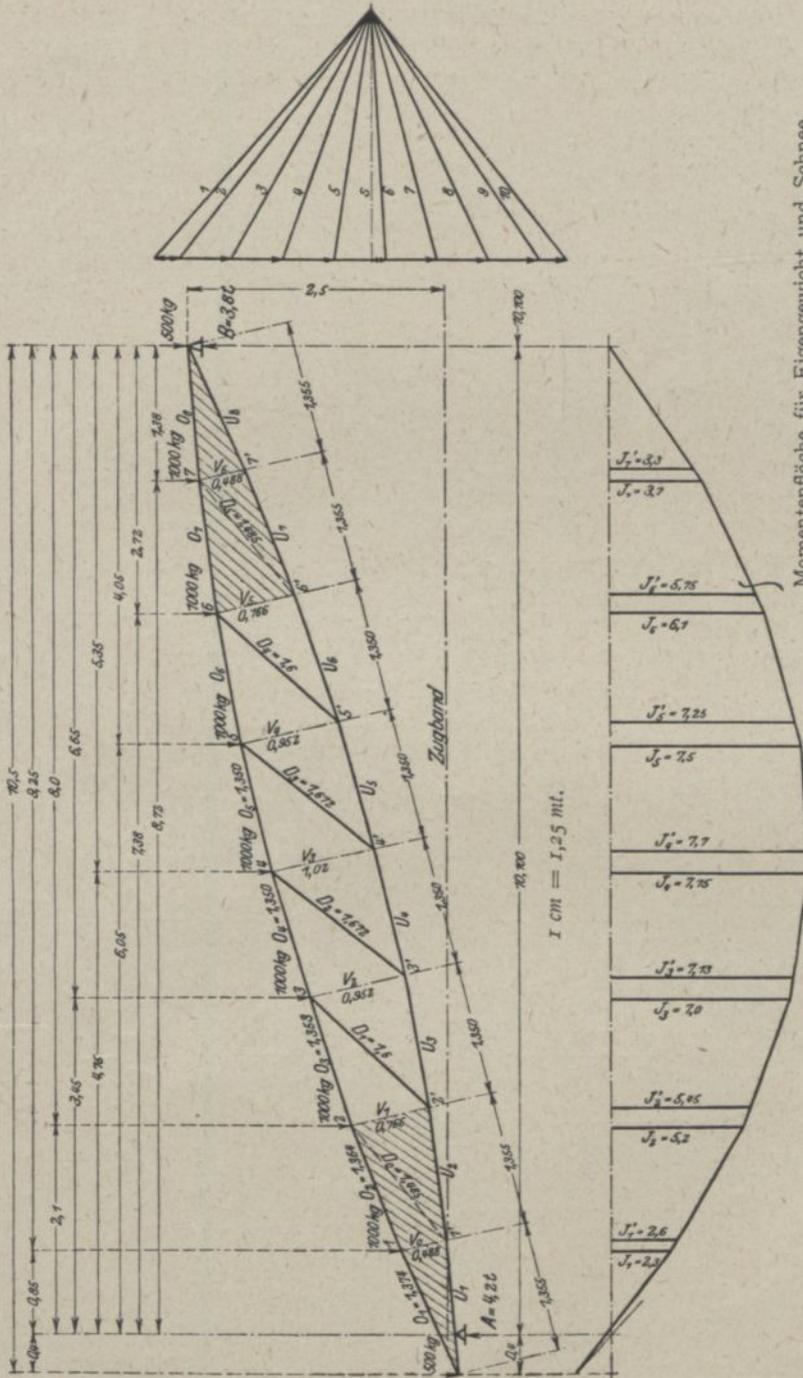
$$W = \frac{(845 + 2 \cdot 100)}{8 \cdot 200} \cdot 500 = 545 \text{ cm}^3$$

Verwendet 14/16 mit $W_x = 597 \text{ cm}^3.$

III. Binder.

1. Bestimmung der Stabkräfte.

Die Berechnung der Binderstabkräfte geschieht in der Weise, daß zuerst eine Binderscheibe als ein in *A* und *B* gestützter Balken aufgefaßt wird (Abb. 317). Für diesen werden die Stabkräfte gefunden, indem die Momentenfläche gezeichnet wird, aus welcher sich dann leicht die Gurt- bzw. Schrägen- und Pfostenkräfte ermitteln lassen. Dann wird der Bogenbinder im Scheitel mit der Auflagerkraft *B* belastet und diese dann nach



Momentenfläche für Eigengewicht und Schnee.
(Ordinaten in dreifacher Verkleinerung.)

Abb. 317. Zeichnerische Untersuchung des Binders.

den Bogensymmetrielinien zerlegt. Diese Axialkraft wird dann zu gleichen Teilen von den Gurtungen aufgenommen, während die Diagonal- und Pfostenkräfte praktisch unbeeinflusst bleiben. Aus der Summe beider Wirkungen erhält man dann die endgültigen Stabkräfte.

Knotenlasten für Eigengewicht und Schnee.

$$P = 1,35 \cdot 5,0 \cdot 150 = \sim 1000 \text{ kg,}$$

$$\Sigma V = 8000 \text{ kg,}$$

$$A = \frac{1}{10,1} \left(1,38 + 2,72 + 4,05 + 5,35 + 6,65 + 8,00 + 9,25 + \frac{10,5}{2} \right) \\ = 42,65 \cdot \frac{1}{10,1} = 4,20 \text{ t,}$$

$$B = \frac{1}{10,1} \left(-\frac{0,4}{2} + 0,85 + 2,10 + 3,45 + 4,75 + 6,05 + 7,38 \right. \\ \left. + 8,72 + \frac{10,1}{2} \right) = 3,80 \text{ t.}$$

Momente.

$$\begin{array}{ll} M_1 = 2,3 \cdot 1,25 = 2,88 \text{ mt; } & M_1' = 2,6 \cdot 1,25 = 3,25 \text{ mt,} \\ M_2 = 5,2 \cdot 1,25 = 6,50 \text{ „} & M_2' = 5,45 \cdot 1,25 = 6,80 \text{ „} \\ M_3 = 7,0 \cdot 1,25 = 8,75 \text{ „} & M_3' = 7,13 \cdot 1,25 = 8,90 \text{ „} \\ M_4 = 7,75 \cdot 1,25 = 9,70 \text{ „} & M_4' = 7,70 \cdot 1,25 = 9,60 \text{ „} \\ M_5 = 7,5 \cdot 1,25 = 9,36 \text{ „} & M_5' = 7,25 \cdot 1,25 = 9,05 \text{ „} \\ M_6 = 6,10 \cdot 1,25 = 4,63 \text{ „} & M_6' = 5,75 \cdot 1,25 = 7,18 \text{ „} \\ M_7 = 3,70 \cdot 1,25 = 4,62 \text{ „} & M_7' = 3,30 \cdot 1,25 = 4,12 \text{ „} \end{array}$$

Stabkräfte.

$$\begin{array}{ll} U_1 = O_1 = + \frac{2,88}{0,448} = + 6,43 \text{ t,} & O_5 = - \frac{9,60}{1,02} = - 0,40 \text{ t,} \\ O_2 = - \frac{3,25}{0,448} = - 7,25 \text{ t,} & O_6 = - \frac{9,05}{0,952} = - 9,5 \text{ t,} \\ O_3 = - \frac{6,80}{0,766} = - 8,90 \text{ t,} & O_7 = - \frac{7,180}{0,766} = - 9,40 \text{ t,} \\ O_4 = - \frac{8,90}{0,952} = - 9,35 \text{ t,} & O_8 = - \frac{4,120}{0,448} = - 9,2 \text{ t,} \\ U_2 = + \frac{6,50}{0,766} = + 8,50 \text{ t,} & U_5 = + \frac{9,360}{0,952} = + 9,85 \text{ t,} \\ U_3 = + \frac{8,75}{0,952} = + 9,20 \text{ t,} & U_6 = + \frac{7,63}{0,766} = + 9,95 \text{ t,} \\ U_4 = + \frac{9,70}{1,02} = + 9,50 \text{ t,} & U_7 = + \frac{4,620}{0,448} = + 10,30 \text{ t,} \\ D_1 = - \frac{1,60}{1,35} \left(9,2 \cdot \frac{1,35}{1,353} - 8,5 \cdot \frac{1,355}{1,364} \right) = - 0,83 \text{ t,} \\ D_2 = - \frac{1,672}{1,35} (9,5 - 9,2) = - 0,40 \text{ t,} \end{array}$$

$$D_3 = -\frac{1,672}{1,35} (9,85 - 9,5) = -0,43 \text{ t,}$$

$$D_4 = -\frac{1,60}{1,35} (9,95 - 9,85) = -0,12 \text{ t,}$$

$$D_5 = -\frac{1,485}{1,355} (10,3 - 9,95) = -0,38 \text{ t,}$$

$$D_6 = -\frac{1,485}{1,355} (8,5 - 6,43) = -2,20 \text{ t,}$$

$$V_0 = -\frac{6,43 \cdot 0,224}{1,374} + 8,5 \cdot \frac{0,159}{1,364} + 2,2 \cdot \frac{0,607}{1,485} = +0,85 \text{ t,}$$

$$V_1 = -8,5 \cdot \frac{0,159}{1,364} + 9,2 \cdot \frac{0,093}{1,353} + 0,83 \cdot \frac{0,859}{1,60} = -0,10 \text{ t,}$$

$$V_2 = -9,2 \cdot \frac{0,093}{1,353} + 9,5 \cdot \frac{0,034}{1,35} + 0,4 \cdot \frac{0,986}{1,672} = -0,15 \text{ t,}$$

$$V_3 = -(9,5 + 9,85) \frac{0,034}{1,35} + 0,43 \cdot \frac{0,986}{1,672} = -0,24 \text{ t,}$$

$$V_4 = +9,85 \cdot \frac{0,034}{1,35} - 9,95 \cdot \frac{0,093}{1,353} + 0,120 \cdot \frac{0,859}{1,60} = -0,36 \text{ t.}$$

$$V_5 = +9,95 \cdot \frac{0,093}{1,353} - 10,3 \cdot \frac{0,159}{1,364} + 0,38 \cdot \frac{0,607}{1,364} = -0,35 \text{ t,}$$

$$V_6 = -9,2 \cdot \frac{0,224}{1,374} + 10,3 \cdot \frac{0,159}{1,364} = -0,30 \text{ t.}$$

Die negativen Pfostenkräfte werden durch die Wirkung der Spitzenlast wieder aufgehoben.

Zusatzkräfte infolge Spitzenlast (Abb. 318).

a) Für Vollast.

$$P = 2 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ t,}$$

$$N = 7,6 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10,82}{2,5} = 16,4 \text{ t.}$$

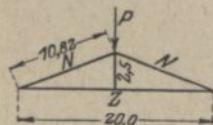


Abb. 318.

Auf jeden Gurt entfällt 8,2 t

$$Z = 7,6 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10,0 \cdot \frac{1}{2,5} = +15,2 \text{ t.}$$

b) Eine Hälfte ist voll belastet, die andere Hälfte ist halb belastet.

$$B = 3,8 + 3,8 \cdot \frac{1}{2} = 5,70 \text{ t,}$$

$$N = 5,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10,82}{2,5} = -12,4 \text{ t.}$$

Größte Stabkräfte.

Größte Obergurtkraft

$$O_6 = -9,5 - 16,4 \cdot \frac{1}{2} = -17,7 \text{ t.}$$

Größte Untergurtkraft

$$U_{7 \max} = 10,3 - \frac{12,4}{2} = + 4,1 \text{ t,}$$

$$U_{2 \min} = 8,5 \cdot \frac{1}{2} - \frac{12,4}{2} = - 2,00 \text{ t.}$$

Größte Schrägenkraft

$$D_1 = - 0,83 \text{ t } (D_0 \text{ ist nur eine gedachte Stabkraft}).$$

Größte Pfostenkraft

$$\begin{aligned} V_0 &= + 0,85 + 8,2 \cdot \frac{0,224}{1374} - 8,2 \cdot \frac{0,159}{1,364} \\ &= + 0,85 + 1,35 - 0,95 = + 1,25 \text{ t.} \end{aligned}$$

2. Querschnittbestimmung.

a) Obergurt.

$$l = 1,35 \text{ m,}$$

$$O_{\max} = - 17,7 \text{ t,}$$

$$J = 1,35^2 \cdot 80 \cdot 17,7 = 2600 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 16/14

$$J_x = 4779 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 3659 \text{ ,,}$$

$$F_b = 224 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{17\,700}{224} = 79 \text{ kg/qcm.}$$

b) Untergurt.

$$l = 1,35 \text{ m; } l_2 = 2,7 \text{ m,}$$

$$U_{\max} = + 4,1 \text{ t,}$$

$$U_{\min} = - 2,0 \text{ t,}$$

$$J_1 = 1,35^2 \cdot 80 \cdot 2,0 = 292 \text{ cm}^4,$$

$$J_2 = 1200 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 16/10

$$F = 160 \text{ cm}^2; F_n = 160 - 2 \cdot 16 = 128 \text{ qcm,}$$

$$J_x = 3413 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 1333 \text{ ,,}$$

$$\sigma = \frac{4100}{128} = 32 \text{ kg/qcm.}$$

c) Schrägen.

$$l = 1,60 \text{ m,}$$

$$D_{\max} = - 0,83 \text{ t,}$$

$$J = 1,6^2 \cdot 80 \cdot 0,83 = 170 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 8/8

$$J = 341 \text{ cm}^4,$$

$$F = 64 \text{ qcm.}$$

kleinen Schiffes sind als Dreigelenkbogen mit hölzernem Zugband, die des großen Schiffes als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet. Sie haben I-förmigen Vollwandquerschnitt nach Bauweise Hetzer (s. S. 173) erhalten. Einzelheiten der Konstruktionen sind in Abbildungen 320 bis 322 dargestellt.

Die statische Berechnung der Halle, der die ministeriellen Bestimmungen vom 31. Januar 1910 zugrunde gelegt sind, soll nachstehend wiedergegeben werden.

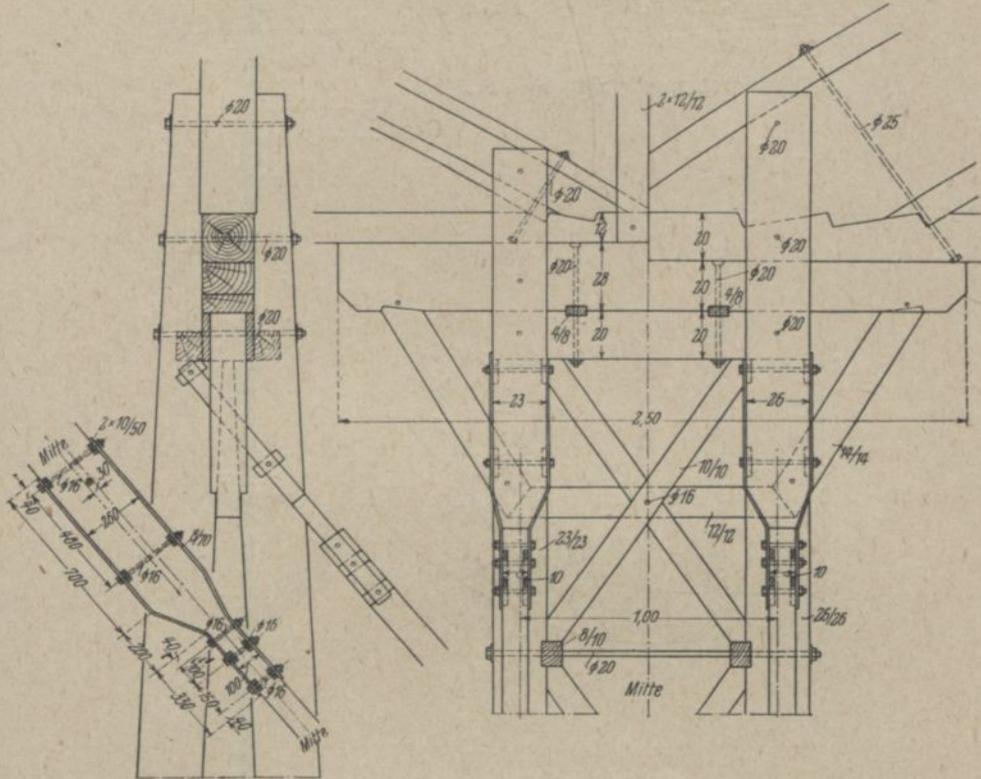


Abb. 321. Einzelheit der Binderauflager und Verstrebung der Mittelstütze „B“ (s. Abb. 320).

1. Belastungsannahmen.

Doppelpappe auf Holzschalung und Pfetten	55 kg/qm	Dachfläche,
Bindereigengewicht der 13-m-Halle	9 kg/qm,	
der 35,5-m-Halle	23	Grundfläche,
Schneelast	75	„
Winddruck	125	senkrecht getroffene Fläche,
Drahtglas	45	„

Außerdem wird bei den Pfetten eine Einzellast von 100 kg angenommen für eine das Dach betretende Person.

Die durchschnittliche Dachneigung der rechten Hallenhälfte ist

$$\alpha = 16^\circ, \sin \alpha = 0,276, \sin^2 \alpha = 0,076, \cos \alpha = 0,961.$$

Die Belastung für 1 qm Grundfläche des Pappdaches wird somit

Eindeckung und Pfetten	$\frac{55}{0,961}$		= 57 kg.
Schnee	$75 \cdot 0,961$		= 72 „
Wind	$125 \cdot 0,076$		= 10 „
			139 kg.
Bindereigengewicht			23 „
			Gesamtlast 162 kg.

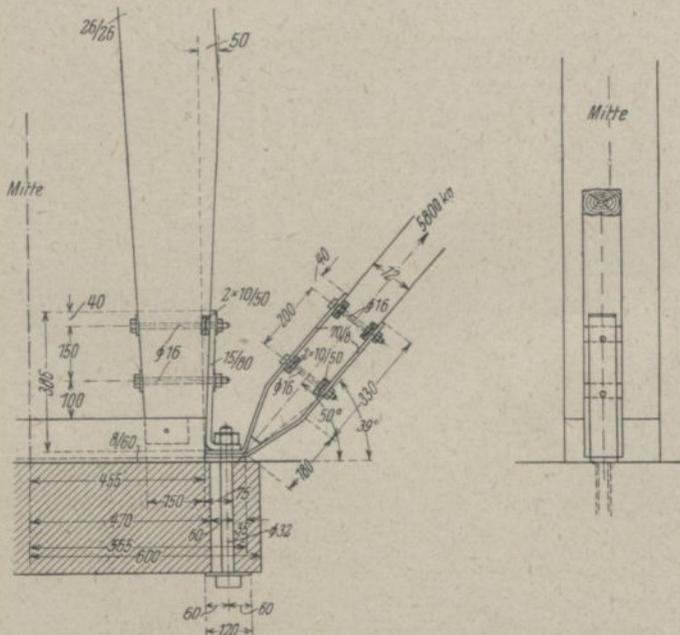


Abb. 322. Fußpunkt der Stütze „B“ (s. Abb. 320).

Die Neigung der Oberlichter ist 35° ; $\sin 35^\circ = 0,574$; $\sin^2 35^\circ = 0,329$; $\cos 35^\circ = 0,819$. Somit wird die Belastung für 1 qm Grundfläche

Drahtglas	$\frac{45}{0,819}$		= 55 kg.
Pfetten			= 16 „
Schnee	$75 \cdot 0,819$		= 62 „
			133 kg

gegenüber von $57 + 72 = 129$ kg bei Pappeindeckung.

Es wird daher im Durchschnitt mit 131 kg gerechnet. Die Belastung ist somit

Eindeckung und Schnee	131 kg/qm Grundfläche,
Wind	10 „ „
Binder	23 „ „
Gesamtlast	164 kg/qm Grundfläche.

Die zulässigen Beanspruchungen sind gemäß den minist. Bestimmungen vom 31. Januar 1910 angenommen¹⁾. Sie betragen für Nadelholz:

Zug	100—120 kg/qcm,
Druck	60—80 „
Biegung	100—120 „

Abscheren parallel zur Faser . . . 10—15 kg/qcm,

Abscheren rechtwinklig zur Faser . 60—70 „ .

Die Knicksicherheit muß nach Euler bei $E = 100000$ eine 6—10fache sein, somit $J = 60 Pl^2 - 100 Pl^2$.

II. Pfetten.

Die Pfetten sind als Gerbersche Gelenkpfetten ausgebildet. Belastungsbreite 1,0 m; Belastung $131 + 10 = 141$ kg/qm.

1. Normale Mittelfelder von 5,5 m. (Abb. 323.)

$$M = 5,5 \cdot 1,0 \cdot 141 \cdot \frac{550}{16} = 26\,620 \text{ cmkg und von der Einzellast}$$

$$M' = 100 \cdot \frac{471}{4} = 11\,780 \text{ cmkg}$$

$$M_{\max} = 38\,400 \text{ cmkg.}$$

Gewählt ist $\square 12/15$ (auf den Bindern 1 cm eingekämmt, somit

$12 \cdot 14$) mit $W = 392 \text{ cm}^3$, somit die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{38\,400}{392} = 98 \text{ kg/qcm.}$$

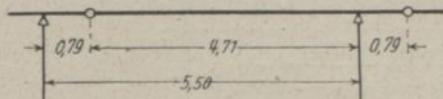


Abb. 323.

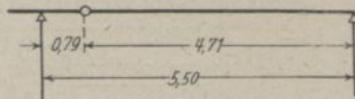


Abb. 324.

2. Endfeld von 5,5 m. (Abb. 324.)

$$M = 4,71 \cdot 1,0 \cdot 141 \cdot \frac{471}{8} = 39\,100 \text{ cmkg}$$

und von der Einzellast

$$M' = 100 \cdot \frac{471}{4} = 11\,780 \text{ „}$$

$$M_{\max} = 50\,880 \text{ cmkg.}$$

¹⁾ Nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 sind nur die unteren Grenzwerte der Beanspruchungen zulässig.

Gewählt 14/15 cm mit $W = 525 \text{ cm}^3$, somit

$$\sigma = \frac{50880}{525} = 97 \text{ kg/qcm.}$$

3. Feld von 7 m. (Abb. 325.)

$$M = 6,45 \cdot 1 \cdot 141 \cdot \frac{645}{8} = 73\,300 \text{ cmkg,}$$

$$M' = 100 \cdot \frac{645}{4} = 16\,150 \text{ ,,}$$

$$M_{\max} = \underline{\underline{89\,450 \text{ cmkg.}}}$$

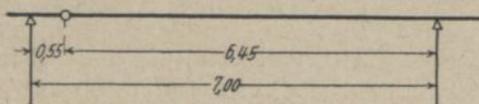


Abb. 325.

Gewählt 15/19 mit $W = 903 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{89450}{903} = 99 \text{ kg/qcm.}$$

4. Endfeld von 8 m. (Abb. 326.)

$$P \cdot \frac{5}{14} \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 141 = 277 \text{ kg, } A = 8,79 \cdot \frac{141 \cdot 3,605}{8,0} = 277 \cdot \frac{0,79}{8,0} = 531,$$

$$x = \frac{531}{141} = 3,77 \text{ m,}$$

$$M = 531 \cdot 3,77 \cdot \frac{1}{2} = 100\,000 \text{ cmkg,}$$

$$M' = 100 \cdot \frac{800}{4} = 20\,000 \text{ ,,}$$

$$\underline{\underline{120\,000 \text{ cmkg.}}}$$

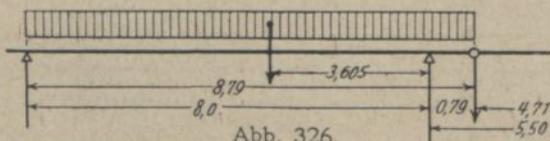


Abb. 326.

Gewählt ist 17/21 mit $W = 1250 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{120000}{1250} = 96 \text{ kg/qcm.}$$

5. Pfetten zwischen den Oberlichtern in den 5,5-m-Feldern. (Abb. 327.)

$$P = \frac{3,2}{2} \cdot 1 \cdot 141 = 226 \text{ kg,}$$

$$Q = 7,8 \cdot 1 \cdot 141 = 1100 \text{ kg,}$$

$$A = \frac{1100}{2} + 226 = 776 \text{ kg,}$$

$$M_I = 226 \cdot 115 + 1,15 \cdot 1 \cdot 141 \cdot \frac{115}{2} = 35\,330 \text{ cmkg.}$$

$$M_I = 100 \cdot 115 = 11\,500 \text{ ,,}$$

$$46\,830 \text{ cmkg.}$$

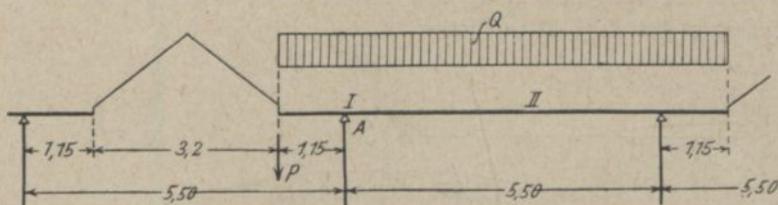


Abb. 327.

$$M_{II} = 226 \cdot 390 + \frac{1100}{2} \cdot \frac{780}{4} - 776 \cdot 275 = 17\,600 \text{ cmkg.}$$

$$M_{II} = 100 \cdot \frac{550}{4} = 13\,750 \text{ ,,}$$

$$31\,350 \text{ cmkg.}$$

Gewählt ist $\square 13/16$ 1 cm eingekerbt, somit W von $13/15 = 487 \text{ cm}^3$.

$$\sigma = \frac{46\,830}{487} = 96 \text{ kg/qcm.}$$

6. Pfetten zwischen den Oberlichtern im Endfeld von 8 m. (Abb. 328.)

M_I wie unter 5: $M_I = 46\,830 \text{ cmkg.}$

$$A = \frac{9,15 \cdot 1}{800} \cdot 141 \cdot \left(\frac{9,15}{2} - 115 \right) - 226 \cdot \frac{1,15}{8,00} = 520 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{520}{141} = 3,69 \text{ m,}$$

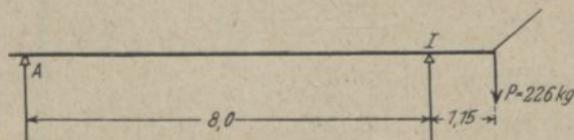


Abb. 328.

$$M = 520 \cdot \frac{369}{2} = 95\,800 \text{ cmkg.}$$

$$M' = 100 \cdot \frac{800}{4} = 20\,000 \text{ ,,}$$

$$115\,800 \text{ cmkg.}$$

Gewählt 17/21 cm mit $W = 1250 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{115\,800}{1250} = 93 \text{ kg/qcm.}$$

III. Binder von 13 m Stützweite.

1. Normale Belastungsbreite von 5,5 m Belastung für 1 qm Grundfläche
 $q = 141 + 9 = 150 \text{ kg.}$

Es ist ausgeschlossen, daß bei dieser Dachform eine einseitige Schneelast bei dem 13-m-Binder auftreten kann.

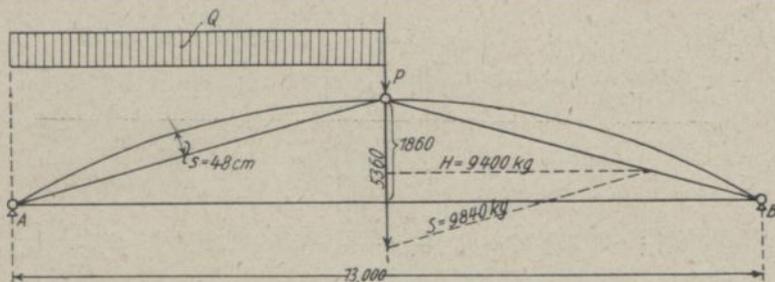


Abb. 329.

Der Binder ist als Dreigelenkbogenbinder ausgebildet.

Die Belastung einer Binderhälfte ist

$$Q = \frac{13}{2} \cdot 5,5 \cdot 150 = 5360 \text{ kg.}$$

Als Knotenlast wirkt somit in der Mitte (Abb. 329)

$$P = 2 \cdot \frac{Q}{2} = 5360 \text{ kg}$$

und erzeugt eine Normalkraft von

$$S = 9840 \text{ kg.}$$

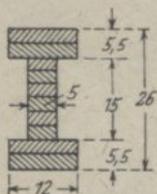


Abb. 330.

Das Biegemoment im Obergurt ist somit

$$M = 9840 \cdot 48 - 5360 \cdot \frac{650}{8} = 472\,000 - 436\,000 = 36\,000 \text{ cmkg}$$

und die Normalkraft $N = 9840 \text{ kg.}$

Gewählt ist Querschnitt Abb. 330 mit

$$W = 1200 \text{ cm}^3, F = 207 \text{ qcm,}$$

somit Beanspruchung

$$\sigma = \frac{36\,000}{1200} + \frac{9840}{207} = 78 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugstange hat einen Zug von 9400 kg.

Gewählt ist 12/12 cm mit

$$F = 144 - 3 \cdot 12 = 108 \text{ qcm,}$$

somit

$$\sigma = \frac{9400}{108} = 87 \text{ kg/qcm.}$$

2. Binder von 6,75 m Belastungsbreite (Binder 2 und 9).

Das größte Moment berechnet sich entsprechend den Belastungsbreiten aus dem Vorigen zu

$$M = 36000 \cdot \frac{6,75}{5,5} = 44200 \text{ cmkg} \text{ und } N = 9840 \cdot \frac{6,75}{5,5} = 12050 \text{ kg,}$$

Gewählt ist Querschnitt Abb. 331 mit

$$W = 1382 \text{ cm}^3 \text{ u. } F = 229 \text{ qcm,}$$

somit
$$\sigma = \frac{44200}{1382} + \frac{12050}{229} = 85 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugstange hat einen Zug von

$$Z = 9400 \cdot \frac{6,75}{5,5} = 11520 \text{ kg.}$$

Gewählt ist 12/14 mit

$$F = 168 - 3 \cdot 14 = 126 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{11520}{126} = 92 \text{ kg/qcm.}$$

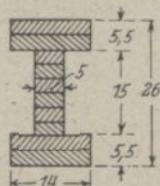


Abb. 331.

IV. Binder von 35,5 m.

Der Binder ist als Zweigelenbogen, also einfach statisch unbestimmt, berechnet. Die Momente und Normalkräfte sind für eine Belastungsbreite von 1 m aufgestellt. Die Dachform bedingt, daß dieser Binder mit einseitiger Schneelast und Winddruck gerechnet werden muß. Letztere Annahme ergibt die größten Momente im Bogen, während volle Schneelast und Winddruck die größte Spannung in der Zugstange erzeugt. Der Horizontalschub ergibt sich aus der Formel

$$H = \frac{\int M_0 \cdot y \cdot ds}{\int y^2 \cdot ds}$$

Die Belastung ergibt sich bei einem Eigengewicht von 23 kg/qm des Binders + Eigengewicht, Schneelast und Winddruck zu $q = 141 + 23 = 164 \text{ kg/qm}$ Grundfläche. Eigengewicht allein $q_1 = (141 - 72 - 10) + 23 = 82 \text{ kg/qm}$ Grundfläche, und die Belastung der Knotenpunkte wird somit

$$P_{1-5} = 1 \cdot 2,959 \cdot 164 = 485 \text{ kg,}$$

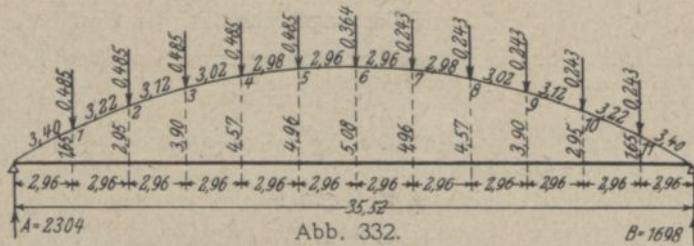
$$P_{7-11} = 1 \cdot 2,959 \cdot 82 = 243 \text{ ,,}$$

$$P_6 = (485 + 243) \cdot \frac{1}{2} = 364 \text{ ,,}$$

Der Auflagerdruck ist (Abb. 332)

$$A = 5 \cdot 0,485 \cdot \frac{3}{4} + \frac{0,364}{2} + 5 \cdot 0,243 \cdot \frac{1}{4} = 2,304 \text{ t,}$$

$$B = 1,698 \text{ t.}$$



Für $H = 0$ ist

$$\begin{aligned}
 M_1^0 &= 2,304 \cdot 2,96 && = 6,815 \text{ mt,} \\
 M_2^0 &= 2,304 \cdot 2,96 \cdot 2 - 0,485 \cdot 2,96 \cdot 1 = 13,630 - 1,436 = 12,194 \text{ ,,} \\
 M_3^0 &= 2,304 \cdot 2,96 \cdot 3 - 0,485 \cdot 2,96 \cdot 3 = 20,450 - 4,310 = 16,140 \text{ ,,} \\
 M_4^0 &= 2,304 \cdot 2,96 \cdot 4 - 0,485 \cdot 2,96 \cdot 6 = 27,250 - 8,620 = 18,630 \text{ ,,} \\
 M_5^0 &= 2,304 \cdot 2,96 \cdot 5 - 0,485 \cdot 2,96 \cdot 10 = 34,100 - 14,360 = 19,740 \text{ ,,} \\
 M_6^0 &= 2,304 \cdot 2,96 \cdot 6 - 0,485 \cdot 2,96 \cdot 15 = 40,800 - 21,550 = 19,250 \text{ ,,} \\
 M_7^0 &= 1,698 \cdot 2,96 \cdot 5 - 0,243 \cdot 2,96 \cdot 10 = 25,100 - 7,180 = 17,920 \text{ ,,} \\
 M_8^0 &= 1,698 \cdot 2,96 \cdot 4 - 0,243 \cdot 2,96 \cdot 6 = 20,080 - 4,315 = 15,750 \text{ ,,} \\
 M_9^0 &= 1,698 \cdot 2,96 \cdot 3 - 0,243 \cdot 2,96 \cdot 3 = 15,060 - 2,155 = 12,905 \text{ ,,} \\
 M_{10}^0 &= 1,698 \cdot 2,96 \cdot 2 - 0,243 \cdot 2,96 \cdot 1 = 10,040 - 0,718 = 9,322 \text{ ,,} \\
 M_{11}^0 &= 1,698 \cdot 2,96 \cdot 1 - 0,243 \cdot 2,96 && = 5,020 \text{ ,,}
 \end{aligned}$$

somit wird $\int M_0 \cdot y \cdot ds$.

0-1	6,815 · 3,4	$\frac{2 \cdot 1,65}{6}$		= 12,72 mt,
1-2	6,815 · 3,22	$\frac{2 \cdot 1,65 + 2,95}{6}$	+ 12,194 · 3,22	$\frac{1,65 + 2 \cdot 2,95}{6}$ = 22,85 + 49,40
2-3	12,194 · 3,12	$\frac{2 \cdot 2,95 + 3,9}{6}$	+ 16,140 · 3,12	$\frac{2,95 + 2 \cdot 3,9}{6}$ = 62,20 + 90,25
3-4	16,140 · 3,02	$\frac{2 \cdot 3,9 + 4,57}{6}$	+ 18,63 · 3,02	$\frac{3,9 + 2 \cdot 4,57}{6}$ = 100,50 + 122,25
4-5	18,630 · 2,98	$\frac{2 \cdot 4,57 + 4,96}{6}$	+ 19,74 · 2,98	$\frac{4,57 + 2 \cdot 4,96}{6}$ = 130,50 + 142,00
5-6	19,74 · 2,96	$\frac{2 \cdot 4,96 + 5,08}{6}$	+ 19,25 · 2,96	$\frac{4,96 + 2 \cdot 5,08}{6}$ = 146,00 + 143,50
6-7	19,25 · 2,96	$\frac{2 \cdot 5,08 + 4,96}{6}$	+ 17,92 · 2,96	$\frac{5,08 + 2 \cdot 4,96}{6}$ = 143,50 + 132,50
7-8	17,92 · 2,98	$\frac{2 \cdot 4,96 + 4,57}{6}$	+ 15,765 · 2,98	$\frac{4,96 + 2 \cdot 4,57}{6}$ = 128,90 + 110,40
8-9	15,765 · 3,02	$\frac{2 \cdot 4,57 + 3,9}{6}$	+ 12,905 · 3,02	$\frac{4,57 + 2 \cdot 3,9}{6}$ = 103,50 + 80,30
9-10	12,905 · 3,12	$\frac{2 \cdot 3,9 + 2,95}{6}$	+ 9,322 · 3,12	$\frac{3,9 + 2 \cdot 2,95}{6}$ = 72,20 + 47,50
10-11	9,322 · 3,22	$\frac{2 \cdot 2,95 + 1,65}{6}$	+ 5,020 · 3,22	$\frac{2,95 + 2 \cdot 1,65}{6}$ = 37,80 + 16,82
11-12	5,02 · 3,4	$\frac{2 \cdot 1,65}{6}$		= 9,40

X 2 = 2044,34

$$\begin{aligned}
 &907,07 + 934,92 \\
 &= 1904,99
 \end{aligned}$$

0-1	3,4 · $\frac{1,65^2}{3} = \dots\dots\dots$	3,09
1-2	3,22 · $\frac{1,65^2 + 1,65 \cdot 2,95 + 2,95^2}{3} = \dots\dots\dots$	17,50
2-3	3,12 · $\frac{2,95^2 + 2,95 \cdot 3,90 + 3,9^2}{3} = \dots\dots\dots$	36,80
3-4	3,02 · $\frac{3,9^2 + 3,9 \cdot 4,57 + 4,57^2}{3} = \dots\dots\dots$	54,30
4-5	2,98 · $\frac{4,57^2 + 4,57 \cdot 4,96 + 4,96^2}{3} = \dots\dots\dots$	67,60
5-6	2,96 · $\frac{4,96^2 + 4,96 \cdot 5,08 + 5,08^2}{3} = \dots\dots\dots$	75,50
<hr style="border: 0.5px solid black;"/>		$254,79 \cdot 2 = 509,58.$
$H = \frac{1905}{510} = 3,74 \text{ t.}$		

Die wirklichen Momente werden somit

- $M_1 = 6,815 - 3,74 \cdot 1,65 = + 0,645,$
- $M_2 = 12,194 - 3,74 \cdot 2,95 = + 1,164,$
- $M_3 = 16,140 - 3,74 \cdot 3,9 = + 1,560,$
- $M_4 = 18,630 - 3,74 \cdot 4,57 = + 1,54,$
- $M_5 = 19,74 - 3,74 \cdot 4,96 = + 1,24,$
- $M_6 = 19,25 - 3,74 \cdot 5,08 = + 0,25,$
- $M_7 = 17,92 - 3,74 \cdot 4,96 = - 0,58,$
- $M_8 = 15,765 - 3,74 \cdot 4,57 = - 1,325,$
- $M_9 = 12,905 - 3,74 \cdot 3,90 = - 1,675,$
- $M_{10} = 9,322 - 3,74 \cdot 2,95 = - 1,708,$
- $M_{11} = 5,02 - 3,74 \cdot 1,65 = - 1,15.$

Das größte Moment liegt bei Punkt 10

$$M_{\max} = 1,708 \text{ mt,}$$

$$N = \sqrt{3,74^2 + 1,7^2} = 4,11,$$

$$H_{\max} = \frac{2044}{510} = 4,02 \text{ t.}$$

Die Belastungsbreiten der einzelnen Binder sind:

Binder Reihe	1	Belastungsbreite	= 4 m,
.. ..	2	..	$\frac{8 + 5,5}{2} = 6,75$..
.. ..	3-8 und 13	..	= 5,5 ..
.. ..	9	..	$\frac{7 + 5,5}{2} = 5,625$..
.. ..	10	..	$\frac{7 + 4,25}{2} = 6,25$..
.. ..	11	..	= 4,25 ..
.. ..	12	..	$\frac{5,5 + 4,25}{2} = 4,875$..

I. Binder 1, 11 und 12 werden für eine Belastungsbreite von 4,875 m gerechnet.

II. Binder 3—8 u. 13 werden für eine Belastungsbreite von 5,5 m gerechnet.

III. Binder 2, 9 u. 10 werden für eine Belastungsbreite von 6,75 m gerechnet.

I. Das Moment im Bogen wird

$$M = 4,875 \cdot 1,708 = \underline{8,32 \text{ mt.}}$$

Die größte Normalkraft dazu

$$N = 4,875 \cdot 4,11 = \underline{20,100 \text{ t}}$$

und die größte Zugkraft in der Zugstange

$$Z = 4,875 \cdot 4,02 = \underline{19,6 \text{ t.}}$$

Gewählt ist für den Bogen der Querschnitt Abb. 333 mit

$$W = 13\,500 \text{ cm}^3; F = 682 \text{ qcm,}$$

somit wird die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{832000}{13\,500} + \frac{20\,100}{682} = 91,2 \text{ kg/qcm,}$$

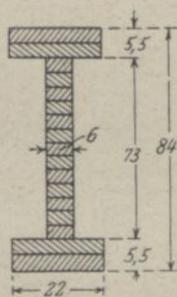


Abb. 333.

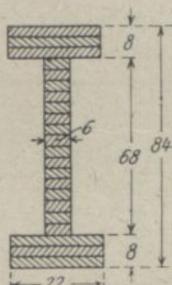


Abb. 334.



Abb. 335.

Die Zugstange ist gewählt zu 14/20 cm mit

$$F = 280 - 3 \cdot 20 = 220 \text{ qcm,}$$

somit

$$\sigma = \frac{19\,600}{220} = 89,2 \text{ kg/qcm.}$$

II.

$$M = 5,5 \cdot 1,708 = 9,4 \text{ mt,}$$

$$N = 5,5 \cdot 4,11 = 22,6 \text{ t,}$$

$$Z = 5,5 \cdot 4,02 = 22,1 \text{ t.}$$

Gewählt Querschnitt Abb. 334 mit

$$W = 15\,890 \text{ cm}^3; F = 750 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{940\,000}{15\,890} + \frac{22\,600}{750} = 89,1 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugstange ist gewählt zu 15/20 mit

$$F = 300 - 3 \cdot 20 = 240 \text{ qcm,}$$

somit

$$\sigma = \frac{22\,600}{240} = 94,2 \text{ kg/qcm.}$$

III. $M = 6,75 \cdot 1,708 = 11,52 \text{ mt,}$
 $N = 6,75 \cdot 4,11 = 27,75 \text{ t,}$
 $Z = 6,75 \cdot 4,02 = 27,10 \text{ t.}$

Gewählt Querschnitt Abb. 335 mit

$$W = 19\,015 \text{ cm}^3; F = 888 \text{ qcm,}$$

somit
$$\sigma = \frac{1\,152\,000}{19\,015} + \frac{27\,750}{888} = 91,8 \text{ kg/qcm.}$$

Als Zugstange gewählt 18/20 cm mit

$$F = 360 - 3 \cdot 20 = 300 \text{ qcm,}$$

somit
$$\sigma = \frac{27\,100}{300} = 90,2 \text{ kg/qcm.}$$

V. Stützen.

Der Winddruck auf das Dach ist für 1 m Dach (Abb. 336)

$$W = 1 \cdot 6 \cdot 10 = 60 \text{ kg, somit im 6,75-m-Feld}$$

$$W = 6,75 \cdot 60 = 405 \text{ kg.}$$

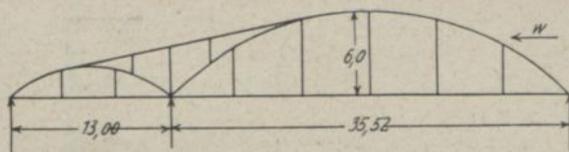


Abb. 336.

Der Winddruck auf die Stützen ist

$$W_s = 3 \cdot \frac{6,5}{2} \cdot 0,3 \cdot 125 = 365 \text{ kg,}$$

$$H = 405 + 365 = 770 \text{ kg.}$$

Dieser Horizontalschub wird von den Stützen in Reihe A aufgenommen.

1. Stützen A.

Der Auflagerdruck des Daches ist

$$A = 6,75 \cdot 6,5 \cdot 150 = 6580 \text{ kg,}$$

Der Winddruck ist $H = 770 \text{ kg}$ und erzeugt eine Stabkraft im Stiel von (Abb. 337)

$$S = 770 \cdot \frac{6,35}{1,00} = 4890 \text{ kg.}$$

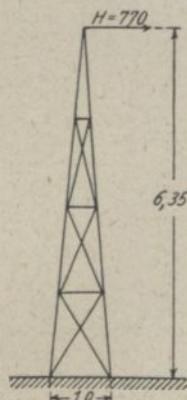


Abb. 337.

Die Stütze ist aus 4 Stielen zusammengesetzt, somit erhält jeder Stiel

$$S_{\max} = \frac{6580}{4} + \frac{4890}{2} = 1645 + 2445 = 4090 \text{ kg.}$$

Bei Winddruck auf die Giebelfläche ist der Zusatzdruck nur 900 kg (s. früher), also geringer als bei Winddruck auf die Längsfläche.

$$\text{Knicklänge } \frac{6,35}{4} = 159 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 1,59^2 \cdot 4,09 = 830 \text{ cm}^4.$$

Gewählt Querschnitt (Abb. 338) mit

$$J = 5461 \text{ cm}^4$$

$$\text{und } F = 256 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{4090}{256} = 16 \text{ kg/qcm.}$$

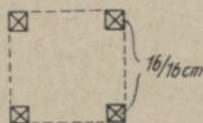


Abb. 338.

Verankerung dazu.

Ohne Schneelast ist

$$A = 6,75 \cdot 6,5 \cdot (150 - 72) = 3420 \text{ kg.}$$

Der größte Ankerzug ist somit

$$Z = \frac{4890}{2} - \frac{3420}{4} = 1590 \text{ kg.}$$

Gewählt ist ein Anker von 1" ϕ an jedem Stiel mit

$$F = 3,573 \text{ qcm,}$$

$$\text{somit } \sigma = \frac{1590}{3,573} = 446 \text{ kg/qcm.}$$

2. Stützen B.

Nr. 3, 6, 7, 10 und 11. Horizontalschub hat diese Stütze nicht aufzunehmen.

Der Auflagerdruck des kleinen Binders ist (Abb. 339) $A_1 = 6580 \text{ kg,}$

der des großen ist

$$A_2 = 6,75 \cdot \frac{35,52}{2} \cdot 164 = 19\,650 \text{ kg,}$$

$$S_1 = \frac{6580}{2} + 19\,650 \cdot \frac{0,27}{1,0} = 8590 \text{ kg,}$$

$$S_2 = \frac{6580}{2} + 19\,650 \cdot \frac{0,73}{1,00} = 17\,610 \text{ kg.}$$

Diese Kräfte verteilen sich auf 2 Stiele.

$$\frac{S_2}{2} = \frac{17\,610}{2} = 8805 \text{ kg,}$$

$$\text{Stiel (2)} \quad J_{\min} = 80 \cdot 8,805 \cdot 6,35^2 = 28\,400 \text{ cmkg.}$$

Gewählt \square 25/25 mit $J = 32\,552$ und $F = 625 \text{ qcm,}$

somit

$$\sigma = \frac{8805}{625} = 14,1 \text{ kg/qcm,}$$

Stiel (1)

$$S = \frac{8590}{2} = 4295 \text{ kg,}$$

$$J = 80 \cdot 6,35^2 \cdot 4,295 = 13\,850 \text{ cm}^4.$$

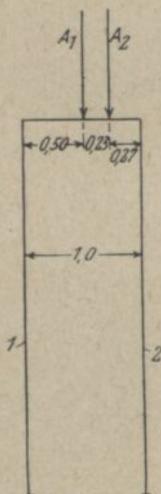


Abb. 339.

Gewählt $\square 21 \times 21$ mit $J = 16\,207 \text{ cm}^4$ und $F = 441 \text{ qcm}$,

$$\sigma = \frac{4295}{441} = 9,8 \text{ kg/qcm}.$$

Verankerung wie vor gewählt, obwohl ein Ankerzug nicht auftritt.

VI. Diagonalverband zwischen den Stützen.

1. Mittelreihe.

Der vom Wind erzeugte Horizontalschub ist für einen Bogen:

$$(37 \cdot 0,84 + 14 \cdot 0,26) \cdot 125 \dots\dots\dots = 4340 \text{ kg},$$

$$\text{Zugstange: } (36 \cdot 0,2 + 13 \cdot 0,12) \cdot 125 \dots\dots\dots = 2445 \text{ ,,}$$

$$\text{Hängestange: } 8 \cdot 0,12 \cdot 4,5 \cdot 125 \dots\dots\dots = 540 \text{ ,,}$$

$$\underline{H_1 = 7325 \text{ kg},}$$

$$\text{Oberlicht } 24 \cdot 1,3 \cdot 125 \cdot \sin^2 35^\circ \dots\dots\dots = 1285 \text{ ,,}$$

$$\text{Mittelstütze } \frac{6,35}{2} (0,21 + 0,25 + 0,2) \cdot 125 = 262 \text{ ,,}$$

Es wird angenommen, daß an den nächstfolgenden Binderzügen vom Wind vom zweiten noch 80 vH., vom 3. Binderzug 60 vH., vom 4. Binderzug 40 vH. und vom 5. Binderzug noch 20 vH. der Fläche getroffen werden. Das gleiche gilt von den Oberlichtern, während die Stützen, da sie aus Gitterwerk bestehen, alle voll getroffen angenommen werden. Es ergibt sich somit für die Mittelstützen ein Horizontalschub von

$$H = (4340 + 2445 + 540 + 1285) (1 + 0,8 + 0,6 + 0,4 + 0,2) + 13 \cdot 262$$

$$= 25\,810 + 3400 + 29\,210 \text{ kg} \sim 30\,000 \text{ kg}.$$

Dieser Schub wird von 2×4 Diagonalkreuzen aufgenommen, so daß auf jedes Kreuz $H' = \frac{30\,000}{2 \cdot 4} = 3750 \text{ kg}$ entfällt.

Die Diagonalen haben somit eine Zugkraft von 5,8 t. (Abb. 340.)

Gewählt 10×12 mit $F = 120 \text{ cm}^2$, somit

$$\sigma = \frac{5800}{120} = 48 \text{ kg/qcm}.$$

Der Zusatzdruck auf die Säulen ist

$$D = 44 \text{ t}.$$

Als Verankerung gewählt 1 Schraube $1\frac{1}{4}$ " mit $F = 5,8 \text{ qcm}$,

somit
$$\sigma = \frac{4400}{5,8} = 760 \text{ kg/qcm}.$$

2. Stützenreihe A.

Der vom Wind erzeugte Horizontalschub ist auf

$$\text{Bogen } \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 0,26 \cdot 125 \dots\dots\dots = 228 \text{ kg},$$

$$\text{Zugstange } \frac{1}{2} \cdot 13 \cdot 0,12 \cdot 125 \dots\dots\dots = 98 \text{ ,,}$$

$$\text{Hängestangen } 2 \cdot 0,12 \cdot 125 \dots\dots\dots = 30 \text{ ,,}$$

$$\underline{356 \text{ kg},}$$

$$\text{Stützen } \frac{1}{2} \cdot 6,35 \cdot 2 \cdot 0,2 \cdot 125 \dots\dots\dots = 160 \text{ ,,}$$

Der gesamte Horizontalschub ergibt sich somit

$$H = 356 (1 + 0,8 + 0,6 + 0,4 + 0,2) + 13 \cdot 160 = 3148 \text{ kg.}$$

Dieser Horizontalschub wird von 4 Diagonalen aufgenommen.

Somit kommt auf jedes Kreuz

$$H' = \frac{3148}{4} = 787 \text{ kg.}$$

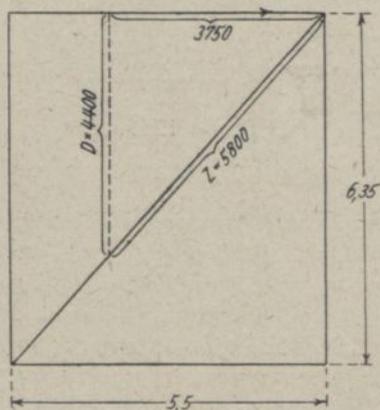


Abb. 340.

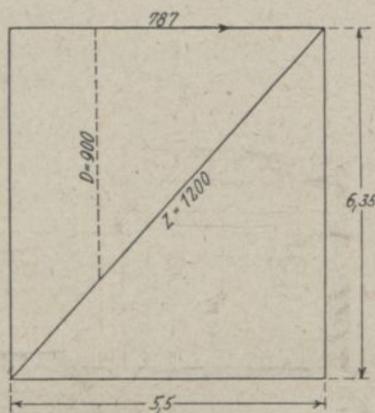


Abb. 341.

Die Diagonalen haben somit einen Zug von

$$Z = 1200 \text{ kg (Abb. 341)}$$

gewählt

$$8 \times 12 \text{ mit } F = 96 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{12,00}{96} = 12,5.$$

Der Zusatzdruck auf die Säulen ist $D = 900 \text{ kg.}$

In der Reihe C liegt die Dachkonstruktion auf eisernen Unterzügen auf.

5. Montagehalle für die Gewerkschaft Heringen, entworfen und ausgeführt von der Firma C. Brösel, Kassel. Die Halle ist dreischiffig; das Mittelschiff besitzt von Mitte bis Mitte Stütze eine Weite von 16 m. Die beiden Seitenschiffe je eine Stützweite von 12 m (Abb. 342). Die Länge der Halle beträgt 36 m. Die Binderentfernung ist 6 m. Die Dacheindeckung besteht aus doppelter Papplage auf Schalung. Die Sparren liegen auf Sprengwerkpfetten. Die inneren Raumstützen sind wegen der nahen Schmiedefeuer in Eisenbeton ausgeführt; sie sind zur Aufnahme der Windkräfte in den Fundamenten eingespannt. Die Wandstützen sind aus Holz. In den Seitenschiffen läuft je ein Kran von 10 t bzw. 5 t Hubkraft. Als Unterstützung der Kranbahn ist zwischen den Eisenbeton-

stützen ein Eisenbetonbalken und zwischen den hölzernen Wandstützen ein Holzträger vorgesehen. Die Dachbinder sind über den drei Schiffen als Gerbersche Gelenkträger ausgebildet. Der mittlere Kragbinder besitzt eine Stützweite von 15,50 m und ist beiderseitig je 2,66 m ausgekragt. (Abb. 343.) Die Gelenke liegen im Untergurt. Die eingehängten Binder- teile der Seitenschiffe haben eine Stützweite von je 12 — 2,66 = 9,34 m. Der Obergurt wird über den Gelenken verschieblich angeschlossen, um die Gelenkwirkung zu erhalten. Die Ausbildung der Wandstützen geht

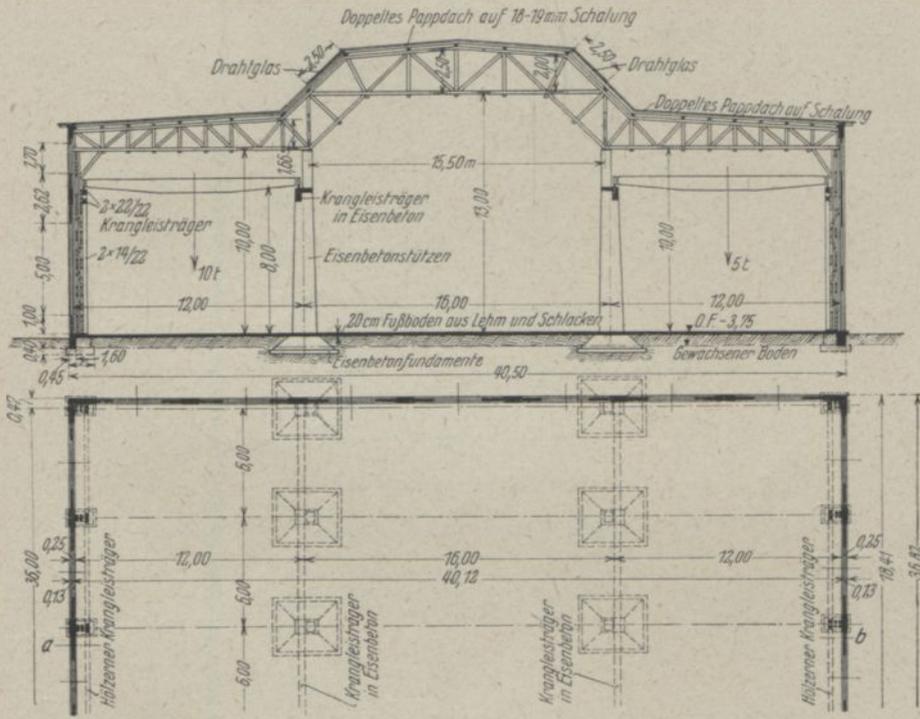


Abb. 342.

Allgemeine Anordnung der Montagehalle für die Gewerkschaft Heringen.

aus Abb. 344 hervor. Abb. 345 zeigt die Halle während der Ausführung. Der statischen Berechnung, die nachstehend wiedergegeben werden soll, sind die ministeriellen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 zugrunde gelegt. Hiernach sind folgende Belastungen angenommen.

Winddruck	125 kg/qm,
Schneelast	75 „
Äußerer Winddruck für die Standfestigkeit des gesamten Bauwerks	100 „
Desgl. innerer Winddruck	75 „

Detail einer äußeren Stütze.

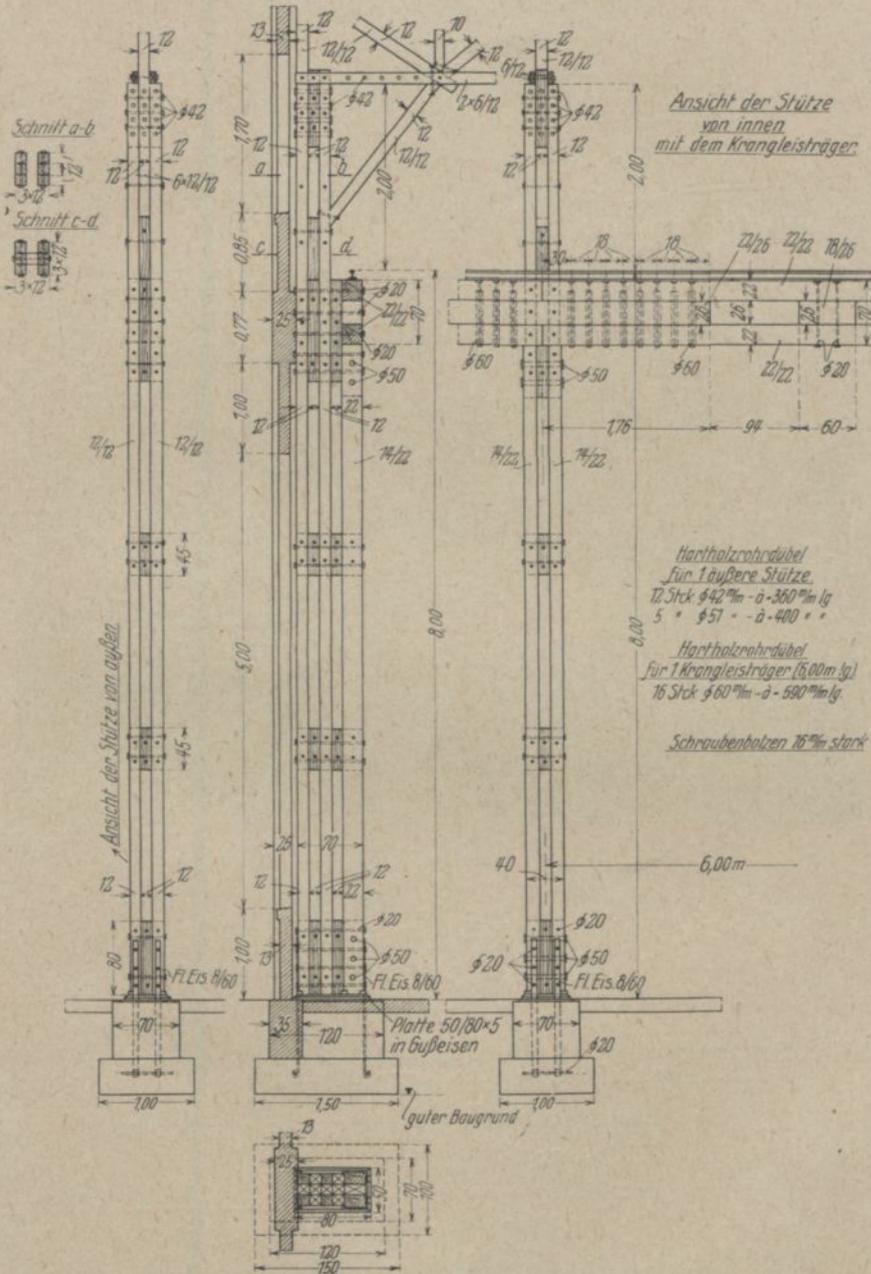


Abb. 344.

Stützen für die Montagehalle der Gewerkschaft Heringen.

Als zulässige Beanspruchungen des Holzes wurden zugrunde gelegt:

Zug \parallel zur Faser	100 kg/qcm,
Druck \parallel zur Faser	60 ..
Druck \perp zur Faser	15 ..
Abscherung \parallel zur Faser	12 ..
Biegung	100 ..

Als Knicksicherheit ist eine 7,5fache angenommen, also mit $J_{\min} = 75 P l^2$ gerechnet.

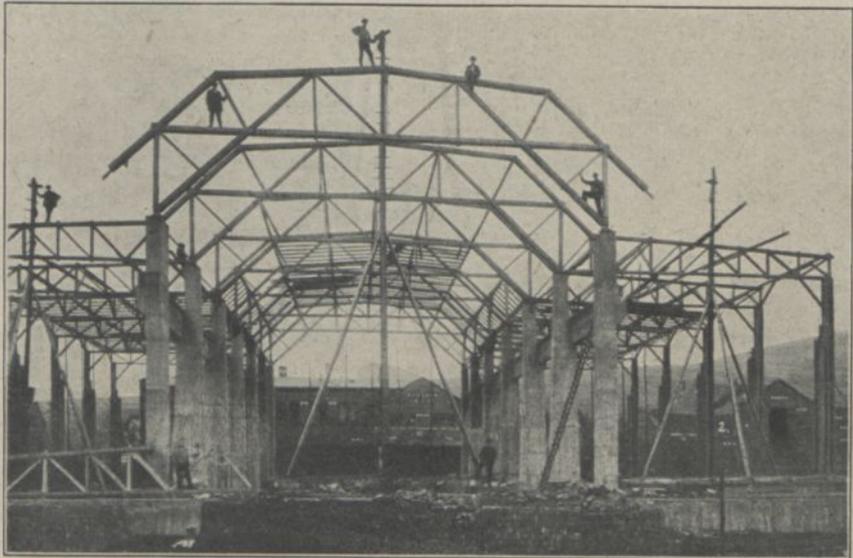


Abb. 345. Montagehalle der Gewerkschaft Heringen während der Ausführung.

I. Sparren.

1. Sparren über der Haupthalle.

$$l = 3,50 \text{ m.}$$

Die Belastung setzt sich zusammen aus Eigengewicht, Schneelast und einem möglichen Winddruck von 20 kg/qm

Dachdeckung	55 kg/qm,
Schneelast	75 ..
Winddruck	10 ..
	<hr/>
	Zus. 140 kg/qm.

Sparrenentfernung = 1,00 m,

$$Q = 3,50 \cdot 1,00 \cdot 140 = 500 \text{ kg,}$$

$$M = 0,125 \cdot 500 \cdot 350 = 21\,850 \text{ cmkg.}$$

Gewählt 10/12 cm mit $W_x = 240 \text{ cm}^3$,

$$\sigma_b = \frac{21850}{240} = \sim 91 \text{ kg/qcm.}$$

2. Sparren über den seitlichen Bindern

$$l = 2,70 \text{ m.}$$

$$Q = 2,70 \cdot 1,00 \cdot 140 = 392 \text{ kg,}$$

$$M = 0,125 \cdot 392 \cdot 270 = 13\,220 \text{ cmkg.}$$

Gewählt 8/10 cm mit $W_x = 133 \text{ cm}^3$,

$$\sigma_b = \frac{13\,220}{133} = \sim 100 \text{ kg/qcm.}$$

II. Pfetten.

* $l = 6,00 \text{ m}$ (Abb. 346).

Die Pfetten sind als einfache Sprengwerke gedacht. Die größte Belastungsbreite beträgt:

$$\frac{5,90}{2} = 2,95 \text{ m,}$$

$$Q = 6,00 \cdot 2,95 \cdot 140 = 2480 \text{ kg,}$$

$$A = B = 1240 \text{ kg.}$$

Für die Streben kommt eine Belastung in Betracht von:

$$q = \frac{1}{2} \cdot 4,50 \cdot 2,95 \cdot 140 = 930 \text{ kg.}$$

Die Stabkraft der Strebe beträgt:

$$P = \frac{1}{120} \cdot 930 \cdot 192 = 1490 \text{ kg.}$$

$$J = 75 \cdot 1,49 \cdot 192^2 = 413 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 12/12 cm mit $J = 1728 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{1490}{144} = 10,3 \text{ kg/qcm.}$$

Die Horizontal- bzw. Normalkraft beträgt:

$$H = N = \frac{1}{120} \cdot 930 \cdot 150 = 1170 \text{ kg.}$$

In den Endfeldern werden zur Aufnahme der Horizontalkraft Zangen angeordnet.

Gesprengter mittlerer Teil.

$$l = 3,00 \text{ m.}$$

$$q = 3,00 \cdot 2,95 \cdot 140 = 1240 \text{ kg,}$$

$$M = 0,125 \cdot 1240 \cdot 300 = 46\,500 \text{ cmkg.}$$

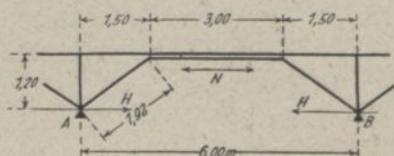


Abb. 345.

Gewählt Querschnitt Abb. 347 mit $W = 2 \cdot 288 = 576 \text{ cm}^3$ (ohne Berücksichtigung der Verdübelung) und $F = 288 \text{ qcm}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{1170}{288} + \frac{46500}{576} = 81 \text{ kg/qcm.}$$

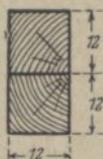


Abb. 347.

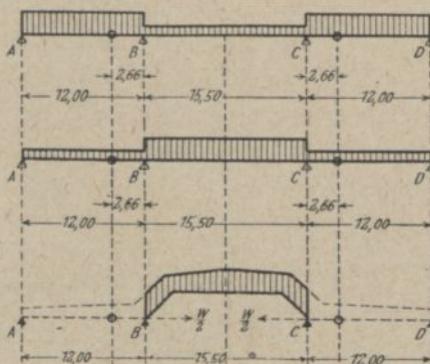


Abb. 348.

III. Binder.

Die Berechnung soll sich auf drei Untersuchungen erstrecken. (Abb. 348):

- Vollbelastung der äußeren Binderträger und Leerbelastung des mittleren Trägers.
- Leerbelastung der äußeren Binderträger und Vollbelastung des mittleren Trägers.
- Belastung des mittleren Binderträgers durch eine horizontale Windkraft von $\frac{W}{2}$ am Auflager.

1. Bestimmung der Stabkräfte.

Vollbelastung für 1 qm Grundfläche.

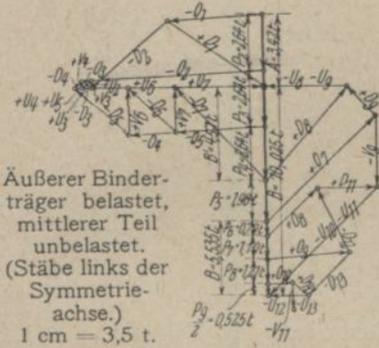
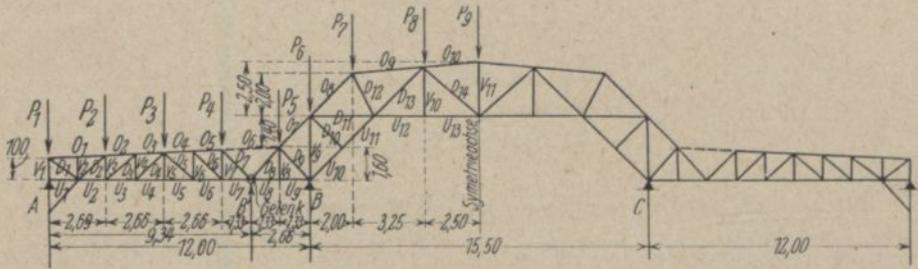
q nach S. 234	= 140 kg/qm.
Eigengewicht des Binders	= 25 „
Zus. =	<u>165 kg/qm.</u>

Leerbelastung für 1 qm Grundfläche.

q nach S. 234 (Dachdeckung)	= 45 kg/qm.
Eigengewicht des Binders	= 25 „
Zus. =	<u>70 kg/qm.</u>

Das Bindersystem mit Belastungsschema ist in Abb. 349 dargestellt.

Bindernetz.



Äußerer Binderträger unbelastet, mittlerer Teil belastet. (Stäbe zwischen linker Gelenk- und Symmetrieachse.)

1 cm = 3,5 t.

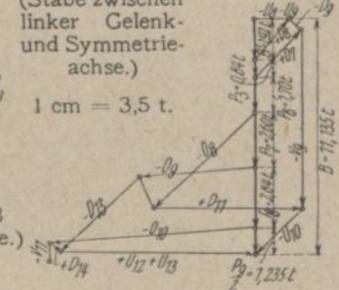


Abb. 349. Zeichnerische Untersuchung des Binders.

a) Seitlicher Binderträger.

α) Knotenlasten bei Vollast.

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \left(110 + \frac{2,69}{2}\right) \cdot 6,00 \cdot 165 = 2430 \text{ kg.} \\
 P_2 = P_3 = P_4 &= 2,66 \cdot 6,00 \cdot 165 = 2640 \text{ ,,} \\
 P_5 &= \frac{1}{2} (2,66 + 1,33) \cdot 6,00 \cdot 165 = 1980 \text{ ,,} \\
 A &= \frac{3}{9,34} \cdot 2640 \cdot 399 = 3420 \text{ ,,} \\
 B' &= 3 \cdot 2640 - 3420 = 4510 \text{ ,,} \\
 B &= 4510 + 1890 = 6490 \text{ ,,}
 \end{aligned}$$

β) Knotenlasten bei Leerlast.

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \left(1,10 + \frac{2,69}{2}\right) \cdot 6,00 \cdot 70 = 1030 \text{ kg.} \\
 P_2 = P_3 = P_4 &= 2,66 \cdot 6,00 \cdot 70 = 1120 \text{ ,,} \\
 P_5 &= \frac{1}{2} (2,66 + 1,33) \cdot 6,00 \cdot 70 = 840 \text{ ,,} \\
 A &= \frac{3}{9,34} \cdot 1120 \cdot 399 = 1440 \text{ ,,} \\
 B' &= 3 \cdot 1120 - 1440 = 1920 \text{ ,,} \\
 B &= 1920 + 840 = 2760 \text{ ,,}
 \end{aligned}$$

b) Mittlerer Binderträger.

α) Knotenlasten bei Vollast.

$$P_6 = P_{12} = \frac{1}{2} (1,33 + 2,00) \cdot 6,00 \cdot 165 = 1700 \text{ kg,}$$

$$P_7 = P_{11} = \frac{1}{2} (2,00 + 3,25) \cdot 6,00 \cdot 165 = 2600 \text{ ,,}$$

$$P_8 = P_{10} = \frac{1}{2} (3,25 + 2,50) \cdot 6,00 \cdot 165 = 2840 \text{ ,,}$$

$$P_9 = 2,50 \cdot 6,00 \cdot 165 = 2470 \text{ ,,}$$

$$B = C = 8375 \text{ kg.}$$

β) Knotenlasten bei Leerlast.

$$P_6 = P_{12} = \frac{1}{2} (1,33 + 2,00) \cdot 600 \cdot 70 = 700 \text{ kg,}$$

$$P_7 = P_{11} = \frac{1}{2} (2,00 + 3,25) \cdot 6,00 \cdot 70 = 1100 \text{ ,,}$$

$$P_8 = P_{10} = \frac{1}{2} (3,25 + 2,50) \cdot 6,00 \cdot 70 = 1210 \text{ ,,}$$

$$P_9 = 2,50 \cdot 600 \cdot 70 = 1050 \text{ ,,}$$

$$B = C = 3535 \text{ kg.}$$

γ) Auflagerbelastung durch eine horizontale Windkraft $\frac{W}{2}$.

$$\Sigma W = 16,00 \cdot 6,00 \cdot 100 = 9600 \text{ kg,}$$

$\frac{1}{2}$ davon ab durch unmittelbare Übertragung auf die Fundamente

$$\frac{1}{2} \cdot 10,00 \cdot 6,00 \cdot 100 = 3000 \text{ ,,}$$

$$\frac{W}{2} = \frac{1}{2} \cdot 6600 = 3300 \text{ kg.} \quad \text{verbl. 6600 kg.}$$

Die drei Binderuntersuchungen sind in Abb. 349 zeichnerisch durchgeführt und die jeweiligen Stabkräfte sowie die Größtstabkräfte in nachstehender Zahlentafel zusammengestellt.

Tabelle der Spannkkräfte.

Bezeichnung	Stab	Länge in m	A	B	C	Größtspannkraft	
			t	t	t	t	
Obergurt	O_1	2,70	— 4,30	—	—	— 4,30	
	O_2	1,35	— 7,90	—	—	— 7,90	
	O_3	1,35	— 8,30	—	—	— 8,30	
	O_4	1,35	— 6,20	—	—	— 6,20	
	O_5	1,35	— 4,00	—	—	— 4,00	
	O_6	2,66	—	—	—	—	
	O_7	2,00	+ 7,20	+ 3,00	—	+ 7,20	bzw. t
	O_8	2,80	+ 3,30	— 6,50	+ 4,70	— 6,50	+ 8,00
	O_9	3,30	+ 3,80	— 5,30	+ 4,70	— 5,30	+ 8,50
	O_{10}	2,54	+ 1,15	— 9,50	+ 3,80	— 9,50	

Bezeichnung	Stab	Länge in m	A t	B t	C t	Größtspannkraft t
Diagonalen	D_1	1,70	+ 5,40	—	—	+ 5,40
	D_2	1,70	— 4,70	—	—	— 4,70
	D_3	1,75	— 0,60	—	—	— 0,60
	D_4	1,80	— 0,50	—	—	— 0,50
	D_5	1,85	— 3,30	—	—	— 3,30
	D_6	1,90	— 3,00	—	—	— 3,00
	D_7	1,95	— 6,10	—	—	— 6,10
	D_8	2,00	+ 5,90	+ 2,50	—	+ 5,90
	D_9	2,00	— 1,90	— 0,80	—	— 1,90
	D_{10}	2,10	—	—	—	—
	D_{11}	2,90	+ 2,80	+ 6,80	— 3,30	+ 6,80
	D_{12}	2,30	— 3,40	+ 1,70	— 3,25	— 6,65
	D_{13}	3,20	— 2,80	— 5,15	— 0,55	— 5,70
	D_{14}	3,35	+ 0,90	+ 0,70	+ 0,57	+ 1,47
Vertikalen	V_1	1,00	— 5,85	—	—	— 5,85
	V_2	1,10	—	—	—	—
	V_3	1,16	+ 0,35	—	—	+ 0,35
	V_4	1,23	+ 0,30	—	—	+ 0,30
	V_5	1,28	—	—	—	—
	V_6	1,34	+ 2,30	—	—	+ 2,30
	V_7	1,40	+ 2,20	—	—	+ 2,20
	V_8	1,50	—	—	—	—
	V_9	3,00	— 3,50	— 8,40	+ 3,30	— 8,40
	V_{10}	2,30	—	—	—	—
	V_{11}	2,50	— 1,30	— 0,90	— 0,60	— 1,90
Untergurt	U_1	1,35	—	—	—	—
	U_2	1,34	+ 7,80	—	—	+ 7,80
	U_3	1,33	+ 8,30	—	—	+ 8,30
	U_4	1,33	+ 8,60	—	—	+ 8,60
	U_5	1,33	+ 8,60	—	—	+ 8,60
	U_6	1,33	+ 6,20	—	—	+ 6,20
	U_7	1,33	+ 4,00	—	—	+ 4,00
	U_8	1,33	— 3,80	— 1,65	—	— 3,80
	U_9	1,33	— 3,80	— 1,65	—	— 3,80
	U_{10}	2,10	— 7,20	— 3,00	— 4,70	— 11,90
	U_{11}	2,10	— 7,20	— 3,00	— 4,70	— 11,90
	U_{12}	2,30	— 1,85	+ 8,95	— 7,50	— 9,35
	U_{13}	2,50	— 1,85	+ 8,95	— 7,50	— 9,35

2. Querschnittbemessung.

a) Seitlicher Binderträger.

 α) Obergurt $O_1 - O_6$.Größtkraft im Stab O_3 ,

$$P = -8,30 \text{ t}; \quad l = 1,35 \text{ m},$$

$$J = 75 \cdot 8,3 \cdot 1,35^2 = 1135 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 7/14 \text{ cm}$ □ mit $J = 2 \times 1600 = 3200 \text{ cm}^4$ (Abb. 350),

$$\sigma_d = \frac{8300}{196} = 42,5 \text{ kg/qcm},$$

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot 14 (26^3 - 12^3) = 18\,500 \text{ cm}^4.$$

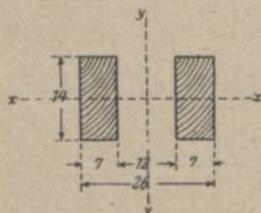


Abb. 350.

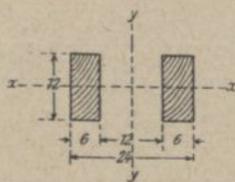


Abb. 351.

 β) Untergurt U_1 bis U_9 .Größtkraft in U_{4-5}

$$P = +8,6 \text{ t}.$$

Gewählt $2 \times 6/12 \text{ cm}$ mit $F = 12 (12 - 4) = 96 \text{ qcm}$ (Abb. 351),

$$\sigma_z = \frac{8600}{96} = \sim 90 \text{ kg/qcm}$$

bzw. $P = -3,80 \text{ t}$, $l = 1,33 (2,66 \text{ m})$,

$$J_x = 75 \cdot 3,80 \cdot 1,33^2 = 505 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 75 \cdot 3,80 \cdot 2,66^2 = 2020 \text{ cm}^4.$$

Gewählt wie vor $2 \times 6/12 \text{ cm}$ mit $J_x = 1728 \text{ cm}^4$ und $J_y = \frac{1}{12} \cdot 12 (24^3 - 12^3) = 12\,070 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{3800}{2 \cdot 6 \cdot 12} = 26,4 \text{ kg/qcm}.$$

 γ) Schrägen.Stab D_1

$$P = +5,4 \text{ t}.$$

Gewählt $12/12 \text{ cm}$ □ mit $F = 12 (12 - 4) = 96 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{5400}{96} = 56,5 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_2

$$P = -4,7 \text{ t}; \quad l = 1,70 \text{ m},$$

$$J = 75 \cdot 4,7 \cdot 1,7^2 = 1020 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $12/12 \text{ cm}$ □ mit $J_{\min} = 1728 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{4700}{144} = 32,6 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_{3-6} Größtkraft in D_5

$$P = -3,3 \text{ t}; \quad l = 1,85 \text{ m},$$

$$J = 75 \cdot 3,30 \cdot 1,85^2 = 850 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 10/12 cm \square mit $J_y = 1000 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{3300}{10 \cdot 12} = 27,5 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_7

$$P = -6,1 \text{ t}; \quad l = 1,95 \text{ m},$$

$$J = 75 \cdot 6,1 \cdot 1,95^2 = 1740 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 12/14 cm \square mit $J_{\min} = 2016 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{6100}{168} = 36,3 \text{ kg/qcm}.$$

δ) Pfosten V_1 bis V_8 .Stab V_1

$$l = 1,00 \text{ m},$$

$$P = 5,85 \text{ t},$$

$$J = 75 \cdot 5,85 \cdot 1,00^2 = 4,38 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 12/12 cm \square mit $J = 1728 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{5850}{12 \cdot 12} = 40,6 \text{ kg/qcm}.$$

Stab V_2 bis V_8

$$l = 1,60 \text{ m},$$

Größtkraft in V_6 ; $P = +2,3 \text{ t}$.Gewählt 10/12 cm \square mit $F = 12 (10 - 4) = 72 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{2300}{72} = 32 \text{ kg/qcm}.$$

Die Vertikalstäbe unter den Pfetten werden 12/12 cm gewählt.

b) Mittlerer Binderträger.

α) Obergurt.

Stab O_7

$$P = +7,2 \text{ t}.$$

Gewählt $2 \times 8/16 \text{ cm } \square$ mit $F_n = 2 \times 8 (16 - 4) = 192 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{7200}{192} = 37,5 \text{ kg/qcm}.$$

Stab O_8

$$P = -6,5 \text{ t}; \quad l = 2,8 \text{ m},$$

$$J = 75 \cdot 6,5 \cdot 2,8^2 = 3820 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 8/16 \text{ cm } \square$ mit $J_{\min} = 5461 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{6500}{256} = 25,4 \text{ kg/qcm}$$

bzw. $P = +8,00 \text{ t}$; $F = 2 \times 8 (16 - 6) = 160 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{8000}{160} = 50 \text{ kg/qcm}.$$

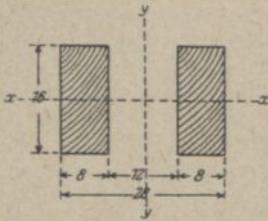


Abb. 352.

Stab O_9 $P = -5,3 \text{ t}$; $l = 3,30 \text{ m}$,

$$J = 75 \cdot 5,3 \cdot 3,3^2 = 4330 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 8/16 \text{ cm}$ □ mit $J_{\min} = 5461 \text{ cm}^4$, (Abb. 352),

$$\sigma_d = \frac{5300}{256} = 20,7 \text{ kg/qcm}$$

bzw. $P = +8,5 \text{ t}$; $F = 160 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{8500}{160} = 53 \text{ kg/qcm}.$$

Stab O_{10}

$P = -9,5 \text{ t}$; $l = 2,54 \text{ m}$,

$$J = 75 \cdot 9,5 \cdot 2,54^2 = 4600 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 8/16 \text{ cm}$ □ mit $J_{\min} = 546 \text{ cm}^4$,

$$\sigma_d = \frac{9500}{256} = 37,2 \text{ kg/qcm}.$$

β) Untergurt.

Stab U_{10}

$P = -11,90 \text{ t}$; $l = 2,10 \text{ m}$,

$$J = 75 \cdot 11,90 \cdot 2,1^2 = 3950 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 8/16 \text{ cm}$ □ mit $J_{\min} = 5461 \text{ cm}^4$.

Stab U_{10-11}

$P = -11,90 \text{ t}$; $l = 4,20 \text{ m}$,

$$J_{\text{erf}} = 75 \cdot 11,9 \cdot 4,2^2 = 15\,800 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot 16 (28^3 - 12^3) = 27\,050 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_d = \frac{11\,900}{256} = 46,5 \text{ kg/qcm}.$$

Stab U_{12-13}

$P = -9,35 \text{ t}$ bzw. $P = +8,95 \cdot U_{13}$; $l = 2,50 \text{ m}$

($L = 4,80$),

$$J_{\text{erf}} = 75 \cdot 9,35 \cdot 2,5^2 = 4380 \text{ cm}^4.$$

Gewicht $2 \times 8/16 \text{ cm}$ □ wie vor mit $J_{\min} = 5461 \text{ cm}^4$.

Für die ganze Länge $l = 4,80 \text{ m}$,

$$J_{\text{erf}} = 75 \cdot 9,35 \cdot 4,8 = 16\,400 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 27\,050 \text{ cm}^4 \text{ wie Stab } U_{10},$$

$$\sigma_d = \frac{9350}{256} = 36,5 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_z = \frac{8950}{160} = 56 \text{ kg/qcm}.$$

γ) Schrägen.

Stab D_8

$P = +5,9 \text{ t}$.

Gewählt $12 \times 12 \text{ cm}$ □ mit $F = 12 (12 - 4) = 96 \text{ qcm}$,

$$\sigma_z = \frac{5900}{96} = 61,5 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_9 $P = -1,9 \text{ t}; l = 2,00 \text{ m},$
 $J = 75 \cdot 1,9 \cdot 2,0^2 = 570 \text{ cm}^4.$

Gewählt 10/12 cm □ mit $J_{\min} = 1000 \text{ cm}^4,$

$$\sigma_d \cdot \frac{1900}{120} = 15,8 \text{ kg/qcm.}$$

Stab D_{10} (spannungslos).

Gewählt 10/12 cm □.

Stab D_{11} $P = +6,8 \text{ t.}$

Gewählt wie Stab $U_{12-13} = 2 \times 8/16 \text{ cm □}$ mit $F = 160 \text{ qcm},$

$$\sigma_z = \frac{6800}{160} = 42,5 \text{ kg/qcm.}$$

Stab D_{12} $P = -6,65 \text{ t}; l = 2,30 \text{ m},$
 $J = 75 \cdot 6,65 \cdot 2,3^2 = 2640 \text{ cm}^4.$

Gewählt 14/14 cm □ mit $J_{\min} = 3201 \text{ cm}^4,$

$$\sigma_z = \frac{6650}{196} = 34 \text{ kg/qcm.}$$

Stab D_{13} $P = -5,7 \text{ t}; l = 2,30 \text{ m},$
 $J = 75 \cdot 5,7 \cdot 3,2^2 = 4380 \text{ cm}^4.$

Gewählt 16/16 cm □ mit $J = 5461 \text{ cm}^4,$

$$\sigma_d = \frac{5700}{256} = 22,3 \text{ kg/qcm.}$$

Stab D_{14} $P = +1,47 \text{ t.}$

Gewählt 10/12 cm □ mit $F = 12 (10 - 4) = 72 \text{ qcm},$

$$\sigma_z = \frac{1470}{72} = 20,4 \text{ kg/qcm.}$$

δ) Pfosten.

Stab V_9 $P = -8,4 \text{ t}; l = 3,00 \text{ m},$
 $J = 75 \cdot 8,4 \cdot 3,0^2 = 5675 \text{ cm}^4.$

Gewählt 16/18 cm □ mit $J_y = 6144 \text{ cm}^4,$

$$\sigma_d = \frac{8400}{16 \cdot 18} = 29,2 \text{ kg/qcm.}$$

Stab V_{10} (spannungslos).

Gewählt 12/12 cm □.

Stab V_{11} $P = -1,9 \text{ t}; l = 2,50 \text{ m},$
 $J = 75 \cdot 1,9 \cdot 2,5^2 = 890 \text{ cm}^4.$

Gewählt 12/12 cm □ mit $J_{\min} = 1728 \text{ cm}^4,$

$$\sigma_d = \frac{1300}{144} = 9,0 \text{ kg/qcm.}$$

ε) Unterlagsplatten an den Auflagern *B* und *C*.

$$B_{\max} = C_{\max} = \sim 10\,300 \text{ kg.}$$

Gewählt $35 \times 35 \times 2$ cm in Schmiedeeisen.

$$\sigma_d = \frac{10\,300}{35 \cdot 35} = 8,4 \text{ kg/qcm}$$

verlegt auf Beton 1 : 4.

Die Binderauflager *B* und *C* werden mit den Eisenbetonsäulen verankert.

IV. Krangleisträger an den Außenwänden (Abb. 353).

Stützweite $l = 6,00$ m.

Die Tragfähigkeit des Kranes beträgt 10 000 kg.

Der Raddruck beträgt

$$\frac{1}{2} \cdot 10\,000 \dots \dots \dots = 5000 \text{ kg,}$$

$$\text{Kran eigenlast} = \frac{1}{4} \cdot 5000 \dots \dots = 1250 \text{ ,,}$$

$$\text{Gewicht der Katze} = \frac{1}{2} \cdot 1500 = 750 \text{ ,,}$$

$$\text{zus.} = 7000 \text{ kg.}$$

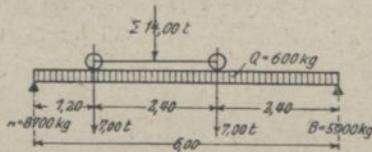


Abb. 353.

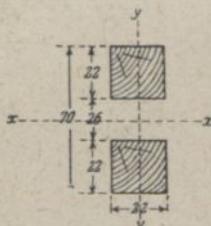


Abb. 354.

$$A = \frac{1}{600} (700 \cdot 480 + 7000 \cdot 240 + 600 \cdot 300) = 8700 \text{ kg,}$$

$$B = (14\,000 + 600) - 8700 = 5900 \text{ kg,}$$

$$M_{\max} = 5900 \cdot 240 - 240 \cdot 120 = 1\,400\,000 \text{ cmkg,}$$

$$J_x = \frac{1}{12} \cdot 22 (70^3 - 26^3) = 597\,000 \text{ cm}^4,$$

$$W_x = \frac{2}{70} \cdot 597\,000 = 17\,050 \text{ cm}^3.$$

Gewählt Querschnitt Abb. 354,

$$\sigma = \frac{1\,400\,000}{17\,050} = 82,2 \text{ kg/qcm.}$$

Die Verbindung der beiden Profile erfolgt durch eingelegte Zwischenstücke. Der Abstand der Zwischenstücke von Mitte zu Mitte ergibt sich wie folgt.

$$W = \frac{22^3}{6} = 1775 \text{ cm}^3,$$

$$l = \frac{1775}{7000 \cdot 0,25} = \sim 1,00 \text{ m.}$$

V. Binderstützen an den Außenwänden.

$$\begin{aligned} & l = 10,00 \text{ m,} \\ \text{s. Seite 237 } \left\{ \begin{aligned} & P = A = 3420 \text{ kg,} \\ & P_1 = 2430 \text{ ,,} \\ & \quad = 350 \text{ ,, Eigenlast,} \\ & \text{zus.} = 6200 \text{ kg.} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$J_{\text{ert}} = 75 \cdot 6,2 \cdot 10,0^2 = 46\,500 \text{ cm}^4.$$

Gewählt Querschnitt (Abb. 355) mit

$$J_y = J_x = \frac{1}{12} (36^4 - 12 \cdot 36^3 - 2 \cdot 12^4) = \sim 90\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_d = \frac{6200}{4 \cdot 144} = \sim 11,0 \text{ kg/qcm.}$$

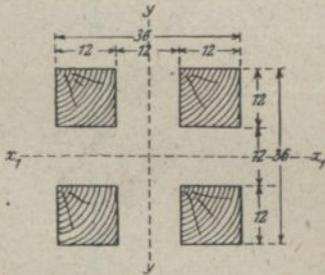


Abb. 355.

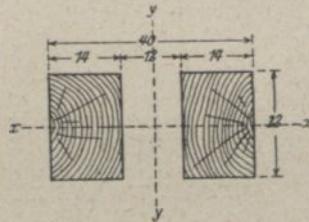


Abb. 356.

VI. Stützen der Krangleisträger.

1. Lotrechte Belastung.

$$A = 7000 + 600 + \frac{1}{600} \cdot 7000 \cdot 360 = 11\,800 \text{ kg,}$$

$$+ \text{ Eigengewicht} = 200 \text{ ,,}$$

$$= 12\,000 \text{ kg.}$$

$$P = -12,0 \text{ t; } L = 8,00 \text{ m,}$$

$$J_{\text{ert}} = 75 \cdot 12,0 \cdot 8^2 = 57\,500 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 14/22 \text{ cm}$ (Abb. 356) mit $J_x = 2 \times 12\,423 \text{ cm}^4,$

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot 22 (40^3 - 12^3) = 114\,100 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_d = \frac{12\,000}{2 \cdot 308} = 19,5 \text{ kg/qcm.}$$

2. Winddruck von außen.

$$W = 10 \cdot 6 \cdot 125 = 7500 \text{ kg,}$$

$$M_{\max} = 0,125 \cdot 7500 \cdot 1000 = 938\,000 \text{ cmkg.}$$

Gewählt Querschnitt Abb. 357.

Berechnung der Lage der Schwerachse.

$$R = 616 + 288 + 288 = 1192 \text{ kg,}$$

$$e = \frac{1}{1192} \cdot 288 (64 + 40) + 11 \cdot 616 = 33,5 \text{ cm.}$$

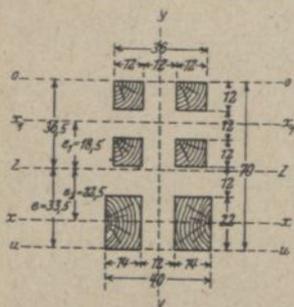


Abb. 357.

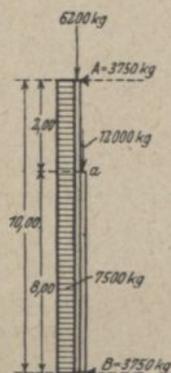


Abb. 358.

Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts:

$$J_z = J_x + J_x + F \cdot e_1^2 + F_1 \cdot e_2^2,$$

$$J_z = 24\,846 + 90\,000 + 576 \cdot 18,5^2 + 616 \cdot 22,5^2 = 623\,846 \text{ cm}^4$$

= vorh. Trägheitsmoment in der Mitte der Stütze

$$W_o = \frac{623\,846}{36,5} = 17\,100 \text{ cm}^3,$$

$$W_u = \frac{623\,846}{33,5} = 18\,626 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_d = -\frac{938\,000}{17\,100} - \frac{6200}{576} = -65,75 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_z \max = \frac{938\,000}{18\,626} = +50,5 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_z \min = +505 - \frac{12\,000}{616} = 310 \text{ kg/qcm.}$$

Beanspruchung des oberen Teiles der Stütze auf Winddruck.

$$M_a = 3750 \cdot 800 - \frac{7500}{10} \cdot 8 \cdot 400 = 600\,000 \text{ cmkg (Abb. 358).}$$

Zur Aufnahme des Winddruckes muß die Stütze, von O. K. Kran-
gleisträger an, den Querschnitt Abb. 359 erhalten.

$$J_x = \frac{1}{12} \cdot 36 (36^3 - 12^3) = 134\,500 \text{ cm}^4,$$

$$W = \frac{1}{18} \cdot 134\,500 = 7470 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_d = -\frac{6500}{6 \cdot 144} - \frac{600\,000}{7470} = -7,5 - 80,2 = 87,7 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_z = -7,5 + 80,2 = +72,7 \text{ kg/qcm}.$$

3. Winddruck von innen.

(75 kg/qm)

$$P = 6,0 \cdot 10,00 \cdot 75 = 4500 \text{ kg},$$

$$M_{\max} = 0,125 \cdot 4500 \cdot 1000 = 563\,000 \text{ cmkg},$$

$$J_z = 623\,846 \text{ cm}^4,$$

$$W_o = 17\,100 \text{ cm}^3,$$

$$W_u = 18\,626 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_d = -\frac{563\,000}{18\,626} - \frac{12\,000}{616} = -49,70 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_z = +\frac{563\,000}{17\,100} = +33,0 \text{ kg/qcm}.$$

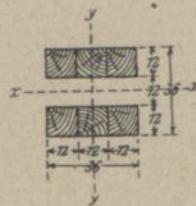


Abb. 359.

Fußplatten für die Außenstützen.

$$P = 6\,200 \text{ kg s. unter } V_r,$$

$$+ 12\,000 \text{ „ s. unter VI},$$

$$500 \text{ „ Eigengewicht der Fußplatte},$$

$$\text{zus. } 18\,700 \text{ kg}.$$

Fußplatte gewählt $500 \times 800 \times 50 \text{ mm}$ in Gußeisen.

$$\sigma_d = \frac{18\,700}{50 \cdot 80} = 4,7 \text{ kg/qcm},$$

verlegt auf Beton 1 : 8 oder Bruchsteinmauerwerk.

Fundamente (Abb. 360).

$$P \text{ wie vor} = 18\,700 \text{ kg},$$

$$\text{Fundamenteigenl.} = 3\,500 \text{ „ } ^1)$$

$$\text{zus. } 22\,200 \text{ kg}.$$

Gewählt $100 \times 150 \text{ cm}$.

Die Beanspruchung des Baugrundes beträgt:

$$\sigma_d = \frac{22\,200}{100 \cdot 150} = 1,48 \text{ kg/qcm}.$$

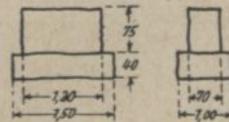


Abb. 360.

¹⁾ $(1,50 \cdot 100 \cdot 0,40 + 1,20 \cdot 0,70 \cdot 0,75) \cdot 2400 = \approx 3500 \text{ kg}.$

6. „Verkehrshalle“ für die Mitteldeutsche Ausstellung (Miama) in Magdeburg 1922, ausgeführt von der Firma Adolf Sommerfeld, Berlin¹⁾ (Abb. 361 u. 362).

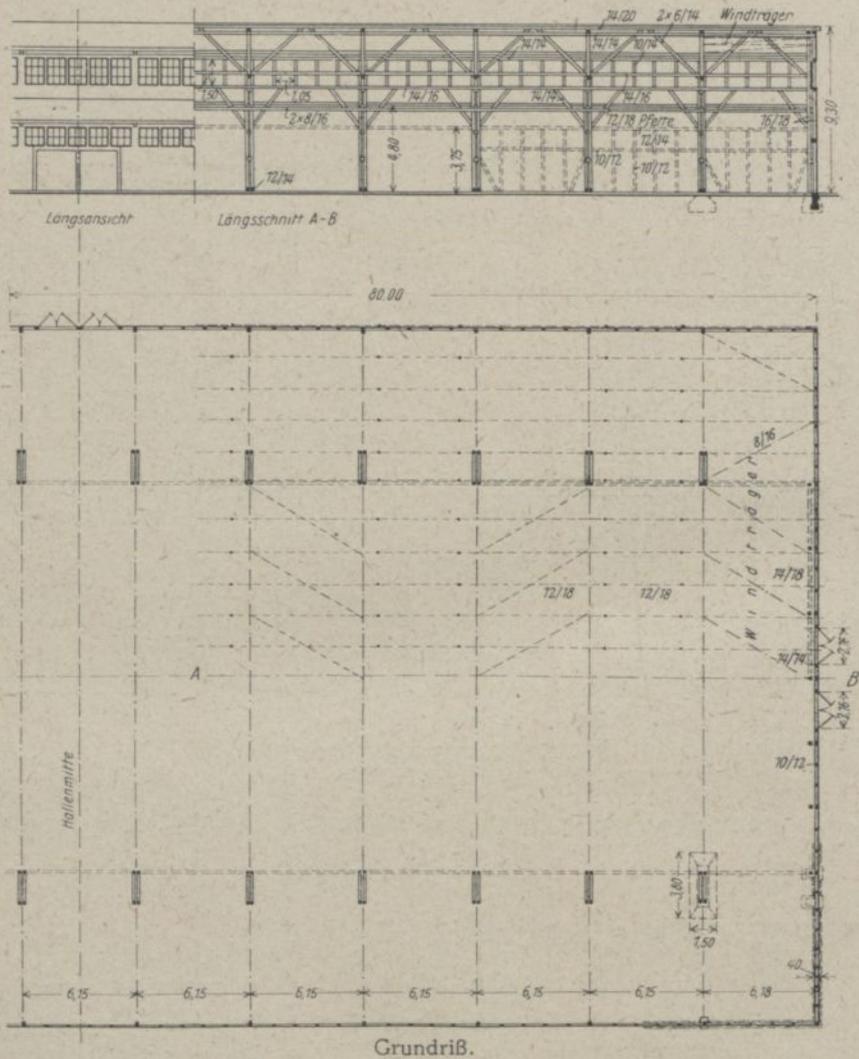


Abb. 361. Verkehrshalle für die Miama in Magdeburg.
Längsschnitt und Grundriß.

Die Halle ist 40 m breit, 80 m lang. Sie ist dreischiffig; das Mittelschiff besitzt eine Lichtweite von 22,0 m, die beiden Seitenschiffe eine Weite von je 7,0 m. Zwischen Mittel- und Seitenschiffen sind 2,0 m breite

¹⁾ Die statische Berechnung wurde vom Verfasser angefertigt, der auch bei der Entwurfsbearbeitung mitgewirkt hat.

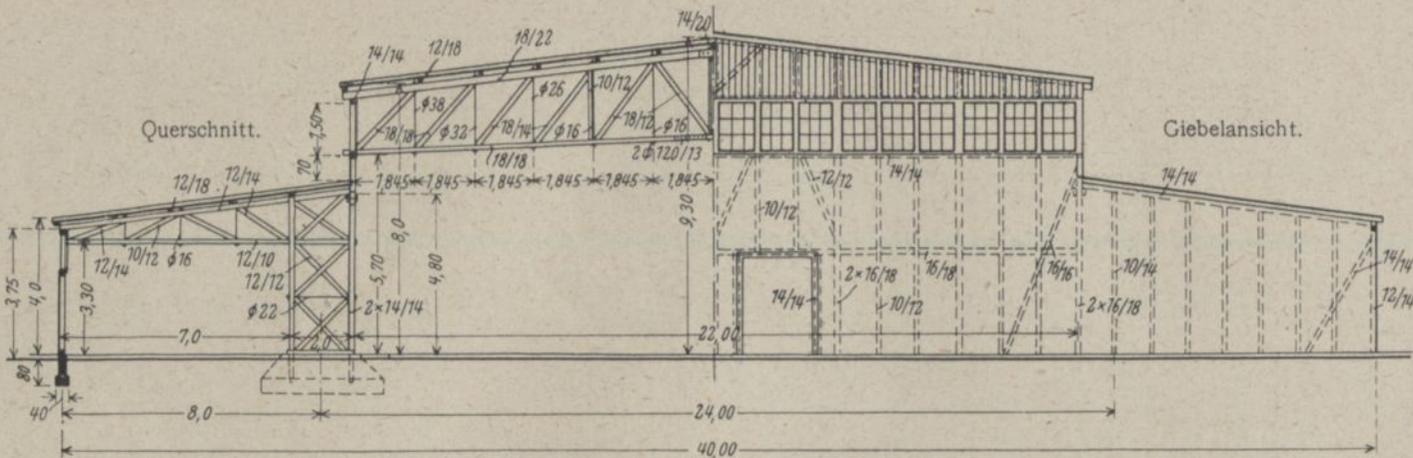


Abb. 362. Verkehrshalle für die Miama. Querschnitt und Giebelansicht.

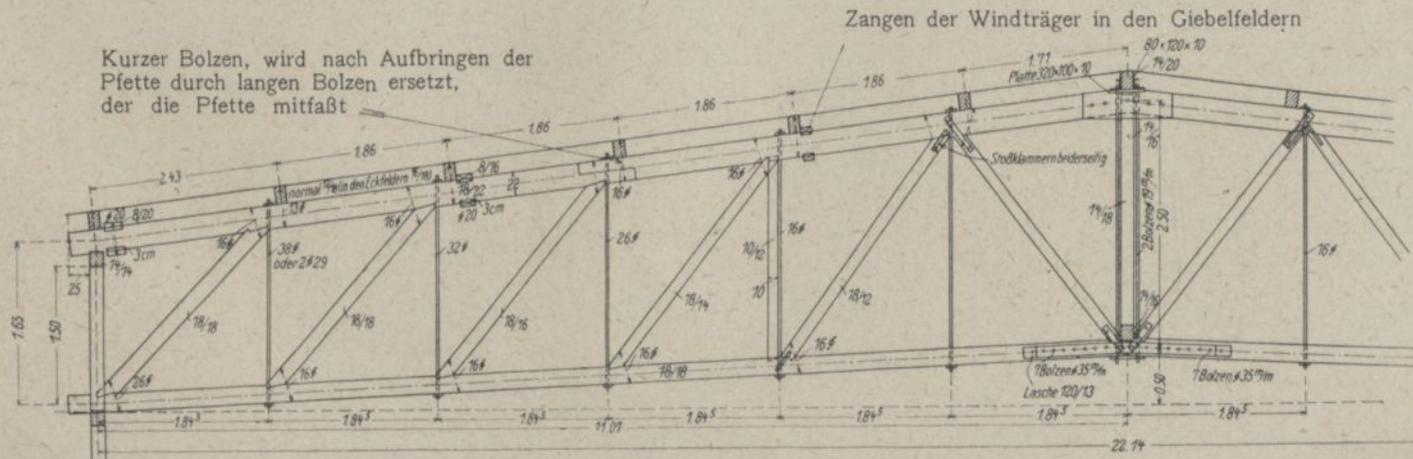


Abb. 363. Verkehrshalle. Dachkonstruktion des Mittelschiffs.

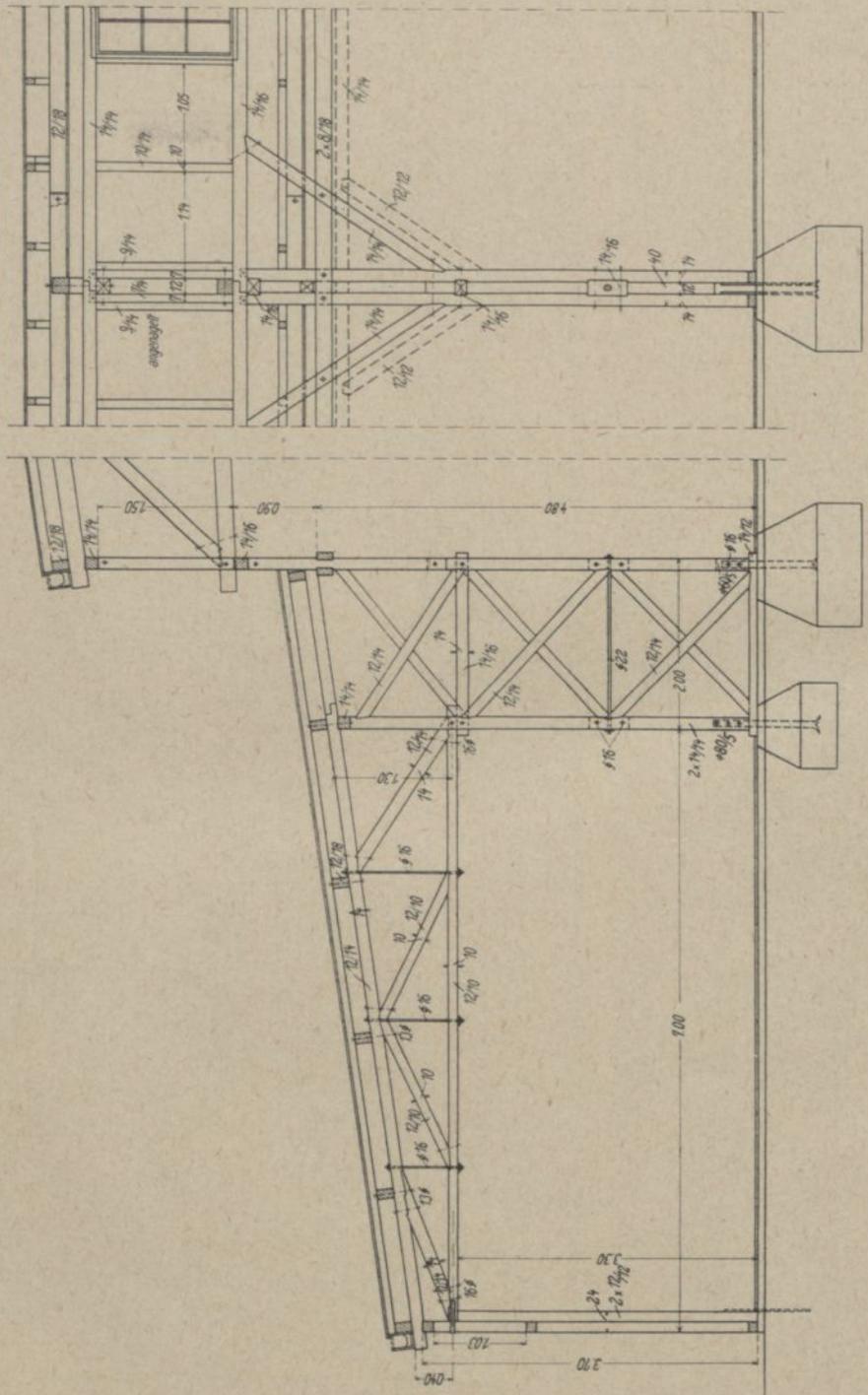


Abb. 364. Verkehrshalle, Dachkonstruktion der Seitenschiffe.

Stützen angeordnet, die die Windkräfte auf die Betonfundamente zu übertragen haben. Der Abstand der in der Mitte 0,50 m gesprengten Binder beträgt 6,15 m; sie sind als Fachwerkträger mit gedrückten Schrägen und gezogenen Pfosten aus Rundeisen mit beiderseitigen Gewinden und Muttern hergestellt. Die 1,85 m entfernten Pfetten sind als Gerberpfetten ausgebildet und tragen die Sparren. Die Dacheindeckung besteht aus doppellagiger Pappe. Der Winddruck auf die Seitenwände wird, wie bereits erwähnt, durch die beiden Gitterstützen auf die Fundamente übertragen. Der Winddruck auf die Giebelwände des Mittelschiffs wird durch rd. 3,7 m entfernte Stützen auf einen unter den Pfetten liegenden Windverband abgeleitet, der seine Auflagerkräfte auf die beiden mittleren Stützenreihen abgibt.

Die weiteren Einzelheiten gehen aus den Abb. 363 u. 364 und der nachstehend wiedergegebenen statischen Berechnung hervor.

I. Pfetten.

Stützweite der Mittelpfetten $l = 6,15$ m,

Stützweite der Endpfetten $l = 5,85$ m,

Abstand $a = 1,845$ m.

Die Pfetten sind als Gerberpfetten ausgebildet. Der Abstand des Gelenkpunktes vom Binderstützpunkt mißt bei den Mittelfeldern 0,90 m, beim Kragarm neben dem Endfeld 1,20 m.

Die Belastung der Pfetten beträgt:

Dacheindeckung einschl. Schalung und Pfetten 55 kg/qm,

Schnee 75 „

Gesamtlast 130 kg/qm Grundfl.

$$q = 0,13 \cdot 1,845 = 0,24 \text{ t/m.}$$

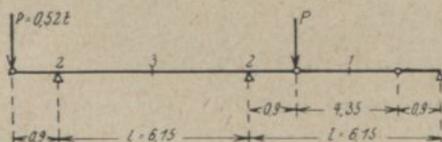


Abb. 365.

1. Mittelpfetten (Abb. 365).

$$M_1 = \frac{0,24 \cdot 4,35^2}{8} = 0,567 \text{ mt,}$$

$$P = \frac{0,24 \cdot 4,35}{2} = 0,52 \text{ t,}$$

$$M_2 = 0,52 \cdot 0,9 + \frac{0,24 \cdot 0,9^2}{2} = 0,468 + 0,097 = 0,565 \text{ mt,}$$

$$M_3 = \frac{0,24 \cdot 6,15^2}{8} - M_2 = 1,132 - 0,565 = 0,567 \text{ mt,}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{56700}{100} = 567 \text{ cm}^3.$$

Verwendet 12/18mit $W_x = 648 \text{ cm}^3$.

Die Kombination Eigengewicht und eine Einzellast von 100 kg ergibt kleinere Momente.

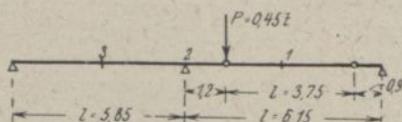


Abb. 366.

2. Endpfetten (Abb. 366).

$$l = 5,85 - 1,20 - 0,90 = 3,75 \text{ m,}$$

$$P = \frac{0,24 \cdot 3,75}{2} = 0,45 \text{ t,}$$

$$M_1 < 0,567 \text{ mt,}$$

$$M_2 = 0,45 \cdot 1,2 + \frac{0,24 \cdot 1,2^2}{2}$$

$$= 0,540 + 0,173 = 0,713 \text{ mt,}$$

$$M_3 = \frac{0,24 \cdot 5,85^2}{8} - \frac{1}{2} M_2$$

$$= 1,025 - 0,357 = 0,668 \text{ mt.}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{71 \cdot 300}{100} = 713 \text{ cm}^3.$$

Verwendet 14/18mit $W = 756 \text{ cm}^3$.

II. Binder des Mittelschiffs.

$$\text{Stützweite } l = 22,14 \text{ m,}$$

$$\text{Feldweite } e = \frac{22,14}{12} = 1,845 \text{ m,}$$

$$\text{Systemhöhe } h = 2,50 \text{ m; } h_1 = 1,65 \text{ m,}$$

$$\text{Binderabstand } a = 6,30 \text{ m.}$$

(Der Binderabstand ist nachträglich von 6,30 auf 6,15 m verkleinert worden, was bei der Berechnung der Binder nicht mehr berücksichtigt werden konnte.)

Belastung.

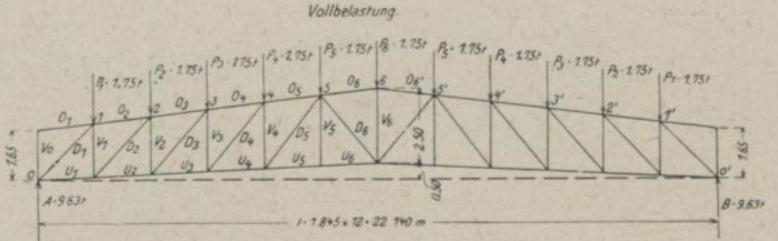
Dacheindeckung einschl. Pfetten 55 kg/qm,

Bindereigengewicht 20 ..

Schnee 75 ..

Gesamtlast 150 kg/qm Grundfl.

Die Stabkräfte sind in Abb. 367 u. 368 zeichnerisch bestimmt und nachstehend zusammengestellt, und zwar für Vollbelastung und einseitige Belastung durch Schnee. Wegen der flachen Neigung kommt Winddruck nicht in Frage.



1 cm = 2,5 t,

150 kg/qm,

Binderabstand = 6,30 m,

$P = 0,15 \cdot 1,845 \cdot 6,3 = 1,75 \text{ t}$,

$A = B = 1,75 \cdot 5^{1/2} = 9,63 \text{ t}$.

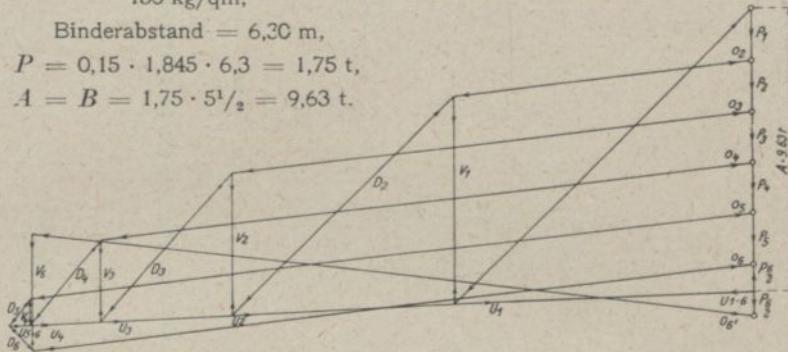


Abb. 367. Bestimmung der Stabkräfte des Hauptbinders für Vollbelastung.

Stabkräfte in t.

Stab	Vollbelastung	einseitige Belastung									
O_1	0	0	U_1	+ 9,7	+ 8,4	D_1	-14,0	-12,0	V_1	+ 7,1	+ 5,8
O_2	- 9,8	- 8,5	U_2	+16,9	+13,9	D_2	-10,4	- 8,2	V_2	+ 4,8	+ 3,7
O_3	-17,1	-14,0	U_3	+21,2	+17,1	D_3	- 6,6	- 5,0	V_3	+ 2,8	+ 2,3
O_4	-21,4	-17,2	U_4	+23,5	+18,5	D_4	- 3,7	- 2,3	V_4	+ 0,9	+ 1,3
O_5	-23,7	-18,6	U_5	+24,2	+18,4	D_5	- 1,1	+ 0,2	V_5	0	0
O_6	-23,6	-17,0	U_6	+24,2	+18,4	D_6	- 1,2	+ 0,4	V_6	+ 4,0	+0,30

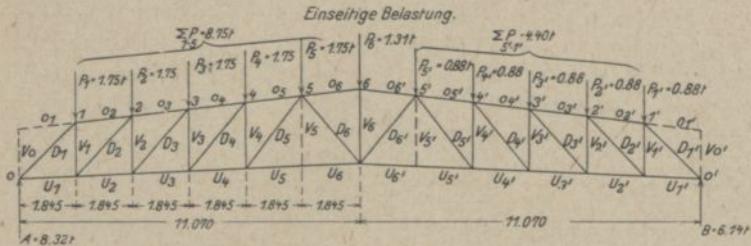
Querschnittbestimmung.

1. Obergurt.

$O_{\max} = O_5 = - 23,7 \text{ t (Druck)}$,

$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 23,7 \cdot 1,85^2 = 6880 \text{ cm}^4$,

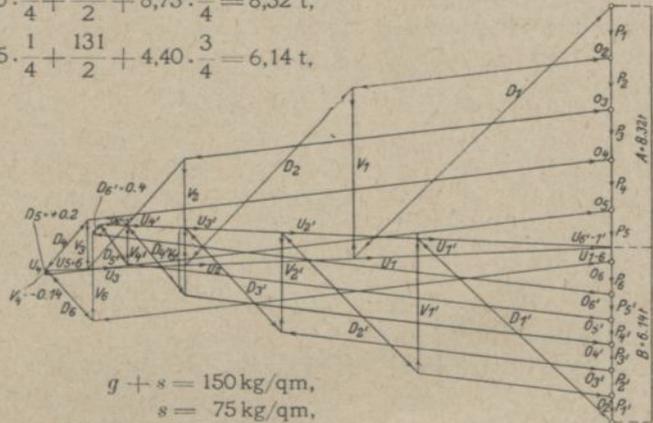
$F_{\text{erf}} = \frac{23700}{60} = 396 \text{ qcm}$.



1 cm = 2,5 t,

$$A = 4,40 \cdot \frac{1}{4} + \frac{131}{2} + 8,75 \cdot \frac{3}{4} = 8,32 \text{ t,}$$

$$B = 8,75 \cdot \frac{1}{4} + \frac{131}{2} + 4,40 \cdot \frac{3}{4} = 6,14 \text{ t,}$$



$g + s = 150 \text{ kg/qm,}$
 $s = 75 \text{ kg/qm,}$

$$P_{1-5} = \frac{1,75}{2} + \frac{0,875}{2} = 1,31 \text{ t,}$$

$$P_{7'-1'} = \frac{1,75}{2} = 0,88 \text{ t.}$$

Abb. 368. Bestimmung der Stabkräfte des Hauptbinders für einseitige Belastung.

Verwendet 18/22

mit $J_y = 10\ 692 \text{ cm}^4,$

$F = 396 \text{ qcm,}$

$$\sigma = \frac{23\ 700}{396} = 60 \text{ kg/qcm.}$$

2. Untergurt.

$$U_{\max} = U_6 = +24,2 \text{ t (Zug).}$$

Verwendet 18/18

mit $F = 324 \text{ qcm,}$

Abzug für Verschwächung durch Bolzen, Versatzeinschnitte

usw. 20 vH. 65 „

$$F_n = 259 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{24\ 200}{259} = 94 \text{ kg/qcm.}$$

Stoßverbindung.

Verwendet 2 Laschen 120 · 13

$$\text{mit } F = 2 \cdot 12,0 \cdot 1,3 = 31,2 \text{ qcm,}$$

$$\text{ab Bolzenloch } 2 \cdot 3,6 \cdot 1,3 \quad 9,4 \text{ ,,}$$

$$\text{Nutzquerschnitt } F_n = 21,8 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{24\,200}{21,8} = 1110 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Übertragung der Kraft werden Bolzen 35 mm Durchmesser mit einem Widerstandsmoment $W = 4,21 \text{ cm}^3$ verwendet. Die Tragkraft eines Bolzens ergibt sich nach Seite 27 zu

$$Q = \frac{12 k_b W}{b} \quad (\text{Abb. 369})$$

$$\text{mit } b = 18 \text{ cm und } k_b = 1400 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{ist } Q = \frac{12 \cdot 1400 \cdot 4,21}{18} = 3930 \text{ kg,}$$

somit sind auf jeder Seite der Stoßfuge

$$n = \frac{24\,200}{3930} = 7 \text{ Bolzen}$$

erforderlich.

Biegungsbeanspruchung der Bolzen

$$\sigma = \frac{Q b}{12 W} = \frac{24\,200 \cdot 18}{7 \cdot 12 \cdot 4,21} = 1233 \text{ kg/qcm,}$$

Lochwanddruck (Kantenpressung) im Holz

$$\sigma_l = \frac{2Q}{b d} = 2 \cdot \frac{24\,200}{7 \cdot 18 \cdot 3,5} = 110 \text{ kg/qcm,}$$

erforderlicher Bolzenabstand

$$e = \frac{Q}{2 \cdot k_s \cdot b} = \frac{24\,200}{7 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 18} = 9,6 \text{ cm,}$$

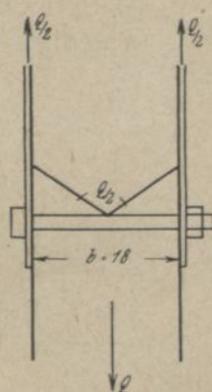
angenommen $e = 12 \text{ cm}$.

Abb. 369.

3. Schrägen.

$$D_1 = -14,0 \text{ t (Druck),}$$

$$\text{Systemlänge } l = 2,6 \text{ m,}$$

$$J_{\text{ert}} = 85 \cdot 14,0 \cdot 2,6^2 = 8040 \text{ cm}^4.$$

Verwendet □ 18/18 mit

$$J = 8748 \text{ cm}^4,$$

$$F = 324 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{14\,000}{324} = 43 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_2 = -11,4 \text{ t,}}$$

$$l = 2,8 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 10,4 \cdot 2,8^2 = 6970 \text{ cm}^4$$

Verwendet 18/18 mit

$$J = 8748 \text{ cm}^4,$$

$$F = 324 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{10400}{324} = 32 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_3 = -6,6 \text{ t,}}$$

$$l = 2,9 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 6,6 \cdot 2,9^2 = 4710 \text{ cm}^4$$

Verwendet 18/16 mit

$$J_y = 6144 \text{ cm}^4,$$

$$F = 288 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{6600}{288} = 23 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_4 = -3,7 \text{ t,}}$$

$$l = 3,0 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 3,7 \cdot 3,0^2 = 2830 \text{ cm}^4$$

Verwendet 18/14 mit

$$J_y = 4116 \text{ cm}^4,$$

$$F = 252 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{3700}{252} = 15 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_5 = -1,7 \text{ t (+0,2 t).}}$$

$$\underline{D_6 = -2,3 \text{ t (+0,4 t).}}$$

$$l = 3,1 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 2,3 \cdot 3,1^2 = 1880 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 18/12 mit

$$J_y = 2592 \text{ cm}^4,$$

$$F = 216 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2300}{216} = 11 \text{ kg/qcm.}$$

Die geringen Zugkräfte werden in geeigneter Weise aufgenommen; ein besonderer Nachweis erübrigt sich.

4. Pfosten.

$$\underline{V_1 = +7,1 \text{ t (Zug).}}$$

Verwendet 1 Bolzen von 38 mm ($1\frac{1}{2}$ ") äußerem Gewindedurchmesser mit einem Kernquerschnitt

$$F_k = 8,39 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{7100}{8,39} = 848 \text{ kg/qcm.}$$

Unterlagsplatten 140 · 140 · 14.

Pressung gegen das Langholz der Gurte

$$\sigma_1 = \frac{7100}{14,0 \cdot 14,0} = 36 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{V_2 = + 4,8 \text{ t.}}$$

Verwendet 1 Bolzen 32 mm ($1\frac{1}{4}$ ") äuß. Durchmesser mit

$$F_k = 5,77 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{4800}{5,77} = 830 \text{ kg/qcm.}$$

Unterlagsplatten 120 · 120 · 12

$$\sigma_1 = \frac{4800}{12,0 \cdot 12,0} = 33 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{V_3 = + 2,8 \text{ t.}}$$

Verwendet 1 Bolzen 26 mm (1") äuß. Durchmesser mit

$$F_k = 3,57 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2800}{3,57} = 785 \text{ kg/qcm.}$$

Unterlagsplatten 90 · 90 · 9,

$$\sigma_1 = \frac{2800}{9,0 \cdot 9,0} = 35 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{V_4 = + 1,3 \text{ t} (- 0,14).$$

Verwendet 1 Bolzen 16 mm ($5/8$ ") äuß. Durchmesser mit

$$F_k = 1,31 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{1300}{1,31} = 990 \text{ kg/qcm.}$$

Die geringe Druckkraft von 0,14 t wird durch einen hölzernen Pfosten, der neben dem Rundeisenbolzen steht, aufgenommen.

$$\underline{V_5 = 0.}$$

Verwendet 1 Bolzen 16 mm äuß. Durchmesser.

$$\underline{V_6 = + 4,0 \text{ t.}}$$

Verwendet 2 Bolzen 19 mm ($3/4$ ") äuß. Durchmesser mit

$$F_k = 2 \cdot 1,96 = 3,92 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{4000}{3,92} = 1020 \text{ kg/qcm.}$$

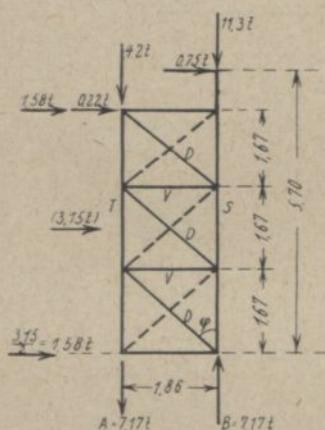
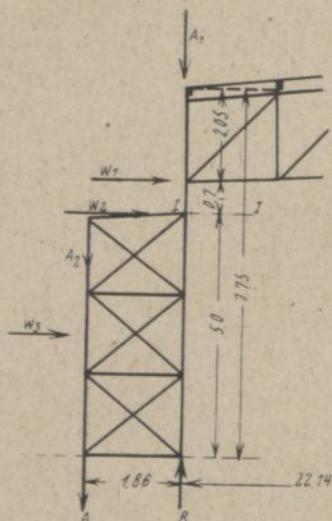


Abb. 370.

$$A = B = \frac{1}{1,86} \cdot 0,76 \cdot 5,7 + (0,22 + 1,58) \cdot 5,0$$

$$+ 11,30 = \frac{1}{1,86} (4,33 + 1,10 + 7,90) + 11,30$$

$$= 7,17 \text{ t} + 11,30 = 18,47 \text{ t.}$$

Stiel S.

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 18,47 \cdot 1,67^2 = 4390 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 2 □ 14/14 mit

$$J_y = 2 \cdot 3201 = 6402 \text{ cm}^4,$$

$$F = 2 \cdot 196 = 392 \text{ qcm},$$

$$\sigma = \frac{18470}{392} = 47 \text{ kg/qcm}$$

Stiel T ist wie Stiel S ausgebildet

III. Hauptstützen und Fundamente.
Auflagerdruck des Hauptbinders
(Abb. 370).

Eigengewicht und Schnee:

$$A_1 = 0,15 \cdot \frac{22,14 + 1,86}{2} \cdot 6,3 = 11,3 \text{ t.}$$

$$\text{Eigengewicht allein: } A_{g1} = \frac{11,3}{2} = 5,6 \text{ t.}$$

Auflagerdruck des Seitenbinders.

Eigengewicht und Schnee:

$$A_2 = 0,15 \cdot \frac{7,0 + 1,86}{2} \cdot 6,3 = 4,2 \text{ t.}$$

$$\text{Eigengewicht allein: } A_{g2} = \frac{4,2}{2} = 2,1 \text{ t.}$$

Winddruck.

$$W_1 = 0,1 \left(2,05 + \frac{0,70}{2} \right) \cdot 6,3 = 1,51 \text{ t.}$$

W_1 verteilt sich durch den Binder
auf beide Stützen; auf jede kommt also

$$\frac{W_1}{2} = \frac{1,51}{2} = 0,76 \text{ t,}$$

$$W_2 = 0,1 \cdot 0,35 \cdot 6,3 = 0,22 \text{ t,}$$

$$W_3 = 0,1 \cdot 5,0 \cdot 6,3 = 3,15 \text{ t.}$$

Moment im Querschnitt I—1:

$$M_I = \frac{W_1}{2} \cdot 0,7 = 0,76 \cdot 0,7 = 0,532 \text{ mt.}$$

Verwendet 2 □ 14/14 mit

$$W_y = 2 \cdot 457 = 914 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma = \frac{53200}{914} = 58 \text{ kg/qcm.}$$

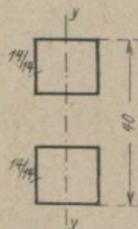


Abb. 371.

Schrägen *D*.

$$l = \sqrt{1,67^2 + 1,86^2} = 2,50 \text{ m,}$$

$$\sin \varphi = \frac{1,67}{2,50} = 0,668,$$

$$Q = 0,76 + 1,58 + 0,22 = 2,56 \text{ t,}$$

$$D = \frac{Q}{\sin \varphi} = \frac{2,56}{0,668} = 3,84 \text{ t,}$$

$$J_{\text{ert}} = 85 \cdot 3,84 \cdot 2,50^2 = 2040 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 12/14 mit $J_y = 2016 \text{ cm}^4$.

Riegel *V*.

$$V = Q = 2,56 \text{ t.}$$

Verwendet 1 Bolzen 22 mm (7/8'') äuß. Durchmesser mit einem Kernquerschnitt

$$F_k = 2,72 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{2560}{2,72} = 940 \text{ kg/qcm.}$$

Fundamente¹⁾.

Windmoment.

$$M_w = 0,76 \cdot 6,7 + (0,22 + 1,58) \cdot 6,0 + 1,58 \cdot 1,0 = 15,10 + 10,80 + 1,58 = 17,48 = \text{rd. } 17,5 \text{ mt.}$$

Fall I: Dächer mit Schneelast (Abb. 372).

Fundamentgewicht.

$$G = 3,8 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 12,5 \text{ t.}$$

Moment für die Bodenfüge II—II.

$$M_{II} = 17,48 + 11,3 \cdot 0,92 - 4,2 \cdot 0,92 = 17,5 + 10,4 - 3,9 = 24,0 \text{ mt.}$$

Normalkraft.

$$N = 12,5 + 11,3 + 4,2 = 28,0 \text{ t.}$$

Ausschlag der Mittelkraft:

$$e = \frac{24,0}{28,0} = 0,86 \text{ m,}$$

$$\xi = \frac{b}{2} - e = 1,90 - 0,86 = 1,04 \text{ m.}$$

Kantenpressung.

$$\sigma = \frac{2N}{3\xi \cdot c} = \frac{2 \cdot 28000}{3 \cdot 1,04 \cdot 150} = 1,20 \text{ kg/qcm.}$$

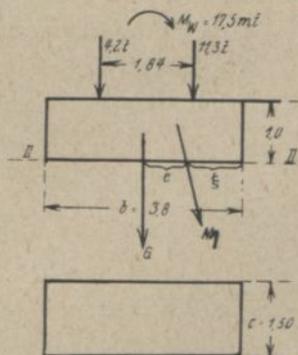


Abb. 372.

¹⁾ Vgl. Gesteschi, Die Standfestigkeit von Hallenwänden gegen Winddruck. Zentralbl. d. Bauv. 1919, S. 417.

Fall 2: Dächer ohne Schneelast (Abb. 373).

$$M_{II} = 17,5 + 5,2 - 2,0 = 20,7 \text{ mt,}$$

$$N = 12,5 + 5,6 + 2,1 = 20,2 \text{ t,}$$

$$e = \frac{20,7}{20,2} = 1,03 \text{ m,}$$

$$\xi = 1,90 - 1,03 = 0,87 \text{ m} > \frac{b}{5}.$$

Kantenpressung.

$$\sigma = \frac{2N}{3\xi \cdot c} = \frac{2 \cdot 20\,200}{3 \cdot 87 \cdot 150} = 1,04 \text{ kg/qcm.}$$

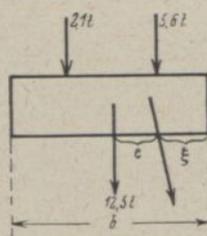


Abb. 373.

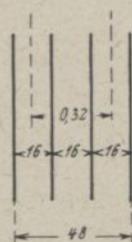


Abb. 374.

IV. Giebelwandstützen.

Die Giebelwandstützen haben den Winddruck einerseits auf ihre Fundamente, andererseits auf den Windverband zu übertragen.

Ihre größte Stützweite beträgt in Hallenmitte $l = \text{rd. } 9,20 \text{ m}$,

ihr Abstand $a = 2 \cdot 1,845 = 3,69 \text{ m}$.

Winddruck.

$$w = 0,1 \cdot 3,69 = 0,37 \text{ t/m,}$$

$$M = \frac{0,37 \cdot 9,2^2}{8} = 3,91 \text{ mt,}$$

$$S = \frac{3,91}{0,32} = 12,2 \text{ t (Abb. 374),}$$

größte Knicklänge $l = 3,0 \text{ m}$,

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 12,2 \cdot 3,0^2 = 9330 \text{ cm}^4.$$

Die Giebelwand ist außen horizontal verschalt, wodurch ein Ausknicken in der Richtung der Wandebene verhindert wird.

Verwendet $\square 16/18$

$$\text{mit } J_x = 7776 \text{ cm}^4,$$

$$F = 288 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{12\,200}{288} = 42 \text{ kg/qcm.}$$

Die Fundamente sind reichlich bemessen.

V. Windverband an der Giebelwand.

Bei einer mittleren Höhe der Giebelwandstützen von 8,5 m ergibt sich die Knotenlast infolge Wind zu (Abb. 375)

$$P_w = 0,1 \cdot 3,69 \cdot \frac{8,5}{2} = 1,57 \text{ t} = \text{rd. } 1,6 \text{ t,}$$

$$A = B = 1,6 \cdot 2,5 = 4,0 \text{ t.}$$

1. Obergurt.

$$O = \frac{M_2}{h},$$

$$M_2 = 4,0 \cdot 2 \cdot 3,69 - 1,6 \cdot 3,69$$

$$= 3,69 (8,0 - 1,6) = 23,6 \text{ mt,}$$

$$O = \frac{23,6}{5,85} = 4,0 \text{ t,}$$

$$J_{\text{ert}} = 85 \cdot 4,0 \cdot 3,69^2 = 4630 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 16/18

mit $J_x = 7776 \text{ cm}^4,$

$F = 288 \text{ qcm,}$

$W = 864 \text{ qcm}^3.$

Biegung durch die Pfette

$$P = 0,13 \cdot 1,845 \cdot \frac{5,85}{2} = 0,7 \text{ t,}$$

$$M = \frac{0,7 \cdot 3,69}{4} = 0,645 \text{ mt,}$$

$$\sigma = \frac{4000}{288} + \frac{64500}{864}$$

$$= 14 + 75 = 89 \text{ kg/qcm.}$$

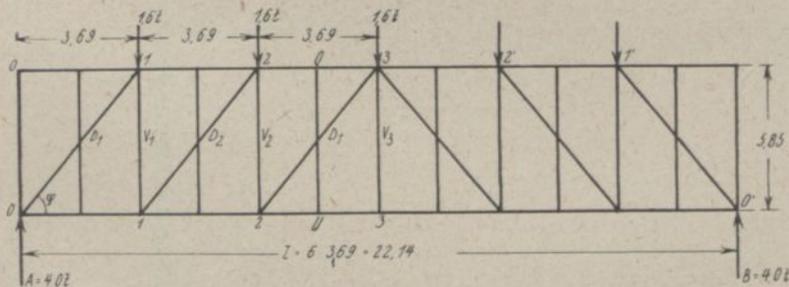


Abb. 375.

2. Untergurt.

$$M_3 = 4,0 \cdot 3 \cdot 3,69 - 1,6 \cdot 3,69 (2 + 1)$$

$$= 44,3 - 17,7 = 26,6 \text{ mt,}$$

$$U = \frac{26,6}{5,85} = 4,6 \text{ t.}$$

Den Untergurt des Windverbandes bildet der Obergurt des ersten Binders, der somit eine Zugkraft von 4,6 t erhält; da der Obergurt gedrückt ist, wird er durch die Windkraft entlastet.

3. Schrägen.

$$\text{Systemlänge } l = \sqrt{3,69^2 + 5,85^2} = 6,92 \text{ m,}$$

$$\sin \varphi = \frac{5,85}{6,92} = 0,85,$$

$$Q_1 = A = 4,0 \text{ t,}$$

$$D_1 = \frac{Q}{\sin \varphi} = \frac{4,0}{0,85} = 4,7 \text{ t.}$$

Die Schräge wird durch die Zwischenpfette, mit der sie fest verbunden ist, gegen Ausknicken gehalten, so daß nur die Knicklänge $\frac{l}{2} = 3,46 \text{ m}$ in Frage kommt, somit ist

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 4,7 \cdot 3,46^2 = 4780 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 16/18 mit

$$J_y = 6144 \text{ cm}^4,$$

$$F = 288 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{4700}{288} = 16 \text{ kg/qcm,}$$

$$Q_2 = 4,0 - 1,6 = 2,4 \text{ t,}$$

$$D_2 = \frac{2,4}{0,85} = 2,8 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 2,8 \cdot 3,46^2 = 2850 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 18/14 mit

$$J_y = 4116 \text{ cm}^4,$$

$$Q_3 = 2,8 - 1,6 = 1,2 \text{ t,}$$

$$D_3 = \frac{1,2}{0,85} = 1,4 \text{ t,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 1,4 \cdot 3,46^2 = 1420 \text{ cm}^4.$$

Verwendet 18/12 mit

$$J_y = 2592 \text{ cm}^4.$$

4. Pfosten.

$$V_1 = Q_2 = 2,4 \text{ t.}$$

Verwendet 2 Zangen 8/16, die in die Windgurtungen beiderseitig je 3,0 cm eingelassen sind (Abb. 376).

Druck gegen das Langholz

$$\sigma_1 = \frac{2400}{2 \cdot 3,0 \cdot 16} = 25 \text{ kg/qcm,}$$

für die Pfosten V_2 und V_3 sind je zwei Zangen 8/12 gewählt; ein Spannungsnachweis erübrigt sich.

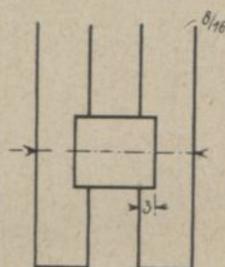


Abb. 376.

VI. Binder der Seitenschiffe.

Stützweite $l = 7,00$ m,

Abstand $a = 6,30$ m (vgl. S. 252),

Feldweite $e = \frac{7,00}{4} = 1,75$ m.

Die Stabkräfte der Binder der Seitenschiffe sind in Abb. 377 zeichnerisch ermittelt und nachstehend zusammengestellt.

Stabkräfte in t.

$O^1 = 0$	$U_1 = +6,8$	$D_1 = -7,2$	$V_1 = 0,05$
$O_2 = 6,8$	$U_2 = +6,8$	$D_2 = +0,1$	$V_2 = 0$
$O_3 = 4,1$	$U_3 = +6,7$	$D_3 = -3,0$	$V_2 = +1,3$
$O_4 = 0$	$U_4 = +4,0$	$D_4 = -4,8$	$V_4 = 0$

Querschnittbestimmung.

1. Obergurt.

$O_{\max} = O_2 = 6,8$ t,

$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 6,8 \cdot 1,75^2 = 1770$ cm⁴.

Verwendet \square 12/14 mit

$J_y = 2016$ cm⁴,

$F = 168$ qcm,

$\sigma = \frac{6800}{168} = 41$ kg/qcm.

2. Untergurt.

$U_{\max} = U_1 = 6,8$ t.

Verwendet \square 12/10 mit

$F = 120$ qcm,

$\sigma = \frac{6800}{120} = 57$ kg/qcm.

3. Schrägen.

$D_1 = -7,2$ t.

$l = 1,85$ m,

$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 7,2 \cdot 1,85^2 = 2100$ cm⁴.

Verwendet \square 12/14 mit

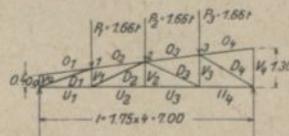
$J_y = 2016$ cm⁴,

$F = 168$ qcm,

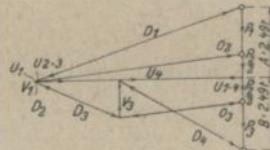
$\sigma = \frac{7200}{168} = 43$ kg/qcm.

$\frac{D_2 = 0,1 \text{ t}}{\text{wie } D_3.}$

Seitenbinder.



1 cm = 2,5 t.



$P = 0,15 \cdot 1,75 \cdot 1^{1/2} = 1,76$ t.

$A = B = 1,66 \cdot 1^{1/2} = 2,49$ t.

Abb. 377.

Bestimmung der Stabkräfte des Nebenbinders.

$$D_3 = - 3,0 \text{ t.}$$

$$l = 2,0 \text{ m,}$$

$$J_{\text{erf}} = 85 \cdot 3,0 \cdot 2,0^3 = 1020 \text{ cm}^4.$$

Verwendet \square 12/10 mit

$$J_y = 1000 \text{ cm}^4.$$

$$D_4 = - 4,8 \text{ t}$$

wie D_1 .

Verwendet \square 12/14.

4. Pfosten.

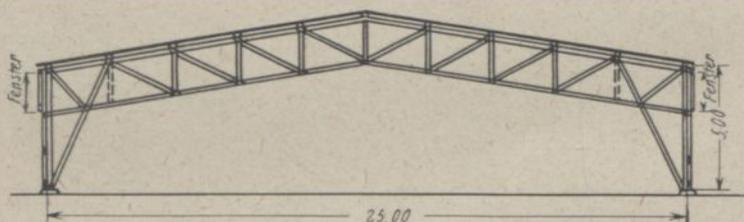
$$V_1 = V_2 = 0, \quad V_3 = + 1,3 \text{ t.}$$

Verwendet für sämtliche Pfosten Bolzen: 16 mm (5/8") äuß. Durchmesser mit einem Kernquerschnitt

$$F_k = 1,31 \text{ t,}$$

$$\sigma = \frac{1300}{1,31} = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

Querschnitt (1 : 300).



Grundriß (1 : 600).

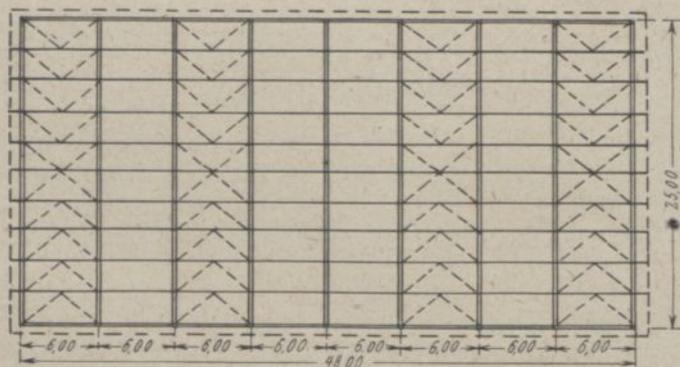


Abb. 378. Gesamtanordnung der Ausstellungshalle auf der Miama in Magdeburg.

7. Ausstellungshalle für die Mitteldeutsche Ausstellung (Miama) in Magdeburg 1922, entworfen und ausgeführt von der Firma Dr.-Ing. Carius & Kleinhenz, Holz-Industriebau G. m. b. H., Leipzig.

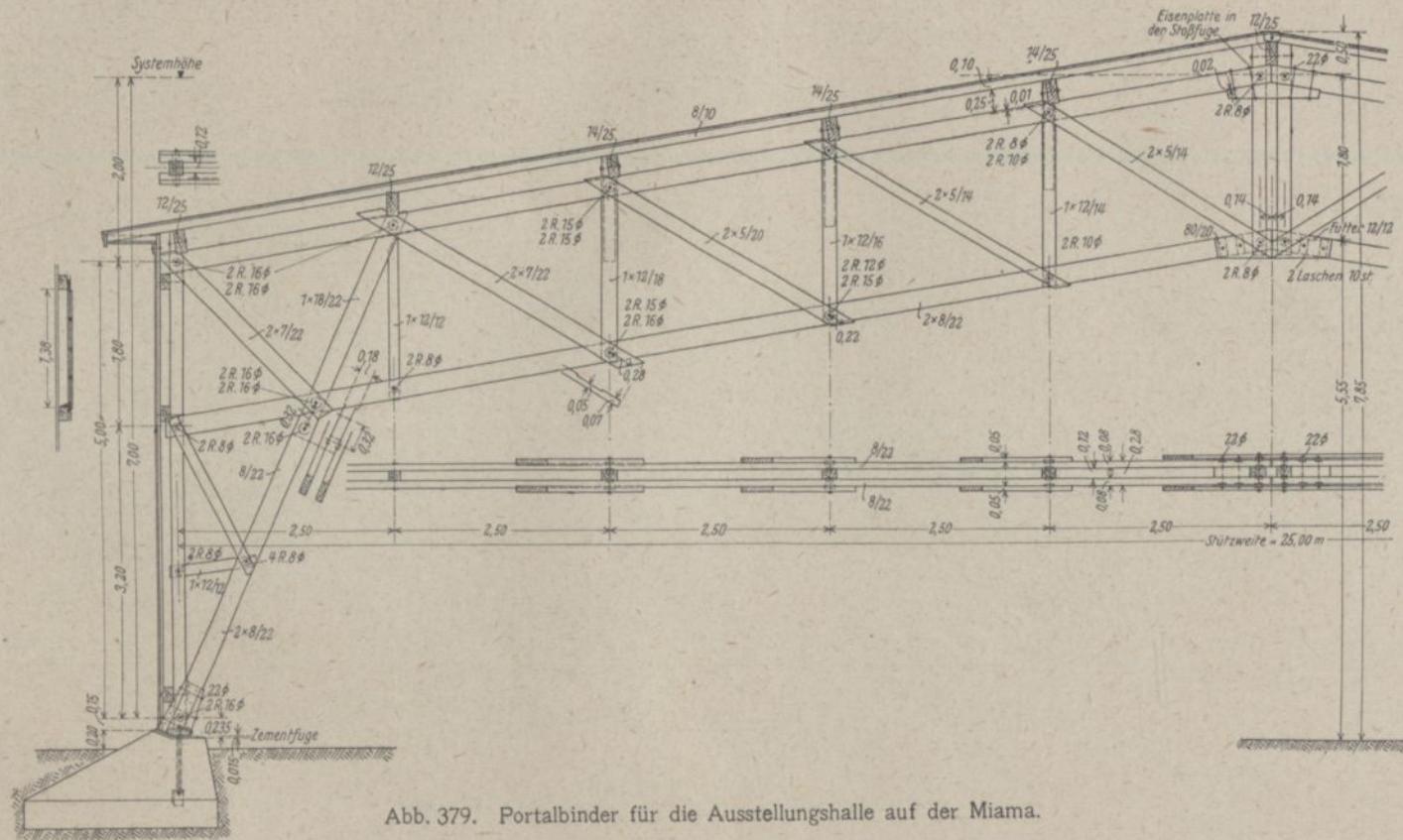


Abb. 379. Portalbinder für die Ausstellungshalle auf der Miama.

Gitterpfette im First.

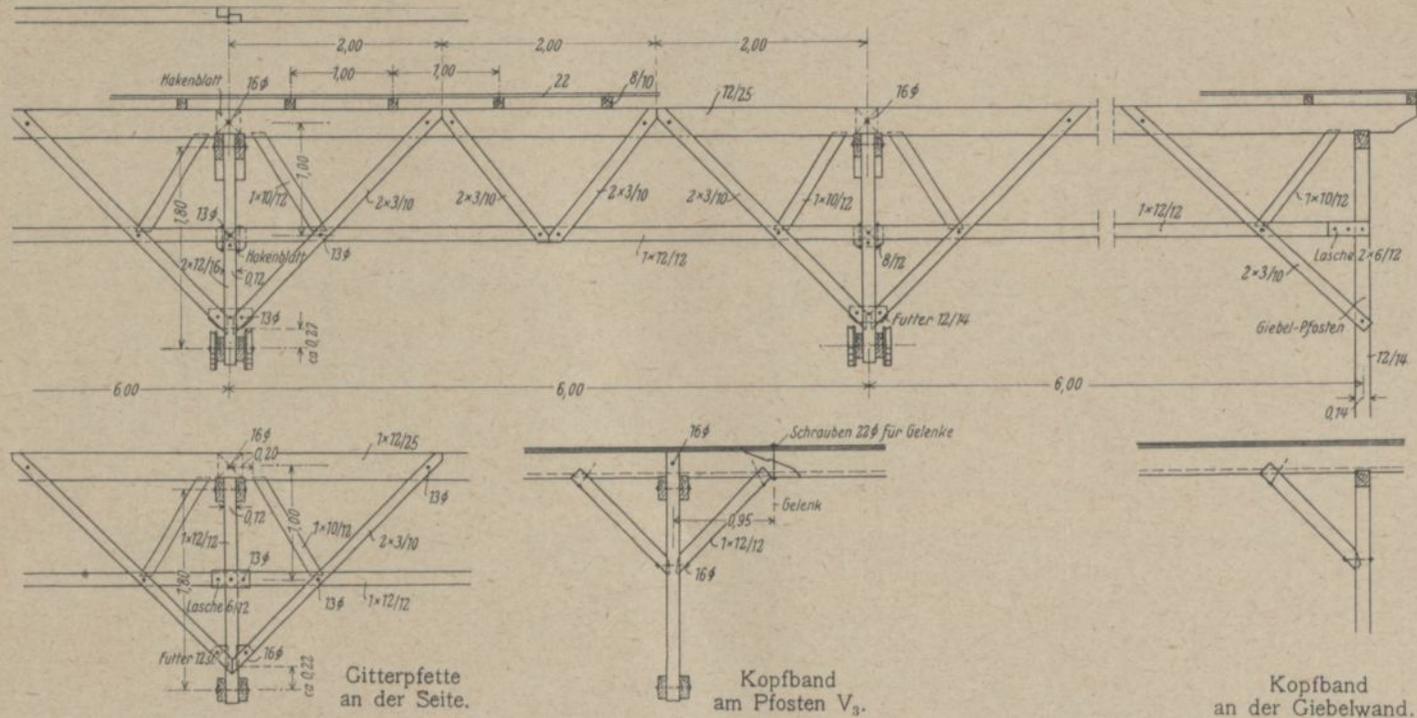


Abb. 330. Pfetten der Ausstellungshalle auf der Miama.

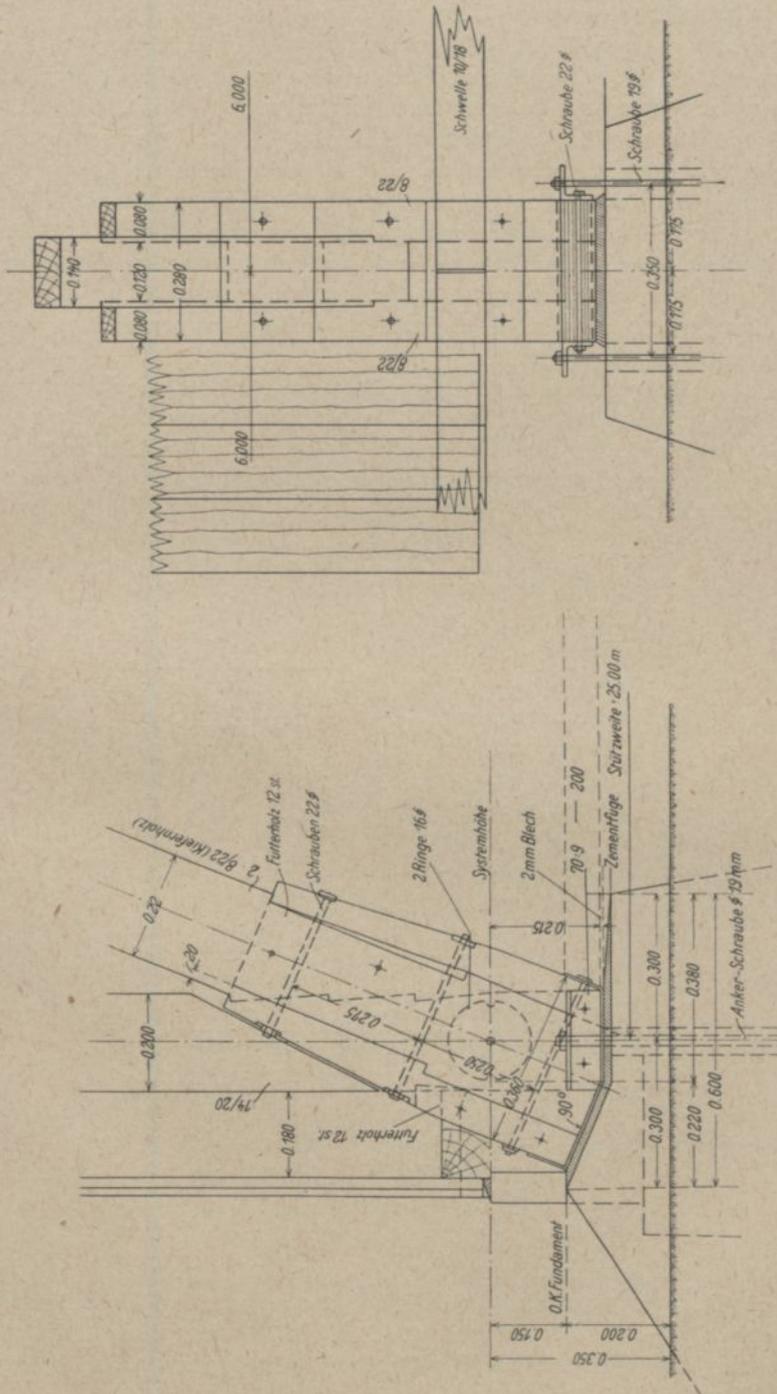


Abb. 381. Fußgelenk des Binders der Ausstellungshalle.

Die Halle besitzt eine Grundfläche von 25×48 m. Die Binder sind als Zweigelenkbogen von 25,00 m Stützweite ausgebildet; ihr Abstand beträgt 6,00 m (Abb. 378). Die Dacheindeckung besteht aus Doppelpappe auf Schalung und Sparren, die auf Gerberpfetten ruhen (Abb. 379 u. 380). Die Gelenke der letzteren sind mittels Hakenblattes und Sicherungsbolzen ausgebildet. Die Binderknotenpunkte sind unter Verwendung der von der Firma gesetzlich geschützten Wellenringdübel konstruiert (Abb. 227, S. 143). Die Ausbildung des Binderfußgelenkes zeigt Abb. 381.

Weitere Einzelheiten gehen aus der nachstehenden statischen Berechnung hervor.

Der Berechnung wurden die Preußischen Hochbauvorschriften vom 24. 12. 1919 zugrunde gelegt.

Die zulässigen Beanspruchungen betragen für Fichtenholz auf Zug und Biegung 90 kg/qcm, auf Druck 50 kg/qcm, auf Abscherung 8 kg/qcm. Für Ausstellungshallen dürfen diese Zahlen um 25 vH. erhöht werden. Für die Knicksicherheit der gedrückten Bauglieder wird eine 7—10fache Sicherheit nach Euler nachgewiesen.

I. Sparren.

Belastung. Doppelpappdach	=	55 kg/qm,
Schnee.	=	75 „
Winddruck.	=	~ 5 „
Gesamtlast	=	135 kg/qm.

Sparrenentfernung $a = 1,00$ m,

Stützweite $l = 2,50$ m,

$$Q = 135 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 337 \sim 340 \text{ kg,}$$

$$M = \frac{340 \cdot 250}{8} = 10\,600 \text{ cmkg.}$$

Verwendet Querschnitt 8/10.

$$W_x = 133 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma = \frac{10\,600}{133} = 80 \text{ kg/qcm.}$$

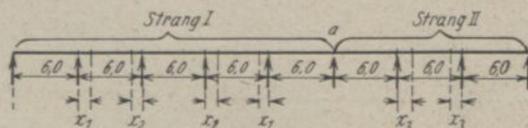


Abb. 382.

II. Pfetten.

Stützweite $l = 6,00$ m,

Pfettenentfernung $a = 2,50$ m.

Die Dachpfetten werden als Gelenkpfetten ausgebildet. Bei 8 Binderfeldern von je 6,0 m ergibt sich in Abb. 382 angegebene Pfettenanordnung; die Windverbände des Daches liegen hierbei in den beiden Giebelfeldern (Abb. 378).

$$\begin{aligned} \text{Belastung wie vor} & \dots \dots \dots = 135 \text{ kg/qm,} \\ \text{Pfetten selbst} & \dots \dots \dots = 10 \text{ ,,} \\ \text{Gesamtlast} & = 145 \text{ kg/qm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= 0,2035 \cdot 6 = 1,22 \text{ m,} \\ x_2 &= 0,157 \cdot 6 = 0,94 \text{ m,} \\ x_3 &= 0,22 \cdot 6 = 1,32 \text{ m.} \end{aligned}$$

Strang I ist 5 felderig; Strang II ist 3 felderig. Im Punkte a ist der Pfettenstrang längs verlascht. Für die Kragstücke ist $M_{\max} = 0,0858 q \cdot l^2$. Für die eingehängten Felder ist $M_I = 0,05112 \cdot q \cdot l^2$.

$$Q = 145 \cdot 2,50 \cdot 6,00 = 2175 \text{ kg,}$$

außerdem eine Einzellast von $P = 1000 \text{ kg}$ in Trägermitte.

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 145 \cdot 2,5 \cdot 600^2 \cdot 0,0858 = 112\,000 \text{ cmkg} \\ &+ \frac{1000 \cdot 600}{4} = 15\,000 \text{ ,,} \\ \hline M_{\max} &= 127\,000 \text{ cmkg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Querschnitt 14/25. } W_x &= 1458 \text{ cm}^3, \\ \sigma &= \frac{127\,000}{1458} = 87 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= 0,05112 \cdot 145 \cdot 2,5 \cdot 600^2 = 66\,700 \text{ cmkg} \\ &+ \frac{100 \cdot 384}{8} = 4\,800 \text{ ,,} \\ \hline M_I &= 71\,500 \text{ cmkg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Querschnitt 14/20. } W_x &= 933 \text{ cm}^3, \\ \sigma &= \frac{71\,500}{933} = 77 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Die Traufpfetten erhalten nur eine Belastungsbreite von $a = \sim 1,5 \text{ m}$ und werden entsprechend schwächer ausgebildet.

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 15\,000 + \frac{1,5}{2,5} \cdot 112\,000 \\ &= 15\,000 + 67\,300 = 82\,300 \text{ cmkg.} \end{aligned}$$

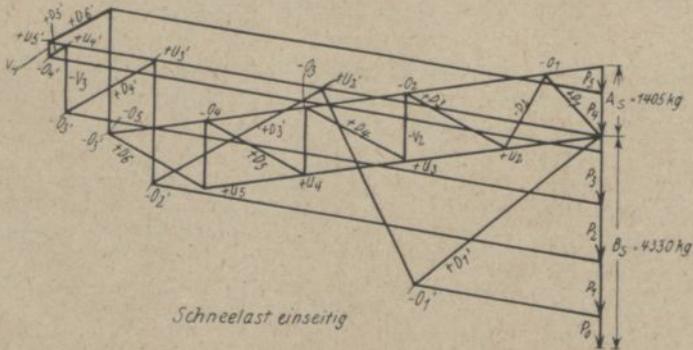
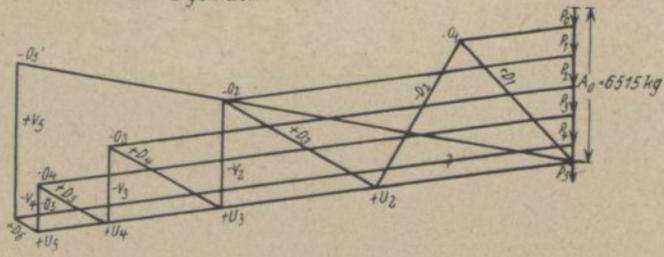
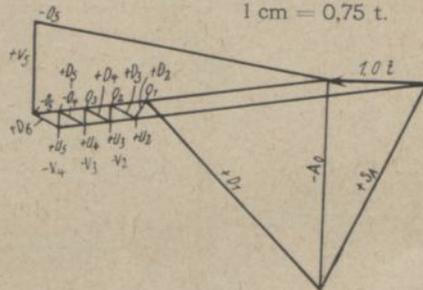
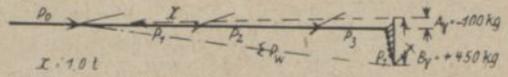
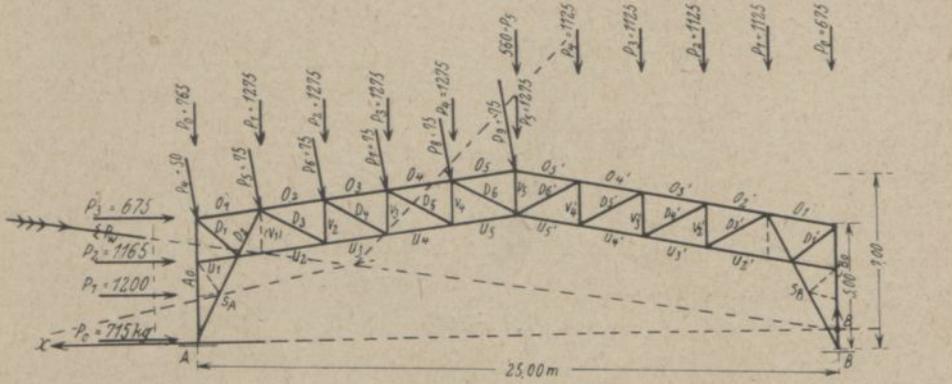
$$\begin{aligned} \text{Querschnitt 12/25. } W_x &= 1250 \text{ cm}^3, \\ \sigma &= \frac{82\,300}{125} = 66 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Für die eingehängten Felder genügt der Querschnitt 12/20. Die Pfetten sind auf dem Obergurt des Dachbinders aufgekämmt, um die Lage der Bindergurte zu sichern.

III. Binder.

Der Dachbinder ist ein Zweigelenbogen von 25 m Stützweite und 6,00 m Binderentfernung. Die statisch unbestimmte Größe ergibt sich aus

$$X = \frac{\sum S_o \cdot S_a \cdot q}{\sum S_a^2 q} \text{ mit den bekannten Bezeichnungen. } q = \frac{S}{EF}; E \text{ wird mit 1 eingeführt.}$$



1 cm = 1,5 t.

Abb. 383.

Die einzelnen Belastungsfälle werden getrennt behandelt. Das Eigengewicht des Dachbinders ist zu 20 kg/m^2 durch eine Vorberechnung ermittelt worden.

a) Eigenlast, ohne Wind und Schnee.

Belastung: Dachdeckung und Pfetten . . . = 65 kg/m^2 ,
 Dachbinder = 20 ,,

 Gesamtlast = 85 kg/m^2 ,

Knotenlasten (Abb. 383) $P_0 = 1,5 \cdot 6,0 \cdot 85 = 765 \text{ kg}$,
 P_1 bis $P_1' = 2,50 \cdot 6,0 \cdot 85 = 1275 \text{ kg}$,

Auflagerdrücke $A_0 = B_0 = 765 + 4,5 \cdot 1275 = 6515 \text{ kg}$.

Die Stabspannungen S_0 werden aus einem Kräfteplan ermittelt.

b) Einseitige Schneelast.

Belastung 75 kg/m^2 .

Knotenlasten

$$P_0 = 75 \cdot 1,5 \cdot 6,0 = 675 \text{ kg},$$

$$P_1 \text{ bis } P_1' = 75 \cdot 2,50 \cdot 6,00 = 1125 \text{ kg}.$$

Auflagerdrücke

$$A_s = 280 + \frac{4500 \cdot 6,25}{25,00} = 280 + 1125$$

$$= 1405 \text{ kg (Abb. 383 a),}$$

$$B_s = 5735 - 1405 = 4330 \text{ kg}.$$

Für Schnee-Vollast wird

$$A_s = B_s = 675 + 4,5 \cdot 1125 = 5735 \text{ kg}.$$

c) Einseitige Windlast.

Wind auf die Seitenwand mit 125 kg/qm (Abb. 383 u. 384).

$$P_0 = 125 \cdot 6,0 \cdot \frac{1,9}{2} = 715 \text{ kg},$$

$$P_1 = 125 \cdot 6,0 \cdot \frac{1,9 + 1,3}{2} = 1200 \text{ kg},$$

$$P_2 = 125 \cdot 6,0 \cdot \frac{1,3 + 1,8}{2} = 1165 \text{ kg},$$

$$P_3 = 125 \cdot 6,0 \cdot 0,9 = 675 \text{ kg},$$

$$P_4 = 5 \cdot 6,0 \cdot 1,5 = \sim 50 \text{ kg},$$

$$P_5 = P_6 = P_7 = P_8 = P_9$$

$$= 5 \cdot 6,0 \cdot 2,5 = 75 \text{ kg}.$$

Aus dem Kräfteplan ergibt sich:

$$A_w = 450 \text{ kg}, \quad B_w = -100 \text{ kg}.$$

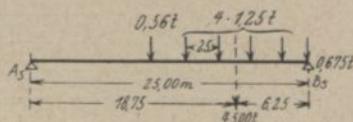


Abb. 383 a.

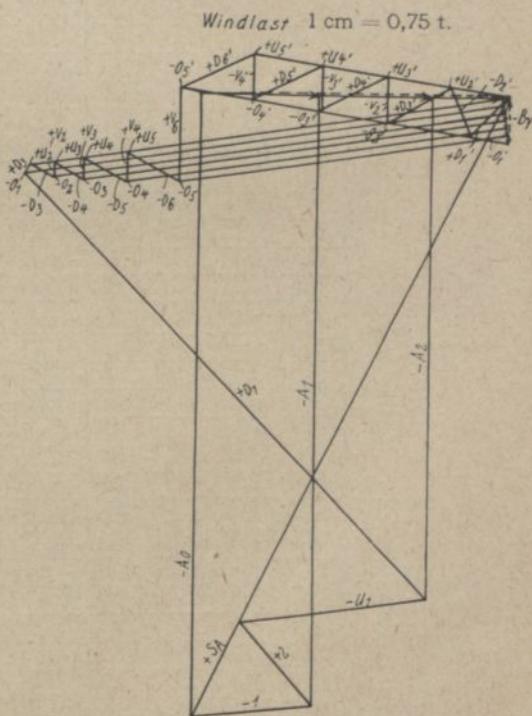


Abb. 384.

	Stab	Stab- länge cm	Flä- che F qcm	$\varrho = \frac{S}{F}$	X = - 1,00 t			Eigenlast			S = S ₀ - S _a X
					S _a	S _a ρ	S _a ² ρ	S ₀	S ₀ S _a ρ	S _a X	
Obergurt	O ₁	252	352	0,716	-1,80	-1,29	+2,32	-4,60	+ 5,92	- 8,10	+3,50
	O ₂	252	352	0,716	-2,12	-1,52	+3,22	-13,8	+21,00	- 9,55	-4,25
	O ₃	252	352	0,716	-2,40	-1,72	+4,13	-18,4	+31,70	-10,80	-7,60
	O ₄	252	352	0,716	-2,65	-1,90	+5,03	-21,0	+39,90	-11,90	-9,10
	O ₅	252	352	0,716	-2,93	-2,10	+6,15	-22,0	+46,30	-13,20	-8,80
	O _{5'}	252	352	0,716	-2,93	-2,10	+6,15	-22,0	+46,30	-13,20	-8,80
	O _{4'}	252	352	0,716	-2,65	-1,90	+5,03	-21,0	+39,90	-11,90	-9,10
	O _{3'}	252	352	0,716	-2,40	-1,72	+4,13	-18,4	+31,70	-10,80	-7,60
	O _{2'}	252	352	0,716	-2,12	-1,52	+3,22	-13,8	+21,00	- 9,55	-4,25
	O _{1'}	252	352	0,716	-1,80	-1,29	+2,32	- 4,6	+ 5,92	- 8,10	+3,50
Untergurt	U ₁	150	352	0,426	+ 0	0	0	0	0	0	—
	U ₂	350	352	1,000	+2,90	+2,90	+8,40	+ 7,5	+21,70	+13,00	-5,50
	U ₃	252	352	0,716	+3,15	+2,25	+7,08	+13,8	+31,00	+14,15	-0,35
	U ₄	252	352	0,716	+3,43	+2,45	+8,40	+18,2	+44,60	+15,45	+2,75
	U ₅	252	352	0,716	+3,68	+2,68	+9,70	+21,0	+55,20	+16,55	+4,45
	U _{5'}	252	352	0,716	+3,68	+2,63	+9,70	+21,0	+55,20	+16,55	+4,45
	U _{4'}	252	352	0,716	+3,43	+2,45	+8,40	+18,2	+44,60	+15,45	+2,75
	U _{3'}	252	352	0,716	+3,15	+2,25	+7,08	+13,8	+31,00	+14,15	-0,35
	U _{2'}	350	352	1,000	+2,90	+2,90	+8,40	+ 7,5	+21,70	+13,00	-5,50
	U _{1'}	150	352	0,426	+ 0	0	0	0	0	0	—
Diagonalen	D ₁	220	220	1,000	+2,60	+2,60	+6,750	+6,7	+17,40	+11,70	-5,00
	D ₂	210	264	0,720	-0,20	-0,14	+0,028	-6,7	+ 0,94	- 0,90	-5,80
	D ₃	280	200	1,400	+0,30	+0,42	+0,126	+7,0	+ 2,94	+ 1,35	+5,65
	D ₄	280	160	1,750	+0,30	+0,53	+0,159	+5,0	+ 2,65	+ 1,35	+3,65
	D ₅	280	140	2,000	+0,30	+0,60	+0,180	+3,0	+ 1,80	+ 1,35	+1,65
	D ₆	280	140	2,000	+0,30	+0,60	+0,180	+1,0	+ 0,60	+ 1,35	-0,35
	D _{6'}	280	140	2,000	+0,30	+0,60	+0,180	+1,0	+ 0,60	+ 1,35	-0,35
	D _{5'}	280	140	2,000	+0,30	+0,60	+0,180	+3,0	+ 1,80	+ 1,35	+1,65
	D _{4'}	280	160	1,750	+0,30	+0,53	+0,159	+5,0	+ 2,65	+ 1,35	+3,65
	D _{3'}	280	200	1,400	+0,30	+0,42	+0,126	+7,0	+ 2,94	+ 1,35	+5,65
	D _{2'}	210	264	0,720	-0,20	-0,14	+0,028	-6,7	+ 0,94	- 0,90	-5,80
	D _{1'}	220	220	1,000	+2,60	+2,60	+6,750	+6,7	+17,40	+11,70	-5,00
	Vertikalen	V ₂	180	192	0,938	-0,18	-0,168	+0,0302	-4,4	+0,740	- 0,81
V ₃		180	168	1,070	-0,18	-0,193	+0,0347	-3,1	+0,598	- 0,81	-2,29
V ₄		180	144	1,250	-0,18	-0,225	+0,0405	-1,9	+0,427	- 0,81	-1,09
V ₅		180	192	0,938	+0,95	+0,890	+0,8450	+6,4	+5,700	+ 4,27	+2,13
V _{4'}		180	144	1,250	-0,18	-0,225	+0,0405	-1,9	+0,427	- 0,81	-1,09
V _{3'}		180	168	1,070	-0,18	-0,193	+0,0347	-3,1	+0,598	- 0,81	-2,29
V _{2'}		180	192	0,938	-0,18	-0,168	+0,0302	-4,4	+0,740	- 0,81	-3,59
Säulen		A	500	192	2,610	-2,20	-5,75	+12,650	-6,515	+37,500	- 9,90
	B	500	192	2,610	-2,20	-5,75	+12,650	-6,515	+37,500	- 9,90	+3,385
	S _A	380	352	1,080	+2,40	+2,59	+ 6,200	0	0	+10,80	-10,80
	S _B	380	352	1,080	+2,40	+2,59	+ 6,200	0	0	+10,80	-10,80
	1	90	100	0,900	0	0	0	0	0	—	—
	2	150	100	1,500	0	0	0	0	0	—	—
	1'	150	100	1,500	0	0	0	0	0	—	—
	2'	90	100	0,900	0	0	0	0	0	—	—
							162,46		731,53		

$$X = \frac{\sum S_0 S_a \rho}{\sum S_a^2 \rho}$$

$$X_0 = \frac{731,53}{162,46} = 4,500 \text{ t.}$$

Einseitig Schnee				S = S ₀	Voll- schnee				S = S ₀	S _{max}
S ₀	S ₀ S _a ρ	S _a X	- S _a X			S ₀	S ₀ S _a ρ	S _a X		
- 1,15	+ 1,48	- 3,64	+ 2,49	+ 2,48	- 4,70	+ 6,06	- 2,05	- 2,65	+ 7,69	
- 3,90	+ 5,93	- 4,28	+ 0,38	- 4,19	- 4,45	+ 6,76	- 2,41	- 2,04	- 10,86	
- 5,90	+ 10,15	- 4,85	- 1,05	- 6,85	- 4,15	+ 7,14	- 2,73	- 1,42	- 15,87	
- 7,85	+ 14,90	- 5,35	- 2,50	- 8,05	- 3,75	+ 7,19	- 3,01	- 0,74	- 17,89	
- 9,75	+ 20,50	- 5,92	- 3,83	- 7,66	- 3,25	+ 6,82	- 3,33	+ 0,08	- 16,46	
- 9,75	+ 20,50	- 5,92	- 3,83	- 7,66	- 3,25	+ 6,82	- 3,33	+ 0,08	(- 16,46)	
- 10,9	+ 20,70	- 5,35	- 5,55	- 8,05	- 2,50	+ 4,75	- 3,01	+ 0,51	(- 17,89)	
- 10,65	+ 18,30	- 4,85	- 5,80	- 6,85	- 1,85	+ 3,18	- 2,73	+ 0,88	(- 15,87)	
- 8,85	+ 13,45	- 4,28	- 4,57	- 4,19	- 1,15	+ 1,75	- 2,41	+ 1,26	(- 10,86)	
- 3,65	+ 4,70	- 3,64	- 0,01	+ 2,48	- 0,35	+ 0,45	- 2,05	+ 1,70	(+ 7,69)	
0	0	0	—	—	- 1,85	0	0	- 1,85	- 1,85	
+ 1,90	+ 5,50	+ 5,87	- 3,97	- 4,34	+ 4,70	+ 13,60	+ 3,30	+ 1,40	- 12,54	
+ 3,90	+ 8,75	+ 6,36	- 2,46	+ 0,03	+ 4,50	+ 10,15	+ 3,58	+ 0,92	- 5,19	
+ 5,90	+ 14,50	+ 6,92	- 1,02	+ 2,71	+ 4,20	+ 10,30	+ 3,91	+ 0,92	- 0,33 + 7,40	
+ 7,80	+ 20,50	+ 7,45	+ 0,35	+ 3,85	+ 3,75	+ 9,87	+ 4,19	- 0,44	+ 8,30	
+ 10,95	+ 28,80	+ 7,45	+ 3,50	+ 3,85	+ 2,55	+ 6,70	+ 4,19	- 1,64	(+ 8,30)	
+ 10,65	+ 26,00	+ 6,92	+ 3,73	+ 2,71	+ 1,85	+ 4,52	+ 3,91	- 2,06	(- 0,33 + 7,40)	
+ 8,85	+ 19,90	+ 6,36	+ 2,49	+ 0,03	+ 1,20	+ 2,70	+ 3,58	- 2,38	(- 5,19)	
+ 5,50	+ 16,00	+ 5,87	- 0,37	- 4,34	+ 0,60	+ 1,74	+ 3,30	- 2,70	(- 12,54)	
+ 0	0	0	0	—	0	0	0	—	(- 1,85)	
+ 1,70	+ 4,43	+ 5,25	- 3,55	- 4,10	+ 5,80	+ 15,10	+ 2,96	+ 2,84	- 11,51	
- 1,65	+ 0,231	- 0,40	- 1,25	- 5,20	+ 0,10	- 0,01	- 0,23	+ 0,33	- 11,00	
+ 2,25	+ 0,950	+ 0,60	+ 1,65	+ 4,90	- 0,25	- 0,105	+ 0,34	- 0,59	+ 11,01	
+ 2,25	+ 1,190	+ 0,60	+ 1,65	+ 3,10	- 0,35	- 0,185	+ 0,34	- 0,69	+ 6,75	
+ 2,25	+ 1,350	+ 0,60	+ 1,65	+ 1,45	- 0,45	- 0,270	+ 0,34	- 0,79	+ 3,30	
+ 2,25	+ 1,350	+ 0,60	+ 1,65	+ 0,90	- 0,60	- 0,368	+ 0,34	- 0,94	+ 1,76 - 2,04	
- 1,35	- 0,810	+ 0,60	- 0,75	+ 0,90	+ 0,80	+ 0,480	+ 0,34	+ 0,46	(+ 1,76 - 2,04)	
+ 0,40	+ 0,240	+ 0,60	- 0,20	+ 1,45	+ 0,80	+ 0,480	+ 0,34	+ 0,46	(+ 3,30)	
+ 2,05	+ 1,085	+ 0,60	+ 1,45	+ 3,10	+ 0,80	+ 0,423	+ 0,34	+ 0,46	(+ 6,75)	
+ 3,85	+ 1,615	+ 0,60	+ 3,25	+ 4,90	+ 0,80	+ 0,335	+ 0,34	+ 0,46	(+ 11,01)	
- 4,35	+ 0,610	- 0,40	- 3,95	- 5,20	- 0,50	+ 0,070	- 0,23	+ 0,27	(- 11,00)	
+ 4,70	+ 12,250	+ 5,25	- 0,55	- 4,10	+ 0,55	+ 1,430	+ 2,96	- 2,41	(- 11,51)	
- 1,40	+ 0,235	- 0,364	- 1,036	- 3,222	+ 0,15	- 0,025	- 0,20	+ 0,35	- 7,06	
- 1,40	+ 0,270	- 0,364	- 1,036	- 2,022	+ 0,20	- 0,038	- 0,20	+ 0,40	- 4,56	
- 1,40	+ 0,315	- 0,364	- 1,036	- 0,972	+ 0,30	- 0,027	- 0,20	+ 0,50	- 2,38	
+ 2,50	+ 2,230	+ 1,920	+ 0,580	+ 0,580	+ 0,95	+ 0,845	+ 1,08	- 0,13	+ 2,71	
- 0,30	+ 0,068	- 0,364	+ 0,064	- 0,972	- 0,45	+ 0,102	- 0,20	- 0,25	- 2,38	
- 1,35	+ 0,260	- 0,364	- 0,986	- 2,022	- 0,45	+ 0,0870	- 0,20	- 0,25	- 4,56	
- 2,55	+ 0,428	- 0,364	- 2,186	- 3,222	- 0,45	+ 0,075	- 0,20	- 0,25	- 7,06	
- 1,41	+ 8,120	- 4,45	+ 3,04	+ 3,16	- 6,35	+ 36,50	- 2,50	- 3,85	- 0,46 + 6,55	
- 4,33	+ 24,700	- 4,45	+ 0,12	+ 3,16	- 0,45	+ 2,57	- 2,50	+ 2,05	(- 0,46 + 6,55)	
0	0	+ 4,85	- 4,85	- 9,70	+ 7,00	+ 18,10	+ 2,73	+ 4,27	- 23,23	
0	0	+ 4,85	- 4,85	- 9,70	0	0	+ 2,73	- 2,73	(- 23,23)	
0	0	0	—	—	- 1,20	0	0	—	- 1,20	
0	0	0	—	—	+ 1,10	0	0	—	+ 1,10	
0	0	0	—	—	0	0	0	—	(- 1,20)	
0	0	0	—	—	0	0	0	—	(+ 1,10)	
—	329,287	—	—	—	—	186,04	—	—	—	

$$X_{\rho} = \frac{329,287}{162,460} = 2,01 \text{ t.}$$

$$X = \frac{186,04}{162,46} = 1,14 \text{ t.}$$

Querschnittbestimmung.

1. Obergurt. $S_{\max} = -17,89$ t. Knicklänge $l = 2,52$ m.

$$J = 100 \cdot 17,89 \cdot 2,52^2 = 11\,350 \text{ cm}^4.$$

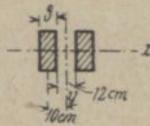


Abb. 385.

Querschnitt 2 · 8/22 (Abb. 385). $F = 352$ qcm,

$$J_x = 2 \cdot 7099 = 14\,198 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 2 (939 + 176 \cdot 10^2) = 2 \cdot 18\,539 = 37\,078 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_D = \frac{17\,890}{352} = 51 \text{ kg/qcm}.$$

2. Untergurt. $S_{\max} = -12,54$ t. (+ 8,30 t).

$$J = 100 \cdot 12,54 \cdot 2,52^2 = 7950 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt 2 · 8/22 wie vor.

$$\sigma_d = \frac{12\,540}{352} = 36 \text{ kg/qcm}.$$

3. Diagonalen.

Stab D_1 . $S_{\max} = -11,51$ t. Knicklänge $l = 2,20$ m.

$$J = 100 \cdot 11,51 \cdot 2,20^2 = 5070 \text{ cm}^4.$$

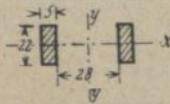


Abb. 386.

Querschnitt 2 · 5/22 (Abb. 386).

$$J_x = J_{\min} = 2 \cdot 4437 = 8874 \text{ cm}^4,$$

$$F = 220 \text{ qcm},$$

$$\sigma_D = \frac{11\,510}{220} = 53 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_2 . $S_{\max} = -11,00$ t. Knicklänge $l = 2,10$ m.

$$J = 100 \cdot 11 \cdot 2,10^2 = 4850 \text{ cm}^4.$$

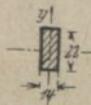


Abb. 387.

Querschnitt 14/22 (Abb. 387). $J_{\min} = 5031$ qcm,

$$F = 308 \text{ qcm},$$

$$\sigma_d = \frac{11\,000}{308} = 36 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_3 . $S_{\max} = +11,01$ t.

Querschnitt 2 · 5/20 (Abb. 388).

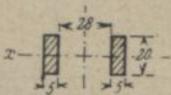


Abb. 388.

$$\left[F = 200 \text{ qcm. } \sigma_z = \frac{11\,010}{200} = 55 \text{ kg/qcm} \right].$$

Mit 20 v. H. Abzug für Verschwächung $F = 160$ qcm,

$$\sigma_z = \frac{11\,010}{160} = 69 \text{ kg/qcm}.$$

Stab D_4 . $S_{\max} = +6,75$ t.

Querschnitt 2 · 5/16 (Abb. 389).

$$F = 160 - 32 = 128 \text{ qcm},$$

$$\sigma_z = \frac{6750}{128} = 53 \text{ kg/qcm}.$$

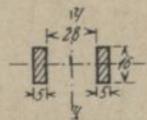


Abb. 389.

Stab D_5 . $S_{\max} = + 3,30$ t.

Querschnitt $2 \cdot 5/14$. $F = 140 - 28 = 112$ qcm,
 $\sigma_z = \frac{3300}{112} = 30$ kg/qcm.

Stab D_6 . $S_{\max} = + 1,76$ t — $2,04$ t. Knicklänge $l = 2,80$ m.

$$J = 100 \cdot 2,04 \cdot 2,8^2 = 1600 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt $2 \cdot 5/14$. $J_{\min} = 2 \cdot 1143 = 2286 \text{ cm}^4$,
 $F = 140$ qcm,
 $\sigma_d = \frac{2040}{140} = 15$ kg/qcm.

4. Vertikalen.

Stab V_2 . $S_{\max} = - 7,06$ t. Knicklänge $l = 1,800$ m.

$$J_n = 100 \cdot 7,06 \cdot 1,8^2 = 2290 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt $12/16$. $J_{\min} = 2304 \text{ cm}^4$,
 $J = 192$ qcm,
 $\sigma_d = \frac{7060}{192} = 37$ kg/qcm.

Stab V_3 . $S_{\max} = - 4,56$ t. Knicklänge $l = 1,800$ m.

$$J_n = 100 \cdot 4,56 \cdot 1,80^2 = 1475 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt $12/14$. $J_{\min} = 2016 \text{ cm}^4$,
 $F = 168$ qcm,
 $\sigma_d = \frac{4560}{168} = 27$ kg/qcm.

Stab V_4 . $S_{\max} = - 2,38$ t. Knicklänge $l = 1,800$ m.

$$J_u = 100 \cdot 2,38 \cdot 1,8^2 = 770 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt $12/12$. $J_{\min} = 1728 \text{ cm}^4$,
 $F = 144$ qcm,
 $\sigma_d = \frac{2380}{144} = 17$ kg/qcm.

Stab V_5 . $S_{\max} = + 2,71$ t.

Querschnitt $12/16$. $F = 192 - 38,4 = 153,6$ qcm,
 $\sigma_z = \frac{2710}{154} = 18$ kg/qcm.

Säulen A und B . $S_{\max} = + 6,55$ t ($- 0,46$). Knicklänge $l = 1,800$ m.

Querschnitt $12/16$. $F = 192$ qcm,
 $\sigma_z = \frac{6550}{192} = 34$ kg/qcm.

Stab S_A und S_B . $S_{\max} = -23,23$ t.

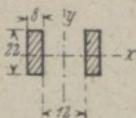


Abb. 390.

Knicklängen $l_x = 2,20$ m, $l_y = 3,70$ m,

$$J_x = 100 \cdot 23,23 \cdot 2,20^2 = 11\,250 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 100 \cdot 23,23 \cdot 3,70^2 = 31\,900 \text{ cm}^4.$$

Querschnitt $2 \cdot 8/22$. (Abb. 390) $J_x = 14\,198 \text{ cm}^4,$

$$J_y = 37\,078 \text{ cm}^4,$$

$$F = 352 \text{ qcm},$$

$$\sigma_d = \frac{23\,230}{352} = 67 \text{ kg/qcm}.$$

Für den Stab wird Kiefernholz verwendet, wofür eine Beanspruchung von 60 kg/qcm zulässig ist; als Ausstellungsbau ist 25 vH. Erhöhung dieser Zahl erlaubt.

Die Dachbinder werden durch Windverbände gegen seitl. Verschieben gesichert. Die Anordnung zeigt Abb. 378. Der Windverband wird als K-Verband ausgeführt, verwandt wird durchgängig der Querschnitt 8/14 (unter den Pfetten liegend).

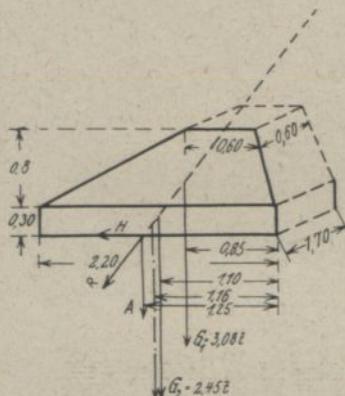


Abb. 391.

4. Giebelwände und Seitenverschalung.

Die Giebelwände und Längswände werden vollständig mit Holz verschalt; sie werden durch Streben gegen die Windlasten standsicher gemacht.

5. Fundamente.

Die nachstehend bestimmten Abmessungen sind die kleinsten, einzuhaltenden Ausführungsmaße. Die Fundamente müssen bis auf tragfähigem Boden geführt werden.

$$H_{\max} = 4,500 + 4,02 + 1,14 = 9,66 \text{ t.}$$

$$A_{\max} = 6,52 + 5,74 + 0,45 = 12,71 \text{ t.}$$

Nach den in Abb. 391 angegebenen Abmessungen wird das Fundamentgewicht

$$G_1 = 2,2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0,8 (2 \cdot 2,20 + 0,6) \cdot 1,70 + (2 \cdot 0,60 + 2,20) \cdot 0,60,$$

$$G_1 = 2,2 [0,133 (8,5 + 2,04)] = 2,20 \cdot 1,4 = 3,08 \text{ t.}$$

$$G_2 = 2,20 \cdot 0,3 \cdot 1,70 \cdot 2,20 = 2,45 \text{ t.} \quad G = 5,53 \text{ t.}$$

Die lotrechte Mittelkraft liegt auf:

$$x = \frac{0,85 \cdot 3,08 + 2,45 \cdot 1,10 + 12,71 \cdot 1,25}{18,24}$$

$$= \frac{2,62 + 2,69 + 15,90}{18,24} = 1,16 \text{ m,}$$

$$\sigma_{A \max} = \frac{18\,240}{220 \cdot 170} \left(1 + \frac{6 \cdot 6}{220} \right) = 0,49 \cdot 1,163,$$

$$= 0,57 \text{ kg/qcm.}$$

Zulässig ist für die Baustelle $\sigma = 0,60 \text{ kg/qcm}$.

Für den Horizontalschub von $H = 9,66 \text{ t}$ wird

$$\sigma_{H \text{ max}} = \frac{9660}{170 \cdot 30 + \frac{170 + 60}{2} \cdot 80} = \frac{9660}{14300} = 0,67 \text{ kg/qcm}.$$

Da die Reibung ganz unberücksichtigt geblieben ist, ist die geringe Überschreitung zulässig.

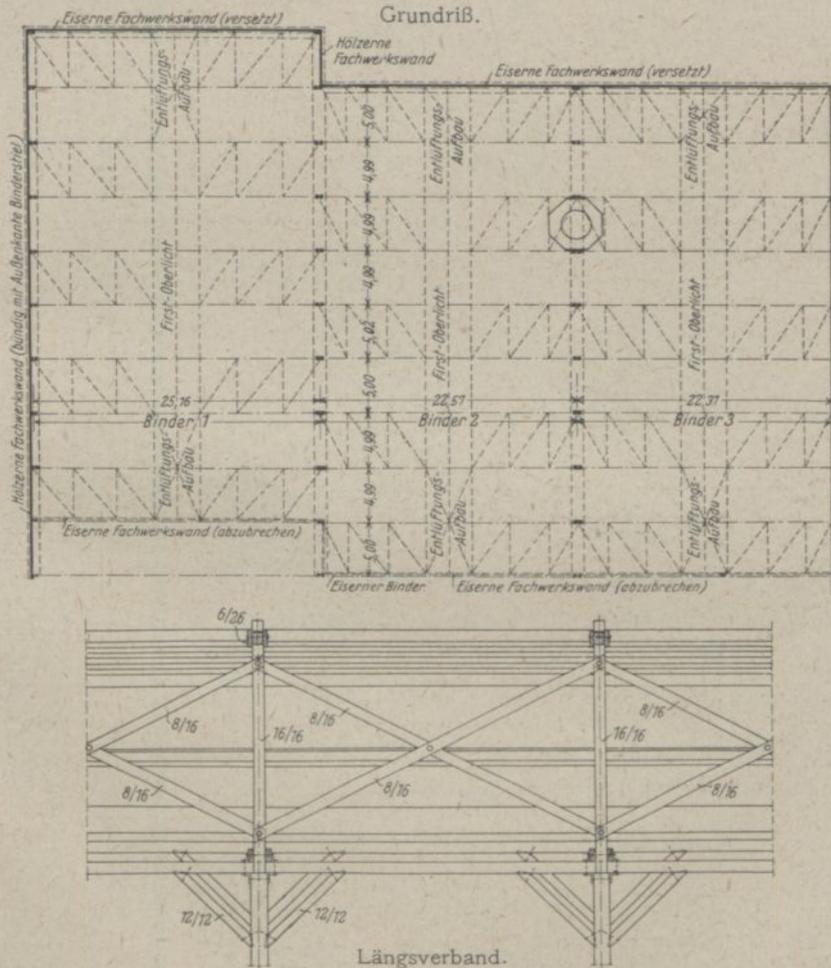


Abb. 392. Lokomotivschuppen in Königsberg.
Grundriß und Längsverband im First und an den Stützen.

8. Lokomotivschuppen für die Eisenbahndirektion Königsberg i. Pr., ausgeführt 1921 von der Firma Arthur Müller, Bauten und Industrierwerke (Ambi), Berlin-Johannisthal. Der Lokomotiv-

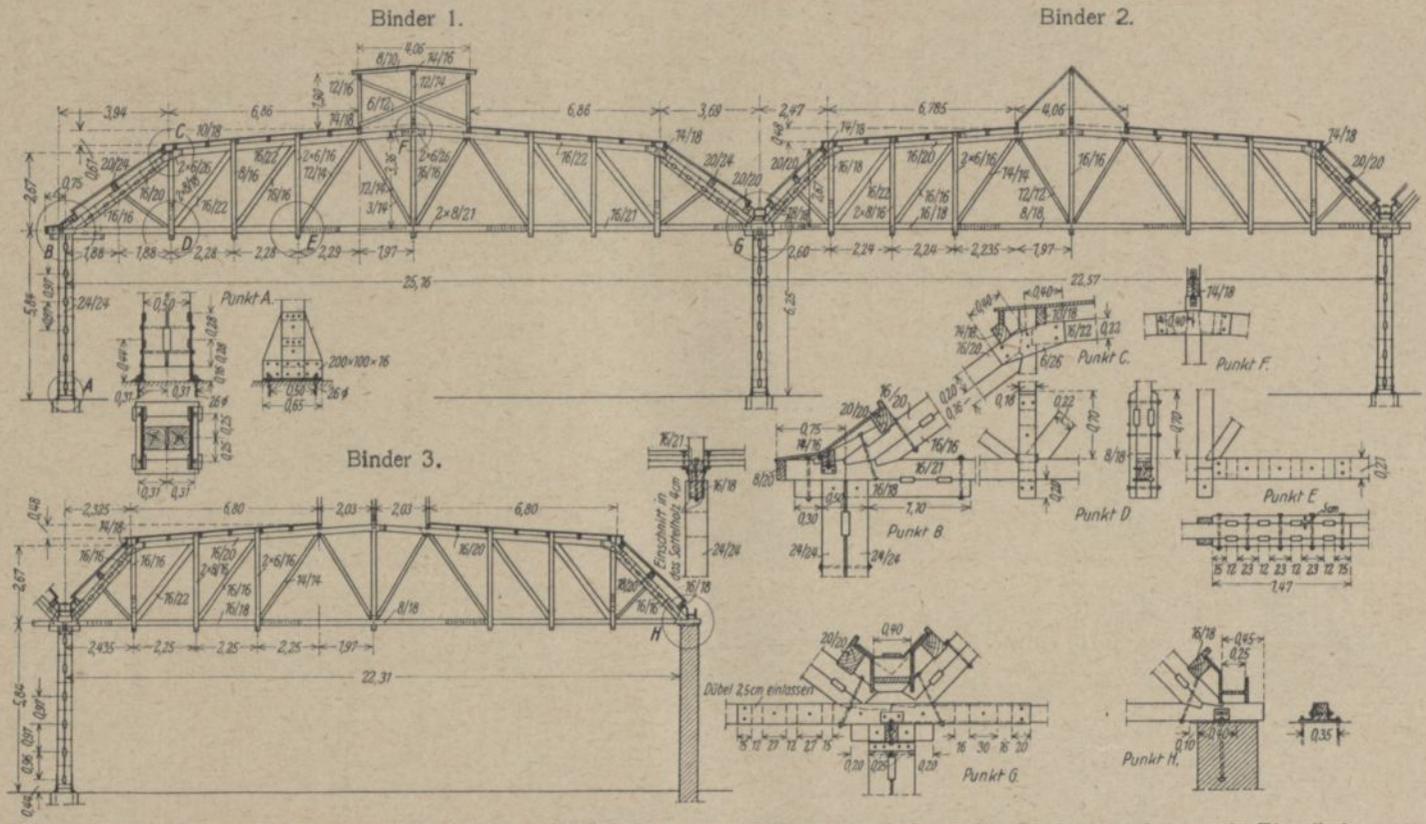


Abb. 393. Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof Königsberg für die Eisenbahndirektion I. Dachkonstruktion mit Einzelheiten.

schuppen besitzt drei Schiffe von je 25,16 m, 22,57 m und 22,57 m Stützweite und eine Tiefe von 55 m (Abb. 392 u. 393). Die Binder sind als Fachwerkbinder mit gedrückten Schrägen und gezogenen Pfosten aus Doppel-

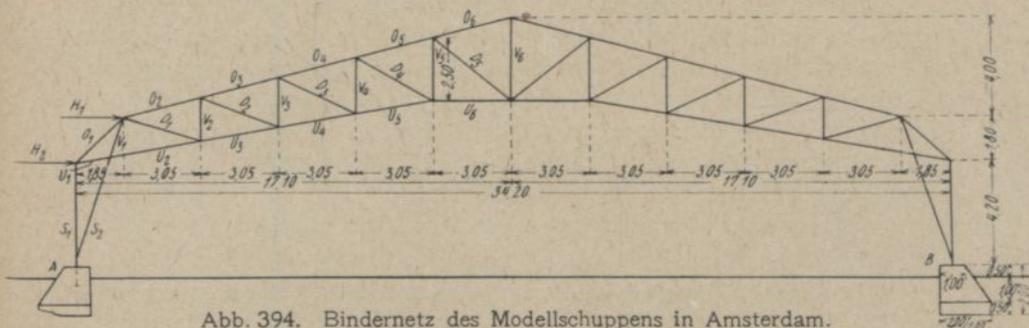


Abb. 394. Bindernetz des Modellschuppens in Amsterdam.

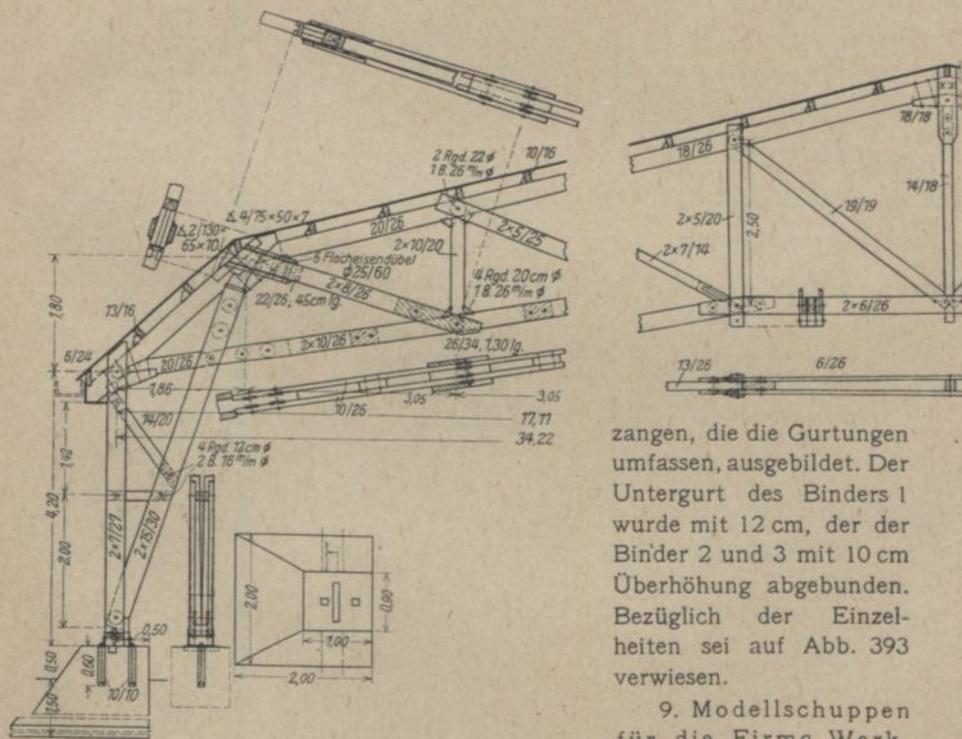


Abb. 394a. Bindereinzelheiten des Modellschuppens in Amsterdam.

zangen, die die Gurtungen umfassen, ausgebildet. Der Untergurt des Binders 1 wurde mit 12 cm, der der Binder 2 und 3 mit 10 cm Überhöhung abgebanden. Bezüglich der Einzelheiten sei auf Abb. 393 verwiesen.

9. Modellschuppen für die Firma Werkspoor in Amsterdam, entworfen und ausgeführt 1921 von der Firma Deutsche Holzbauwerke Carl Tuchscherer, A.-G., Ohlau. Die nach einem scharfen Wettbewerb mit holländischen und deutschen Firmen erfolgte Auftragserteilung an die genannte Firma machte zur Bedingung,

daß die statische Berechnung den neuesten deutschen amtlichen Bestimmungen entsprechen müsse.

Die Halle ist 73,0 m lang und besitzt eine Stützweite von 34,2 m; der Binderabstand beträgt 6,08 m. Die Eindeckung erfolgte mit Doppel-pappe auf Schalung und Pfetten. Das in Abb. 394 dargestellte System zeigt einen Zweigelenkbogen, dessen Fußgelenke ihren Horizontalschub auf die Fundamente abgeben. Die Konstruktion der Binder ist aus Abb. 394a zu ersehen. Die Anschlüsse der Stäbe sind mittels der von der Firma patentierten geschlitzten Ringdübel (s. S. 126) hergestellt. Die Tragfähigkeit der Ringe, die Diagonalenquerschnitte, sowie die Querschnittverminderung durch die Ringe sind aus der S. 128 angeführten Tabelle zu entnehmen.

Die statische Berechnung, die nach den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 aufgestellt wurde, möge nachstehend wiedergegeben werden.

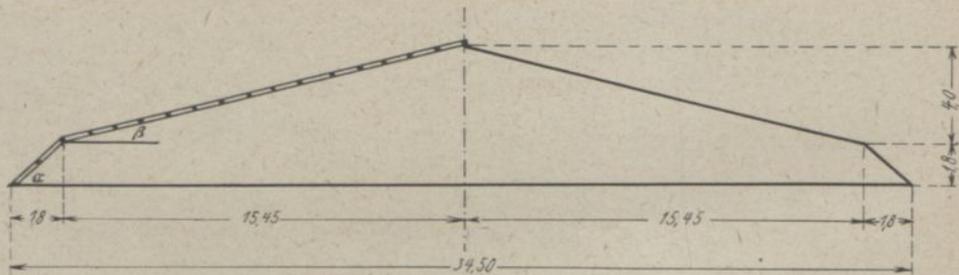


Abb. 395.

Zulässige Beanspruchungen.

Auf Druck $\sigma = - 60 \text{ kg/cm}^2$.

Auf Zug $\sigma = + 100 \text{ ,,}$

Auf Biegung $\sigma = \pm 100 \text{ ,,}$

Auf Abscheren parallel zur Faser = 10 kg/cm^2 .

Knickstäbe werden nach Euler mit achtfacher Sicherheit nach der Formel

$$J = 80 PI^2$$

berechnet.

Belastungen (Abb. 395).

$$\alpha = 45,0^\circ; \sin \alpha = \cos \alpha = 0,707,$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{4,0}{15,45} = 0,258,$$

$$\beta = 14^\circ 30',$$

$$\sin \beta = 0,25; \cos \beta = 0,970.$$

Fläche α .

Doppelpappe + Schalung + Pfetten	
= (18 + 16 + 10) : 0,707	= 62 kg/qm Grdfl.,
Schnee = 75 · 0,707	= 53
Wind horizontal = Vertikal = 150 · 0,707 ²	= 75
Binder	= 24
	Zus. 214 kg/qm Grdfl.

Fläche β .

Doppelpappe + Schalung + Pfetten	
· (18 + 16 + 10) : 0,97	= 45,0 kg/qm Grdfl.,
Schnee und Wind vertikal	
= 75 · 0,97 + 150 · 0,25 ² = 73 + 9	= 82,0
Binder	= 24,0
	Zus. 151 kg/qm Grdfl.

I. Pfetten.

Dieselben werden als kontinuierliche Pfetten ausgebildet und berechnet.

In den letzten Binderfeldern wird ein Gelenk eingeschaltet, dessen Abstand vom Binder so bestimmt wird, daß das Stützmoment = $g \frac{l^2}{12}$ beträgt. Infolge dieser Anordnung haben dann sämtliche Stützmomente den Wert $g \frac{l^2}{12}$ und alle Feldmomente den Wert $g \frac{l^2}{24}$. Die Konstruktion der Pfetten ist nun derart, daß über den Stützen die Pfettenenden so weit übereinander geführt werden, bis das negative Stützmoment auf den Wert des Feldmomentes, das heißt auf $-g \frac{l^2}{24}$ gesunken ist. Es ist also über den Stützen entsprechend den doppelten Momenten auch der doppelte Querschnitt vorhanden.

$$l = 6,08 \text{ m,}$$

$$b = \frac{15,45}{15} = 1,03 \text{ m,}$$

$$q = 1,03 (45 + 82) = 130 \text{ kg/m.}$$

Abstand des Gelenkes im Endfeld

$$(l-x) \cdot \frac{q}{2} x + q \frac{x^2}{2} = q \frac{l^2}{12}$$

hieraus folgt: $x = \frac{l}{6} = 1,01 \text{ m.}$

Pfetten des Endfeldes.

$$l = 6,08 - 1,01 = 5,07 \text{ m,}$$

$$W = \frac{5,07 \cdot 507 \cdot 130}{8 \cdot 100} = 420 \text{ cm}^3.$$

Gewählt 10/16; $W = 427 \text{ cm}^3.$

Mittelfetten.

$$M = \frac{130 \cdot 6,08^2}{24} = 200 \text{ mkg.}$$

Gewählt 6/16; $W = 256 \text{ cm}^3$,

$$\sigma = \frac{20\,000}{256} = 78 \text{ kg/qcm.}$$

Pfetten der Dachschräge.

$$q = 1,0 (62 + 53) 0,707 + 1,2 \cdot 75 = 81 + 90 = 171 \text{ kg/m.}$$

Pfetten des Endfeldes.

$$W = \frac{5,07 \cdot 507 \cdot 171}{8 \cdot 100} = 550 \text{ cm}^3.$$

Gewählt 13/16; $W = 555 \text{ cm}^3$.

Mittelfelder.

$$M = \frac{171 \cdot 6,08^2}{24} = 262 \text{ mkg.}$$

Gewählt 7/16; $W = 299 \text{ cm}^3$.

$$\sigma = \frac{26\,200}{299} = 88 \text{ kg/qcm.}$$

II. Binder.

Knotenlasten für Eigengewicht.

$$P_0 = 1,8 \cdot 6,08 (62 + 24)^{1/2} = 470 \text{ kg,}$$

$$P_1 = 470 + 6,08 (45 + 24)^{1/2} \cdot 3,10 = 1120 \text{ kg,}$$

$$P_2 - P_6 = 6,08 \cdot 3,1 (45 + 24) = 1300 \text{ kg,}$$

$$A = B = 470 + 1120 + 4 \cdot 1300 + 650 = 7440 \text{ kg,}$$

$$H_A = H_B = 4,40 \text{ t.}$$

Schnee mit vertikalem Wind, einseitig.

$$P_0 = 1,8 \cdot 6,08 \cdot 53 \cdot 1/2 = 290 \text{ kg}$$

$$P_1 = 290 + \frac{6,08 \cdot 3,1}{2} \cdot 81 = 1050 \text{ kg}$$

$$P_2 - P_3 = 6,08 \cdot 3,1 \cdot 81 = 1520 \text{ kg}$$

$$P_6 = 760 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_0 = 290 \text{ kg} \\ P_1 = 1050 \text{ kg} \\ P_2 - P_3 = 1520 \text{ kg} \\ P_6 = 760 \text{ kg} \end{array} \right\} \Sigma V = 8180 \text{ kg.}$$

$$B = \frac{760}{2} + \frac{1050 \cdot 1,85 + 4 \cdot 1520 \cdot 1,85 + 10 \cdot 1520 \cdot 3,05}{34,20} = 2130 \text{ kg.}$$

$$A = 8180 - 2130 = 6050 \text{ kg.}$$

$$H_A = H_B = 2,60 \text{ t.}$$

Wind links.

$$H_1 = 6,08 \cdot 1,85 \cdot 75 \cdot 1/2 = 420 \sim 450 \text{ kg}$$

$$H_2 = 450 + 4,2 \cdot 6,08 \cdot 1/2 \cdot 100 = \sim 1750 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} H_1 = 420 \sim 450 \text{ kg} \\ H_2 = \sim 1750 \text{ kg} \end{array} \right\} \Sigma H = 2200 \text{ kg,}$$

$$H_A = H_B = \frac{2200}{2} = 1100 \text{ kg,}$$

$$A = B = \frac{0,45 \cdot 6,0 + 1,75 \cdot 4,2}{34,2} = 0,292 \text{ t.}$$

Die Berechnung der Stabkräfte für diese 3 Belastungsfälle ist ähnlich wie bei Ausführungsbeispiel 7 nach der Elastizitätstheorie durchgeführt und kann daher hier übergangen werden.

Querschnittbemessung.

Obergurt (O_2-O_6).

Moment durch Pfettenlast (Abb. 396).

$$P = 6,08 \cdot 1,02 (45 + 82) = \sim 800 \text{ kg,}$$

$$M = 800 \cdot 1,02 = 815 \text{ mkg,}$$

$$O_{\max} = -27,92 \text{ t,}$$

$$l = 3,10 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 27,92 \cdot 3,1^2 = 21\,400 \text{ cm}^4.$$

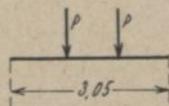


Abb. 396.

Gewählt 18/26 bzw. 20/26.

$$F = 468 \text{ qcm; } W = 2020 \text{ cm}^3; J = 26\,364 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma = \frac{27\,920}{468} + \frac{81\,500}{2028} = 58,4 + 40 = 98,4 \text{ kg/qcm.}$$

Untergurt $U_1 = -24,2$,

$$U_2 = -24,2,$$

$$U_3 = -7,70 (+5,66),$$

$$l_1 = 3,6 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 24,2 \cdot 3,6^2 = 25\,000 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 10/26$ (Abb. 397).

$$J_1 = 2 \cdot 14\,647 = 29\,294 \text{ cm}^4,$$

$$J_2 = 2 (2167 + 260 \times 10^2) = 56\,334 \text{ cm}^4,$$

$$F = 520 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{24\,200}{520} = 47 \text{ kg/qcm.}$$



Abb. 397.

$$\underline{U_4 = +16,2 \text{ t; } U_5 = +19,6 \text{ t.}}$$

Gewählt 13/26.

$$F_n = 338 - 106 - 8,5 \cdot 2,6 = 210 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{19\,600}{210} = 93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\underline{U_6 = +17,28 \text{ t.}}$$

Gewählt $2 \times 6/26$.

$$F_n = 312 - 106 - 7,5 \cdot 2,6 = 186 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{17\,280}{186} = 93 \text{ kg/qcm.}$$

Außenstiel $S_1 = +18,45 \text{ t.}$

Gewählt $2 \times 6/24$.

$$F = 288 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{18\,450}{288} = 64 \text{ kg/qcm.}$$

Strebe = — 36,0 t,

$$l_1 = 6,00 \text{ m,}$$

$$l_2 = 4,4 \text{ m,}$$

$$J_1 = 80 \cdot 36,0 \cdot 6,0^2 = 104\,000 \text{ cm}^4,$$

$$J_2 = 80 \cdot 36,0 \cdot 4,3^2 = 53\,500 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 2 × 15/28 (Abb. 398).

$$J_2 = 2 \cdot 27\,440 = \sim 55\,000 \text{ cm}^4,$$

$$J_1 = 2(7875 + 420 \cdot 17^2) = 258\,000 \text{ cm}^4.$$

$$\underline{O_1 = + 33,0 \text{ t.}}$$

Gewählt 20/28.

$$F = 560 \text{ qcm; } W = 2613 \text{ cm}^3, \quad "$$

$$P = 6,0 \cdot 0,8(62 + 53 + 24) \cdot 0,707 + 75 \cdot 6,0 \cdot 0,8 = 1030 \text{ kg (Abb. 399).}$$

$$M = 1030 \cdot 0,8 = 825 \text{ mkg,}$$

$$\sigma = \frac{33\,000}{560} + \frac{82\,500}{2613} = 59 + 32 = 91 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{\text{Diagonale } D_1 = + 22,0 \text{ t.}}$$

Gewählt 2 × 8/24.

Oberer Anschluß durch 4 Dübel □ 30/70.

Pressung im Versatz.

$$\sigma = \frac{22\,000}{4 \cdot 3,0 \cdot 24} = 77 \text{ kg/qcm,}$$

$$F_n = 384 - 2 \cdot 3,0 \cdot 24 = 240 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{22\,000}{240} = 92 \text{ kg/qcm.}$$

Unterer Anschluß 4 Ringe 200 φ (P = 22 400 kg).

Anschluß erfolgt durch Futterholz.

$$F_n = 384 - 86,4 - 12 \cdot 2,6 = 266 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{22\,000}{266} = 83 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_2 = + 12,6 \text{ t.}}$$

Gewählt 2 × 5/25.

Anschluß 2 Ringe 22 φ.

$$F_n = 129,5 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{12\,600}{129,5} = 97 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{D_3 = + 5,79 \text{ t.}}$$

Gewählt 2 × 4/19.

Anschluß 2 Ringe 160 φ.

$$F_n = 87 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{57\,900}{87} = 66 \text{ kg/qcm}$$



Abb. 398.

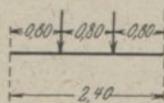


Abb. 399.

$$\underline{D_1} = + 2,55 t (- 2,00) t.$$

$$\underline{l} = 3,5 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 2,0 \cdot 3,5^2 = 1960 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 14/14. $J = 3201 \text{ cm}^4.$

Anschluß oben mittels Laschen durch Ring 140 ϕ .

Anschluß unten mittels 2 \square Laschen 50/6 und 2 Bolzen 20 ϕ .

$$\underline{D_5} = - 8,0 t,$$

$$\underline{l} = 3,9 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 8,0 \cdot 3,9^2 = 9800 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 19/19. $J = 10\ 800 \text{ cm}^4.$

$$\underline{V_2} = - 10,4 t,$$

$$\underline{l} = 1,70 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 10,4 \cdot 1,7^2 = 2400 \text{ cm}^4.$$

Gewählt $2 \times 10/20$. $J = 2 \cdot 1667 = 3334 \text{ cm}^4,$

$$F = 400 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{10\ 400}{400} = 26 \text{ kg/qcm,}$$

$$\underline{V_3} = - 6,56 t,$$

$$\underline{l} = 2,0 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 6,56 \cdot 2,0^2 = 2100 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 14/18. $J = 4116 \text{ cm}^4,$

$$\sigma = \frac{6560}{252} = 26 \text{ kg/qcm,}$$

$$\underline{V_4} = - 3,61 t,$$

$$\underline{l} = 2,2 \text{ m,}$$

$$J = 80 \cdot 3,61 \cdot 2,2^2 = 1400 \text{ cm}^4.$$

Gewählt 13/13. $J = 2380 \text{ cm}^4,$

$$F = 169 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma = \frac{3610}{169} = 21 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{V_5} = + 6,54 t.$$

Gewählt $2 \times 5/20$.

Anschluß oben 2 Ringe 180 ϕ .

Anschluß unten durch Versatz.

$$F_n = 114,7 \text{ qcm,}$$

$$\sigma = \frac{6540}{114,7} = 25 \text{ kg/qcm.}$$

$$\underline{V_6} = + 8,36 t.$$

Gewählt 14/18.

Anschluß oben durch 4 Ringe 120 ϕ .

Anschluß unten durch Versatz.

M. Zelt-, Kuppel- und Turmdächer, Dachreiter.

I. Zeltdächer.

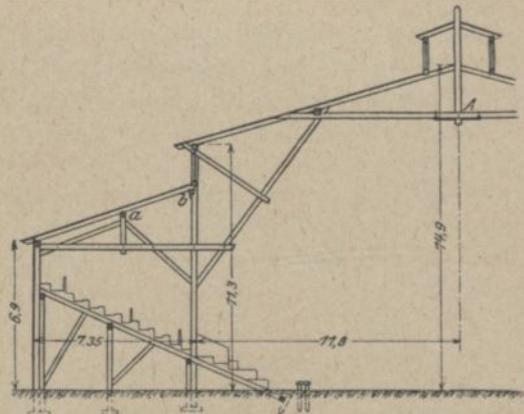
Bei den Zeltdächern schneiden sich die einzelnen Dachflächen in sogen. Graten und die Grate in einem Punkte, der Spitze. Sie können auch als allseitig abgewalmte Dächer bezeichnet werden (vgl. S. 62). Ihre Grundrißform ist die eines Quadrates, regelmäßigen Vielecks oder eines Kreises. Das Haupttragwerk der Zeltdächer besteht gewöhnlich, wie bei den Satteldächern, aus den Bindern, die hier unter den Graten liegen und die herumlaufenden Pfetten tragen. Die letzteren nehmen die senkrecht zum Traufvieleck oder Traufkreis stehenden Sparren auf, die wieder die Dacheindeckung stützen. Die Binder schneiden sich in der lotrechten Mittelachse des Daches, die daher durch eine entsprechend vieleckige Mittelsäule, der sogen. Helmstange oder den Kaiserstiel, gebildet wird. Die gedrückten Binderobergurte legen sich gegen die Helmstange, während die gezogenen Untergurte an einen eisernen Ring oder ein ähnliches zugsicheres Konstruktionsglied angeschlossen werden. Die die Binder versteifenden Doppelzangen werden in verschiedenen Höhen angeordnet, so daß sie ungehindert aneinander vorbeigehen können. Die Sparren sind wie bei den Dachwalmen Schifter. Bei den Zeltdächern, insbesondere solchen kreisrunder Grundrißform, läßt man meist nur die Gratsparren bzw. Bindersparren bis zur Spitze durchgehen und ordnet zwischen diesen Wechsel an, gegen welche die Mittelschifter laufen, um mit ihnen verzapft oder verblattet zu werden. Bei einer zweiten Bauart von Zeltdächern liegt das Tragwerk, wie bei den Kuppeln, ganz in den Dachflächen. Unter den Graten liegen Gratsparren, die durch herumlaufende Ringe, welche gleichzeitig als Pfetten dienen, verbunden sind. Das so gebildete Tragsystem ist zunächst nur für gleichmäßige Belastung stabil, für ungleichmäßige Belastung müssen die aus Gratsparren und Pfetten gebildeten Felder durch Schrägen versteift werden. Die Gratsparren sind gedrückt und stemmen sich gegen einen Fußring, der stets Zug erleidet.

Ein Beispiel eines Zeltdaches mit Bindern stellt der von der Firma Zimmermann & Co. in Kassel errichtete Zirkus Sidoli (Abb. 400) dar. Oberhalb des Inneren, der Manege, ist die Grundrißform ein regelmäßiges Achteck, oberhalb der Zuschauerplätze ein regelmäßiges Sechzehneck. Da die Zwischenpfetten *a* sowie die Firstpfetten *b* der Pultdächer über den Zuschauerplätzen zu den Außenwänden nicht parallel sind, so sind dieselben aus Doppelhölzern hergestellt, welche miteinander verbolzt und durch dazwischengetriebene Keile so weit gesprengt sind, daß die Sparren überall aufliegen. Der Kaiserstiel wird von zwei Paar sich unter rechtem Winkel kreuzenden Zangen umfaßt. Die übrigen, in gleicher Höhe befindlichen Zangen sind auf einen \square -Eisenring, welcher an die durchgehenden Zangen angebolzt ist, aufgekämmt und ebenfalls mit

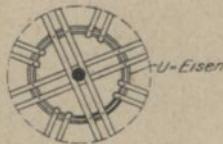
dem Kranz verbolzt (Abb. 400). Die Anordnung der geneigten Balkenlage unter den Sitzplätzen sowie der Pfosten zur Unterstützung derselben ist aus Abb. 400 zu ersehen.

Ein anderes Beispiel eines Zeltendes mit Dachreiter ist später beschrieben.

Ein eigenartiges Zeltendach mit nach der Mitte vorgekragten Auflagerbindern stellt der in Abb. 401 veranschaulichte Lokomotivschuppen der Versailler Bahn¹⁾ dar. Die Grundrißform ist ein regelmäßiges Zwölfeck. Auf den Enden der Kragarme ruht eine gleichfalls zwölfeckige Laterne. Die Abmessungen und Einzelheiten gehen aus Abb. 401 hervor.



Diagonalschnitt.



Auflagerungen der Zangen bei A.

II. Kuppeldächer.

Ein Zeltendach mit gekrümmter Dachlinie wird ein Kuppeldach genannt (vgl. S. 62). Ebenso wie das Zeltendach kann das Kuppeldach über vieleckigem oder rundem Grundriß errichtet werden. Die Kuppeldächer besitzen fast stets eine Laterne, die die Kuppel in der Mitte durchschneidet und auf der Dachkonstruktion ruht. Die Kuppel wird meist so ausgebildet, daß der Innenraum von unten frei bleibt, daß also die Kon-

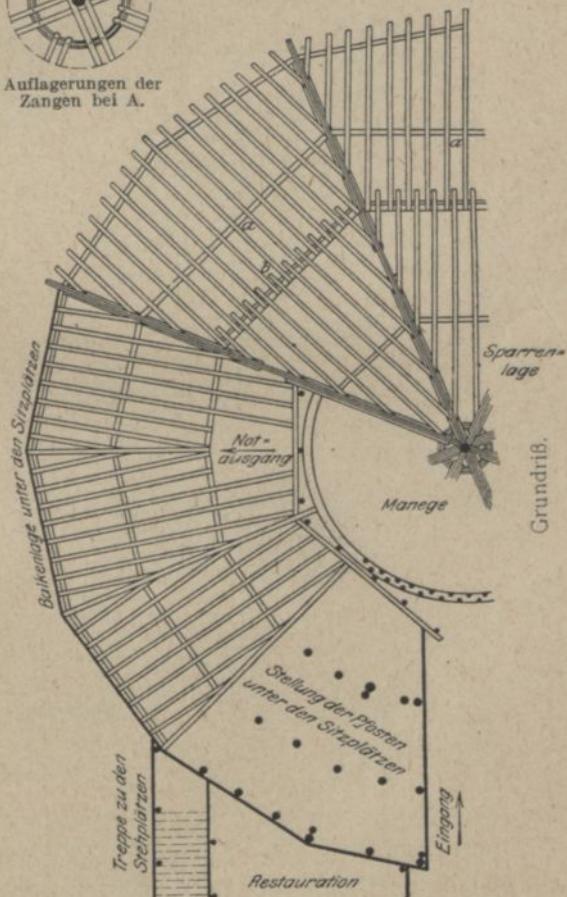


Abb. 400. Zirkus Sidoli in Kassel.

¹⁾ Handb. d. Arch. II. Bd., 3. Aufl., S. 207.

struktionssteile möglichst in der Kuppelfläche liegen und die Kuppel somit auf der Umfassungsmauer gestützt ist. Nach der älteren Bauart ist die Kuppel entsprechend den älteren Zeltdächern ausgebildet, indem das Tragwerk aus Bindern besteht, die sich radial durchschneiden. Bei

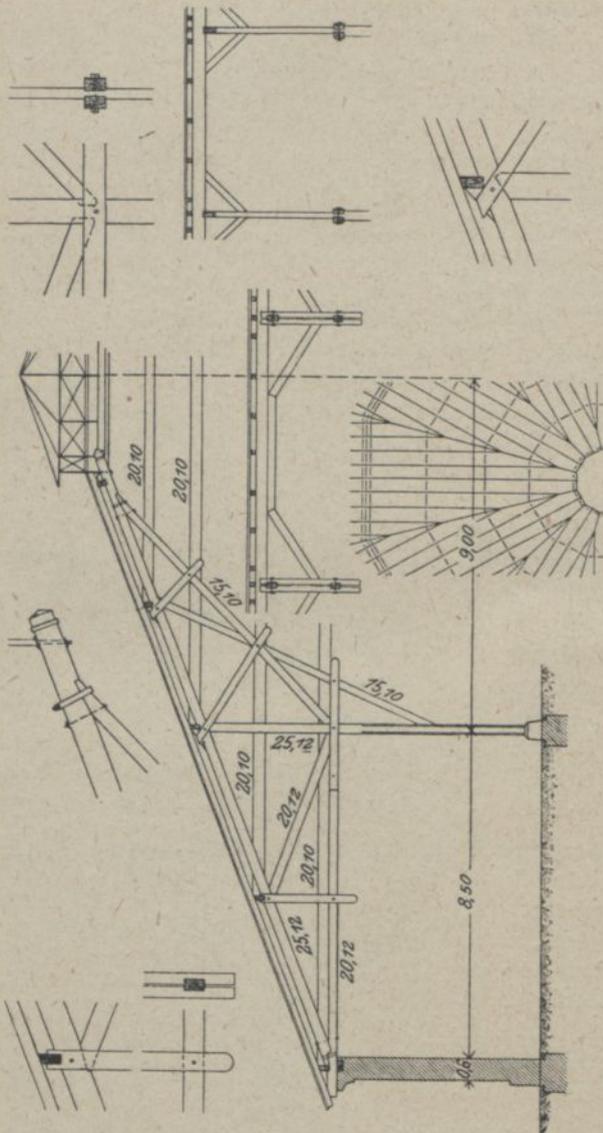


Abb. 401.
Lokomotivschuppen der Versailler Bahn.

dieser Ausbildung ist es also nicht möglich, wie vorhin angegeben, den Innenraum von Konstruktionsteilen ganz freizuhalten; eine solche Kuppel stellt sich demnach nur von außen als Kuppel dar. Am einfachsten ist die Konstruktion, wenn eine Balkenlage vorhanden ist, auf welcher die

Kuppel gestützt werden kann. Nach der jetzt fast allgemein üblichen Bauart liegen alle tragenden Teile in der Dachfläche. Bei einer wissenschaftlich richtigen Ausbildung des Tragwerks sind gewisse statische Grundsätze zu beachten, die insbesondere von Schwedler für eiserne Kuppeln aufgestellt worden sind und auch für Holzkuppeln angewendet werden können¹⁾. Ähnlich wie für das Fachwerk entwickelt (s. S. 103 u. f.) ergeben sich auch für die Kuppel, die ein räumliches Fachwerk darstellt, Kennzeichen für die statische Bestimmtheit und Starrheit. In gleicher

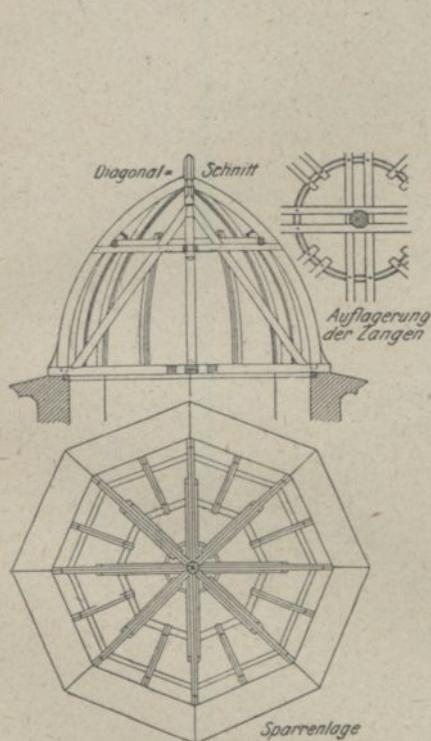


Abb. 402.

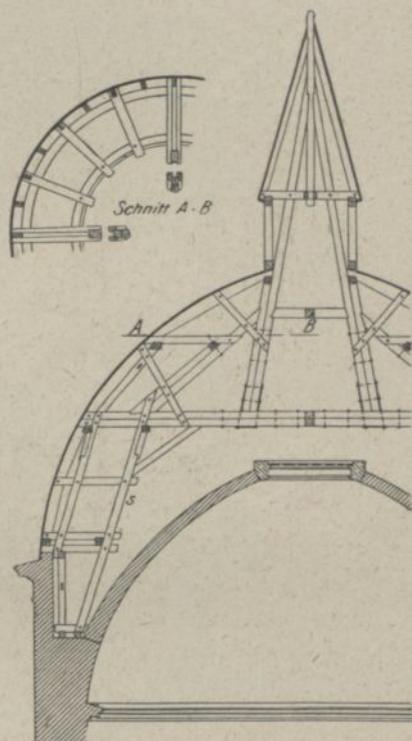
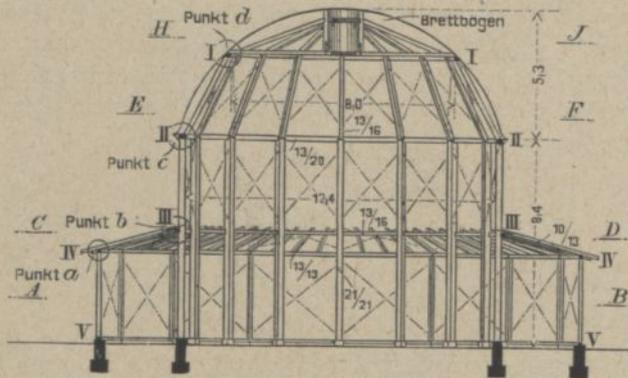


Abb. 403.

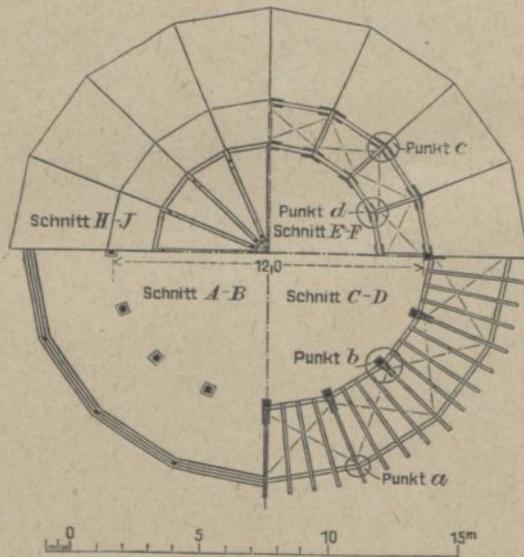
Weise, wie bei der zweiten Bauart der Zeltdächer angedeutet, besteht das Tragwerk aus Gratsparren, die sich oben gegen einen Druckring, unten gegen einen Zugring stützen; auf den Gratsparren, die gleichsam die Binder darstellen, liegen die ringsherum laufenden Pfetten, und in den so entstehenden Vierecken werden die Schrägen angeordnet. Es können auch Zwischengratsparren zur Unterstützung der Pfetten vorgesehen werden, die jedoch nicht bis zum Laternenring durchzugehen brauchen. Auf das so konstruierte Traggerippe kommt die Schalung und die Dacheindeckung, die meist aus Kupfer, Blei, Zinkblech oder Schiefer besteht.

¹⁾ Handb. d. Arch., III. Teil, II. Bd., Heft 4, S. 211, 3. Aufl.

Die Dachform wird am bequemsten erhalten, wenn die Gratsparren als gekrümmte Bohlensparren ausgebildet und so nahe gelegt werden, daß die Schalung unmittelbar aufgelegt werden kann. Hierbei können auch die Schrägen gesparrt werden.



Querschnitt.

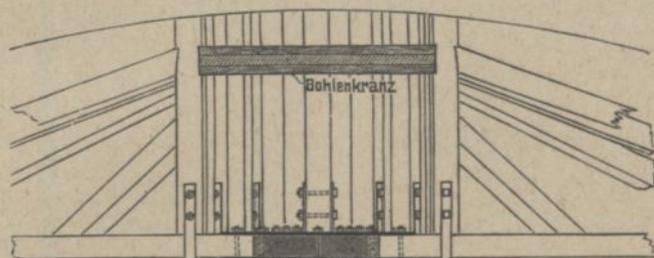


Grundriß.

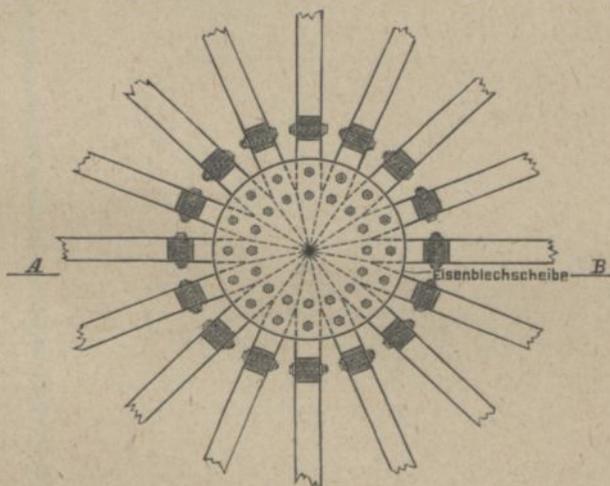
Abb. 404. Mohammedanisches Bethaus in Wünsdorf.
Allgemeine Anordnung.

Ein Beispiel einer Kuppel mit Bohlensparren zeigt Abb. 402. Die Helmstange, gegen welche sich die Bohlensparren der achtseitigen Kuppel stützen, wird durch vier Hängwerke, deren Ebenen sich in der ersten schneiden, getragen. In jedem Feld ist ein mittlerer Zwischensparren angeordnet, der bis zu einem Pfettenkranz reicht, welcher durch Kehlzangenpaare getragen wird.

Eine Ausführung einer Kuppel über einer massiven Innenkuppel, die nicht belastet werden darf, ist in Abb. 403 veranschaulicht. Die äußere Kreiskuppel wird durch zwei in zueinander senkrechten Ebenen liegende Hängesprengwerke gestützt. Das Tragwerk des Dachreiters ist mit dem oberen doppelten Hängwerk organisch verbunden. Die Last des letzteren wird durch die Sprengwerkstreben *S* auf die Außenmauern übertragen. Sowohl Sparren als auch Pfetten sind aus Bohlenstücken



Querschnitt A—B.



Horizontalschnitt.

Abb. 405. Einzelheit des oberen Kuppelteiles.

in mehrfachen Lagen hergestellt. Zur weiteren Versteifung der Sparren mit dem Haupttragwerk dienen Zangen und Streben.

Eine Ausführung nach neuerer Bauart, bei welcher also das Tragwerk in der Kuppelfläche selbst liegt, zeigt die Kuppel für das mohammedanische Bethaus in Wünsdorf, Prov. Brandenburg¹⁾ (Abb. 404 bis 407), welches als reiner Holzbau mit beiderseitiger Bretterverschalung auf massiven Grundmauern (1915) ausgeführt ist. Die statische Berechnung sowie die bauliche Gestaltung und Durchbildung der

¹⁾ Zentralbl. d. Bauv. 1916, S. 177.

Einzelheiten für den Kuppelbau lag in den Händen des Zivilingenieurs Baurat Karl Bernhard, Berlin. Die Kuppel ist als räumliches Fachwerk aus Holz mit Verspannungen aus Rundeisen ausgebildet.

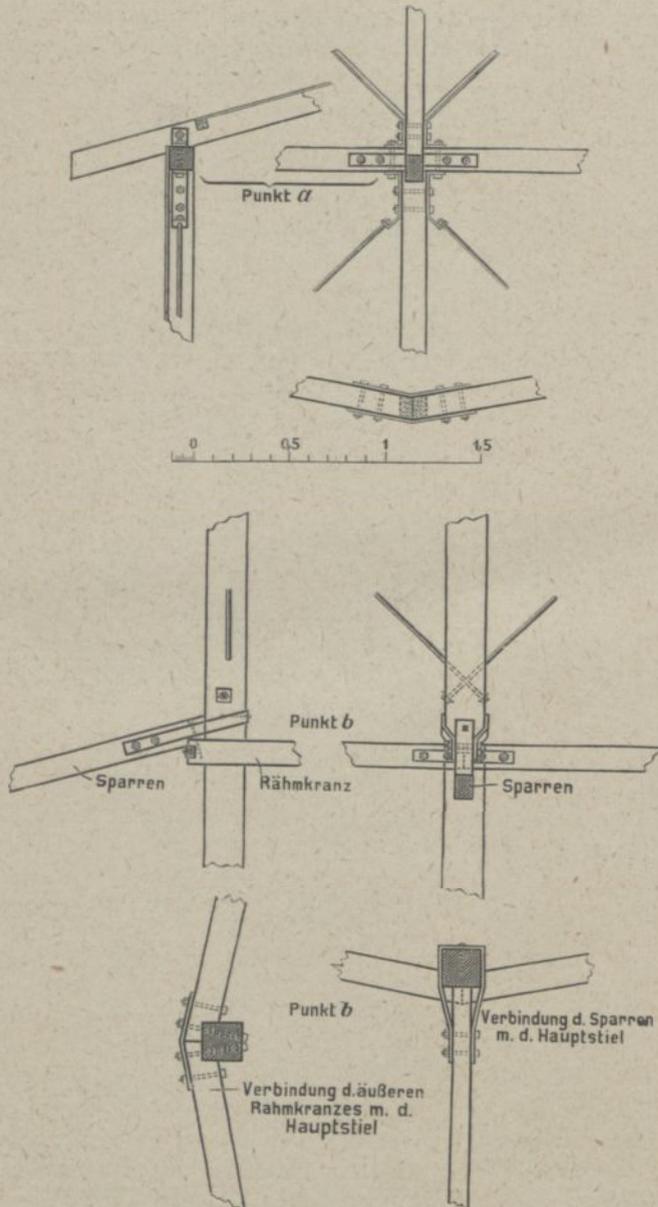


Abb. 406. Einzelheit bei den Punkten a und b
(zu Abb. 404).

wodurch sich sehr geringe Abmessungen ergeben haben. Der zur Verfügung stehende Raum zwischen äußerer und innerer Verschalung der Kuppel gab die Lage des sechzehneckigen Schlußringes I (Abb. 404) derart, daß das Tragwerk möglichst zur Aufnahme sowohl der äußeren als auch der inneren Schalung benutzt werden konnte. Auch die Lage der übrigen Ringe ergab sich durch die architektonische Anordnung. Zwischen den Ebenen der Ringe I, II, III, IV und der Fußpunkte bei V liegen die aus Stielen und Diagonalverspannungen bestehenden Ausfachungsfelder. So sind der steile Pyramidenstumpf I, II, die Trommel II, III, der flache Pyramidenstumpf III, IV und die Trommel IV, V als Glieder des Kuppelbaues durchgebildet. Die Verlängerungen der Stiele II, III bis zum Fußboden wirken als Pendelstützen und erhalten nur lotrechte Lasten. Das Tragwerk des Kugelabschnitts über Ring I besteht aus 16 Radialstreben nebst Stielen und 16 Zugriegeln, die in der Mitte durch ein Blech zusammengehalten sind (Abb. 406). Sie bilden also ein sechzehnfaches Stern-Sprengwerk, das noch den Kuppelschlußring wirksam aussteift. Sämtliche Stäbe des Raumfachwerks sind aus Holz, nur die gekreuzten Zugdiagonalen bestehen aus Rundeisen (Abb. 406 u. 407). In einigen Feldern der Trommel IV, V

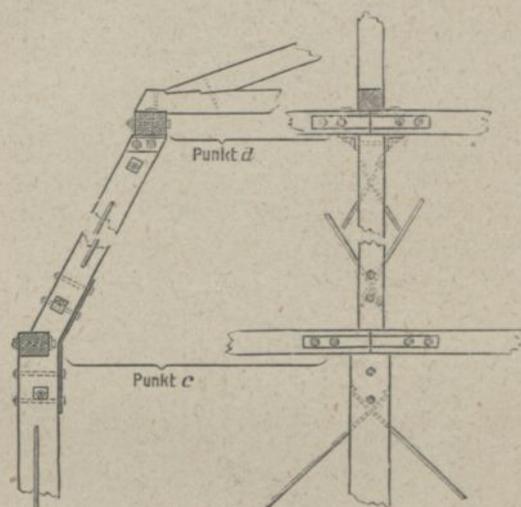


Abb. 407.

Einzelheit bei den Punkten *c* und *d* (Abb. 404).

mußten wegen der Tore die Diagonalen fortgelassen werden. Dort wurden dann durch Einziehen von Kopfbändern steife Rahmen geschaffen.

Die statische Berechnung wurde auf Grund der durch die ministeriellen Vorschriften vom 31. Januar 1910 festgelegten Belastungen und zulässigen Beanspruchungen durchgeführt. Die größten Spannkraft im Raumfachwerk, sowie die in die Fundamente abgeleiteten Kräfte sind wie bei der bekannten Bauart der Schwedlerkuppel ermittelt. Es haben sich dabei folgende Querschnitte für die Hölzer ergeben: Für Ring I und II 13/16 cm flachliegend, für Ring III, IV, V 13/13 cm, für Pfosten I, II 16/16 cm, für II, III bis zum Fußboden 19/21 cm. Ferner für Pfosten III, VI und IV 13/13 cm. Die Rundeisenverspannungen in den Feldern I, II und III, IV haben 16 mm und in den Feldern II, III und IV, V 20 mm Durchmesser. In der statischen Berechnung ist hauptsächlich die Bestimmung der Stabkräfte infolge Winddruck bemerkenswert, da bei

diesem sämtliche Stäbe des räumlichen Fachwerks Spannkkräfte erhalten, während bei Belastung durch Eigengewicht und gleichmäßiger Schneelast nur die Ringstäbe und Pfosten beansprucht werden. Der Winddruck ist zu 125 kg/qm wagerecht wirkend angenommen.

Mit den in Abb. 408a angegebenen Bezeichnungen und Abmessungen ergeben sich folgende Windbelastungen:

$$W_{\text{I}} = 0,125 \cdot 1,5 \cdot \frac{8,0}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{3} = 0,33 \text{ t,}$$

$$W_{\text{II}} = 0,125 \cdot \frac{8,0 + 12,40}{2} \cdot 3,80 \cdot \frac{2}{3} = 2,60 \text{ t,}$$

ebenso ergeben sich:

$$W_{\text{III}} = 3,04 \text{ t,}$$

$$W_{\text{IV}} = 0,10 \text{ t,}$$

$$W_{\text{V}} = 5,70 \text{ t.}$$

Die Last W_{I} verteilt sich auf alle 16 Knotenpunkte, somit ist

$$W_{1-16} = \frac{0,33}{16} = 0,02 \text{ t.}$$

Diese geringe Last wird vernachlässigt.

Von der Last W_{II} entfällt die Hälfte auf die Knotenpunkte der Windseite, also

$$\frac{W_{\text{II}}}{2} = 1,30 \text{ t.}$$

Diese Last verteilt sich nach Abb. 408b auf die einzelnen Knotenpunkte wie folgt:

$$W_1 = \frac{1,30}{8,0} \cdot 1,50 = 0,24 \text{ t,}$$

$$W_2 = \frac{1,30}{8,0} \cdot 1,35 = 0,22 \text{ t,}$$

$$W_3 = \frac{1,30}{8,0} \cdot 1,10 = 0,18 \text{ t,}$$

$$W_4 = 0,10 \text{ t,}$$

$$W_5 = 0,03 \text{ t.}$$

Die Belastung des Ringes II beträgt

$$\frac{2,6 + 3,4}{2} = 3,00 \text{ t.}$$

Die Verteilung auf die Knotenpunkte der Windseite ist nach Abbildung 408b unter der Berücksichtigung, daß das geringe Kippmoment vernachlässigt wird und sich die Windlasten der Kuppel auf alle 16 Punkte übertragen, folgende:

$$W_1 = \frac{0,33 + 2,60}{16} + \frac{3,00 \cdot 2,40}{12,40} = 0,68 \text{ t,}$$

$$W_2 = 0,63 \text{ t,}$$

$$W_3 = 0,50 \text{ t,}$$

$$W_4 = 0,32 \text{ t,}$$

$$W_5 = 0,16 \text{ t.}$$

Nach Abb. 408c ergeben sich:

- die größte Ringspannkraft
 $a = -0,96 \text{ t}$,
- die größte Schrägenkraft
 $d = +1,60 \text{ t}$,
- die größte Pfostenkraft
 $v = \mp 1,30 \text{ t}$.

Dabei folgen die Schrägen- und Pfostenkraft aus der Differenz zweier in einem Knotenpunkte angreifender Ringspannkraften. Entsprechend werden auch die Stabkräfte der übrigen Teile gefunden. Die Ermittlung der Spannkraften aus der ständigen und Schneelast bedarf keiner weiteren Erörterung, da sie sich durch einfache Kräftezerlegung in den Knotenpunkten ergeben. Zwischen je zwei Pfosten sind noch je zwei Sparren zur Aufnahme der Dachhaut angeordnet, wodurch in den Pfosten Biegemomente entstehen, die bei der Querschnittbemessung zu berücksichtigen waren.

Schließlich sei noch erwähnt, daß sich die Hetzersche Bauweise (s. S. 173) zur Herstellung der Kuppelsparren in beliebiger Form gut eignet. Abb. 409 zeigt den Querschnitt einer 14 m weit gespannten und 13 m hohen Kuppel einer Kirche, bei welcher solche vollwandige Kuppelsparren in I-Form verwendet sind.

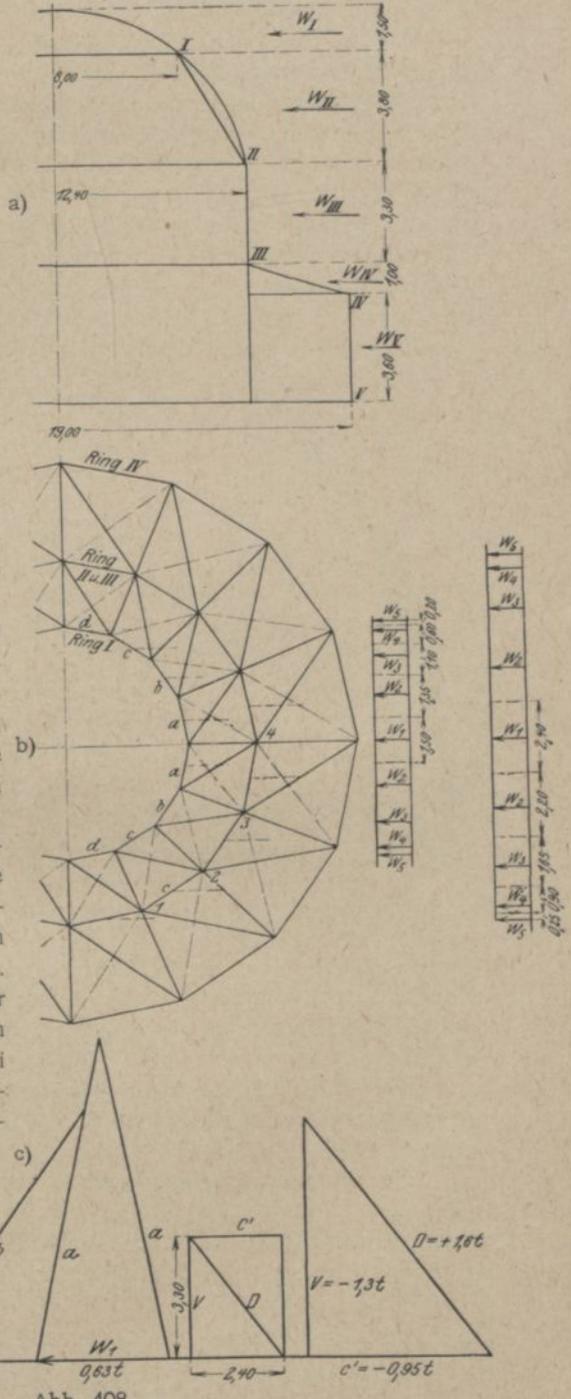


Abb. 408.

Die verschiedenen geschweiften Kuppeln, das sogen. Glockendach, Zwiegeldach, Kaiserdach, bei denen es sich meist nur um kleine Abmessungen handelt, lassen sich am einfachsten mit Hilfe von zugeschnittenen Bohlen auf entsprechender Unterkonstruktion aus Kant-hölzern herstellen. Ebenso bietet die Ausbildung der Dachreiter geringer

Höhe keine Schwierigkeiten; die größeren Dachreiter sollen später besonders behandelt werden.

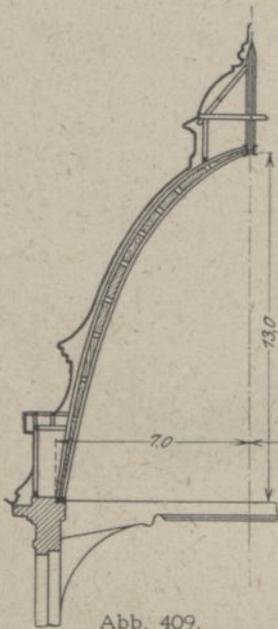


Abb. 409.

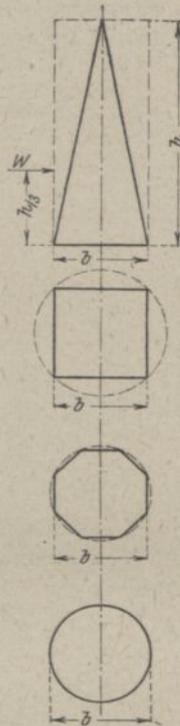


Abb. 410.

III. Turmdächer.

Zeltdächer von großer Höhe auf meist quadratischer oder achteckiger selten kreisförmiger Grundfläche werden als Turmdächer, Turmpyramiden, Turmhelme oder kurz Türme bezeichnet. Wegen ihrer kleinen Grundfläche bietet der Winddruck, der an einem großen Hebelarm wirkt, eine Gefahr für die Standfestigkeit der Turmhelme. Deshalb ist auch ihre Ausbildung oft schwierig, da bei unsachgemäßer Anordnung, wie ältere Kirchtürme zeigen, leicht schädliche Formänderungen auftreten können, die u. U. zum Einsturz führen.

Der Winddruck auf die Turmpyramide von regelmäßiger Grundfläche ergibt sich, unter der Annahme, daß die Seitenflächen lotrecht stehen, also als halbe Fläche des über der Grundfläche errichteten Prismas, somit etwas zu ungünstig, wie folgt:

Ist p der Winddruck auf 1 qm senkrecht getroffener Fläche, b der Abstand zweier Grundrißseiten, h die Höhe der Pyramide (Abb. 410), dann ist

- für die quadratische Pyramide $W = 0,5 p b h$,
 „ „ achtseitige „ $W = 0,414 p b h$,
 „ den Kegel $W = 0,392 p b h$.

Der Angriffspunkt des Winddrucks liegt in $\frac{1}{3}$ der Höhe der Pyramide über der Grundfläche. Das Kippmoment ist daher

$$M_K = W \frac{h}{3}$$

Der Winddruck ist nach dem Gutachten der Akademie des Bauwesens (13. Juli 1889 und 17. April 1899) für deutsche Windverhältnisse zu $p = 125 \text{ kg/qm}$ anzunehmen, wobei p jedoch für besondere Verhältnisse zu erhöhen ist. Insbesondere ist die vom Wind getroffene Fläche der Bekrönung mit Rücksicht auf die stoßweise Wirkung des Winddrucks in großer Höhenlage reichlich einzusetzen und der Winddruck für diese Teile zu $p = 300 \text{ kg/qm}$ zu wählen. Für die Standsicherheit des Turmes ist erstens die Bedingung zu erfüllen, daß er nicht verschoben wird, und zweitens, daß er nicht umkippt. Dem ersten Bestreben wirkt der Reibungswiderstand an den Auflagern entgegen, dem zweiten Bestreben, Kippen um die Vorderkante oder Kippkante, das Standmoment oder Stabilitätsmoment. Ist G das Gewicht des Turmes, so ist das Standmoment

$$M_S = G \cdot \frac{b}{2}.$$

Damit kein Kippen stattfindet, muß also sein

$$M_S > M_K.$$

Das Verhältnis

$$\frac{M_S}{M_K} = s$$

ist die sogen. Sicherheit gegen Kippen, die etwa 1,5 bis 2,0 anzunehmen ist. Die größte Gefahr gegen Kippen besteht vor der Fertigstellung des Turmes, wenn die Dachdeckung noch nicht aufgebracht und der Turm bereits verschalt oder verlattet ist, da dann das Eigengewicht noch zu klein ist und der Wind im Balkenwerk eine große Angriffsfläche findet.

Damit der Widerstand gegen Verschiebung ausreichend ist, muß, wenn f die Reibungszahl für Gleiten ist,

$$W_t \leq f \cdot G$$

sein. Die Reibungszahl kann gleich $f = 0,5$ gesetzt werden, so daß $W < 0,5 \cdot G$ sein muß. Reicht das Eigengewicht nicht für die Standsicherheit gegen Kippen aus, so muß der Turm mit dem Mauerwerk verankert werden. Durch die Verankerung ist so viel Mauerwerk zu fassen, als für die Standsicherheit erforderlich ist. Mit Rücksicht auf die statischen Verhältnisse soll möglichst

$$\frac{h}{b} \leq 5$$

sein. Neben den Bedingungen für die Standfestigkeit müssen die Bedingungen für die geometrische, wenn möglich auch die statische Bestimmtheit des Raumbauwerks erfüllt sein, damit keine unerwünschten Formänderungen, Verbiegungen und Verdrehungen des Turmes eintreten. Eingehende Betrachtungen hierüber hat Landsberg im Handbuch der Architektur¹⁾ angestellt, auf die hier verwiesen werden möge. Nach den Untersuchungen von Landsberg sind die sogen. Mollerschen Turmdächer, welche viel ausgeführt wurden und sich auch gut gehalten haben, nicht stabil und können auch nicht berechnet werden. Die Ausbildung der Mollerschen Turmdächer möge an dem Turmhelm der Kirche zu Friedrichsdorf (Abb. 411) näher erläutert werden.

¹⁾ Handb. d. Arch., III. Teil, 2. Bd., Heft 4, S. 164 u. f.

Abb. 411.
Turmhelm der Kirche
zu Friedrichsdorf.

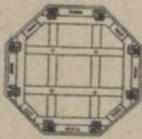
Schnitt I-I



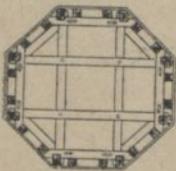
Schnitt II-II



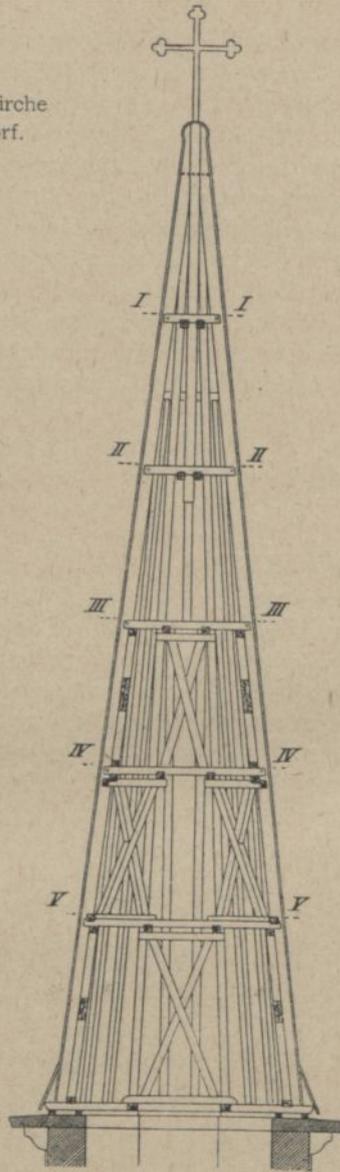
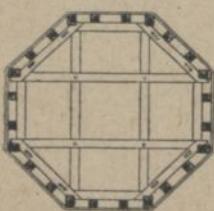
Schnitt III-III



Schnitt IV-IV



Schnitt V-V



Unterste Balkenlage

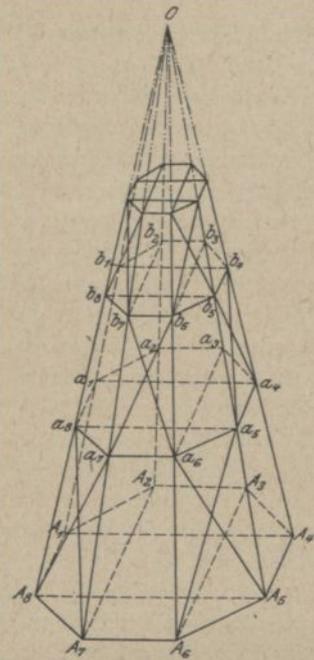


Abb. 412.

Die Gratsparren bilden die Hauptteile; sie laufen von unten bis oben durch und setzen sich an der Spitze gegen einen lotrechten Stab, wie bei den Zelt-dächern Helmstange oder Kaiserstiel genannt, welcher die Aufgabe hat, den Zusammenschluß der Gratsparren zu erleichtern und das Anbringen des Turmkreuzes zu ermöglichen. Der ganze Turm wird in einzelne Stockwerke von 3,00 bis 4,50 m Höhe zerlegt; in jedem Stockwerk sind vier Wände angebracht, deren jede aus Schwelle, Holm und zwei Schrägen (Andreaskreuz) besteht. Diese Wände wechseln in den

verschiedenen Stockwerken; wenn die Wände des einen Stockwerkes an den Seiten 1, 3, 5, 7 des Achtecks angeordnet sind, so sind sie in dem darüber folgenden Stockwerk in den Seiten 2, 4, 6, 8. So 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 verstrebtten Wände tragen die Balken $a_1 a_4, a_8 a_5, a_2 a_7, a_3 a_6$ bzw. $b_1 b_4, b_8 b_5, b_2 b_7, b_3 b_6$ (Abb. 412), welche in den großen schrägliegenden Ebenen $A_1 A_4 O, A_8 A_5 O, A_2 A_7 O, A_3 A_6 O$ angeordnet sind. Die Balken der einen Richtung sind über diejenigen der anderen, im Grundriß winkelrecht dazu stehenden Richtung gelegt; beide sind etwa 2,5 cm tief miteinander verkämmt und verschraubt. Auf diese vier Balken werden nun die Schwellen der vier verstrebtten Wände des nächsten Stockwerkes gelegt. Die Helmstange reicht nur um eine oder zwei Geschoßhöhen hinab. Wo die Gratsparren gestoßen werden müssen, werden die Teile unmittelbar aufeinander gesetzt. Der in Abb. 411 dargestellte Turm setzt sich auf das Gebälk, welches aus den in allen Böden sich wiederholenden vier Balken und den zwischen denselben sowie 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 verstrebtten Wände.

Die Mollersche Bauweise bietet folgende Vorteile:

a) Die vielfach bei anderen Türmen bis zum untersten Boden hinabgeführte Helmstange, welche den Turm unnötig beschwert, ist bis auf das kurze Stück an der Spitze fortgelassen.

b) Das Richten des Turmdaches ist sehr leicht. Zuerst wird die Grundbalkenlage gelegt und darauf werden die vier verstrebtten 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 Gratsparren (etwa 2, 4, 6, 8) gestoßen werden. So geht die Aufstellung weiter. Ein besonderes Gerüst kann erspart werden, da die verstrebtten Wände als Gerüste dienen können.

c) Das Beseitigen schadhafter und das Neueinbringen guter Hölzer ist bei dieser Konstruktion ohne besondere Schwierigkeit möglich.

d) Der innere Turm ist von Hölzern frei und leicht zugänglich.

Der Hauptnachteil des Mollerschen Turmhelmes ist, wie bereits erwähnt, daß er eine labile Konstruktion bildet.

Bezüglich der Standfestigkeit des Helmes schreibt Moller vor, daß die Holzkonstruktion ohne jede Verankerung mit dem Mauerwerk, also nur infolge seines Eigengewichts freistehen soll. Diese Forderung entspricht neueren Anschauungen keineswegs, nach denen eine Verankerung stets dort anzubringen ist, wo sie statisch erforderlich ist.

Während bei der Mollerschen Bauweise der Kaiserstiel nur eine

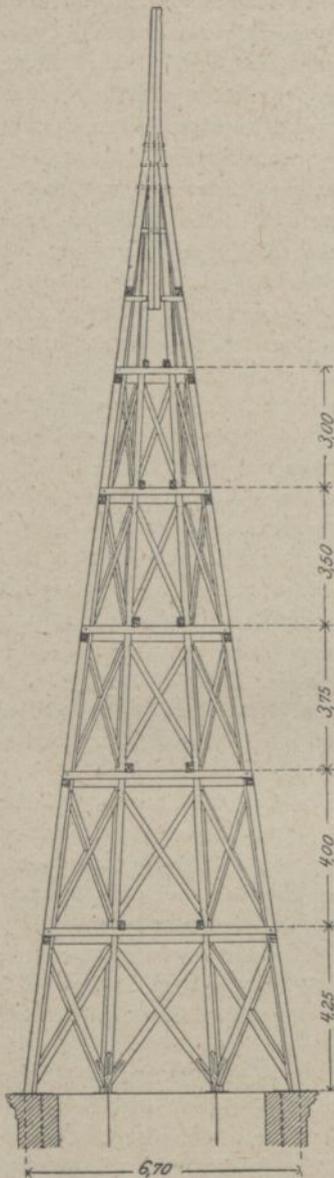


Abb. 413.

Turmhelm der Kirche zu Apolda.

oder zwei Geschoßhöhen hinabreicht, ist er bei vielen Turmkonstruktionen neuerer Zeit bis zur Grundfläche hinabgeführt worden. Hierdurch ergibt sich der Vorteil, eine gute Verstrebung in den lotrechten Gratebenen und gute Verbindung für die einander kreuzenden Kehlbalken zu erhalten. Bei niedrigen und mittelhohen Türmen wird diese Anordnung auch heute noch vielfach ausgeführt. Bei höheren Türmen würde diese Ausbildung den Nachteil haben, daß sich die Außenwände infolge der waagrechten Rahmen und Schwellen, die in der Höhenrichtung des Turmes schwinden und im Verein mit den vielen Fugen ein bedeutendes Sacken zur Folge haben, stärker als der Kaiserstiel setzen und infolgedessen leicht eine Lockerung der Konstruktion eintreten könnte.

Die Turmhelme des Mittelalters und der folgenden Jahrhunderte sind vielfach ohne Mantelverstrebung ausgeführt, d. h. ohne Diagonalverstärkung durch Andreaskreuze in den durch Gratsparren und Pfettenringen gebildeten Trapezen, die durch den Wind hervorgerufene Torsionsmomente aufnehmen sollen. Sie besitzen dagegen in den lotrechten Diagonalebene zwischen Gratsparren und Kehlbalken solche Verstrebungen. Ohne Mantelverstrebung haben die Türme dieser Art starke Verbiegungen und Verdrehungen gezeigt, die bei Vorhandensein einer solchen nicht aufgetreten sind.

Hier mögen noch die achtseitigen Helme mit vierseitigem, tragendem Einbau erwähnt werden, der die Lasten auf vier Auflagerpunkte führt. Die achtseitige Pyramide wird gebildet, indem man auf die in den Seitenflächen der vierseitigen Pyramide liegenden Holme die Balken der Zwischenböden lagert und diese entsprechend der Achteckform verschieden weit vorkragen läßt. Die Balken gehen in einer Richtung durch, in der anderen Richtung werden Stichbalken angeordnet. Auf die Balkenenden werden die im Achteck herumlaufenden Pfetten gelegt, gegen welche sich sowohl die Gratsparren wie

die Zwischensparren legen. Die Balken der Zwischenböden gehen bald in der einen, bald in der zu dieser winkelrechten Richtung durch.

Unter den neueren Turmdächern nehmen die von Otzen konstruierten die erste Stelle ein. Die Otzenschen Turmdächer sind als achtseitige Pyramiden ausgeführt, die in den trapezförmigen Seitenfeldern durch gekreuzte Schrägen (Holz oder Eisen) versteift sind. Zwischen je zwei Stockwerken ist ein herumlaufender Pfettenring angeordnet, dessen einzelne Hölzer sich in die Gratsparren setzen. Diese Turmpyramide ist ein stabiles räumliches Fachwerk und, abgesehen von der Spitze und den sich kreuzenden Gegendiagonalen, statisch bestimmt. Die Dächer sind mit dem Turmmauerwerk verankert. Otzen hat ferner zur Verbindung der Knotenpunkte und für die gekreuzten Schrägen in den Seitenflächen in reichem Maße Eisen verwendet.

Ein Beispiel einer solchen Ausführung stellt der Turmhelm der Kirche zu Apolda¹⁾ dar (Abb. 413). Der Turm ist fast ausschließlich in Holz konstruiert. Die Gesamthöhe des Turmes beträgt 27,75 m und die Breite des Grundrißachtecks 6,70 m. Die Stockwerkshöhen sind 4,25, 4,00, 3,75, 3,50, 3,00 und 1,85 m. Die Gratsparren besitzen einen Querschnitt 20/24 cm, die Pfettenringe 15/18 cm, die Schrägen 18/18 cm, die Balken 15/18 cm. Die Gratsparren setzen sich mit dem Hirnholz unmittelbar auf die Auflagerschuhe; sie sind stumpf nur mit Langblatt gestoßen, so daß Höhenveränderungen möglichst ausgeschlossen sind. Auf den Aussteifungen zwischen den Strebenfüßen (Pfettenringen) ruhen zwischen je zwei Stockwerken je zwei parallele Balken, welche einander im Grundriß rechtwinklig kreuzen. Die Balken sind mit den Gratsparren und untereinander verbolzt. Der Kaiserstiel besteht aus vier Hölzern 18/18 und reicht etwa 6 m unter die theoretische Spitze hinab. Er ist mehrfach durch Winkeleisen gefaßt, die einander im Grundriß unter rechtem Winkel kreuzen. In der Ebene der acht Auflager verbindet ein umlaufendes Randwinkeleisen die eisernen Auflagerschuhe; außerdem sind zur Querverbindung der acht Auflager vier Winkeleisen oder Flach-eisen angeordnet, welche einander in der Mitte schneiden.

Eine weitere Otzensche Ausführung ist die Lutherkirche zu Berlin (Abb. 414), bei welcher in hohem Maße Eisen zu Hilfe genommen wurde. Hier setzen sich vier von den acht Gratsparren auf Giebeldreiecke, während die anderen vier Gratsparren bis zu derjenigen Auflagerebene hinabreichen, auf welche sich auch die Streben der vier Giebeldreiecke setzen. In Höhe der Giebelspitzen ist eine achteckige Scheibe durch umlaufende Ringhölzer und vier quer angeordnete Balken gebildet. Dieser Übergang aus dem Viereck in das Achteck ist nach Abb. 415 wie folgt bewerkstelligt. Nach den Ecken des Grundquadrats a_1, a_2, a_3, a_4 gehen vier Gratsparren hinab, während die zwischen diesen liegenden Gratsparren sich auf die Spitzen b_1, b_2, b_3, b_4 von vier Giebeldreiecken setzen, also ein Stockwerk weniger weit hinabreichen als die erstgenannten Gratsparren. Von den

¹⁾ Handb. d. Arch. III. Teil, 2. Bd., Heft 4, S. 194.

Spitzen der Giebel dreiecke werden die Spannkräfte der Gratsparren durch Stäbe in die vier Auflagerpunkte der anderen Sparren geführt. Die Hauptauflager sind demnach a_1, a_2, a_3, a_4 ; die Punkte b_1, b_2, b_3, b_4 kann man als Giebelaullager ansehen. Damit die Giebelspitzen nicht durch die wagerechten Seitenkräfte der Sparrendrücke aus den lotrechten Ebenen herausgeschoben werden, sind in deren Höhe 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 Ring $b_1 b_2 \cdot b_3 \dots b_8$ eine Scheibe bilden. Auf dem Unterbau ist nun

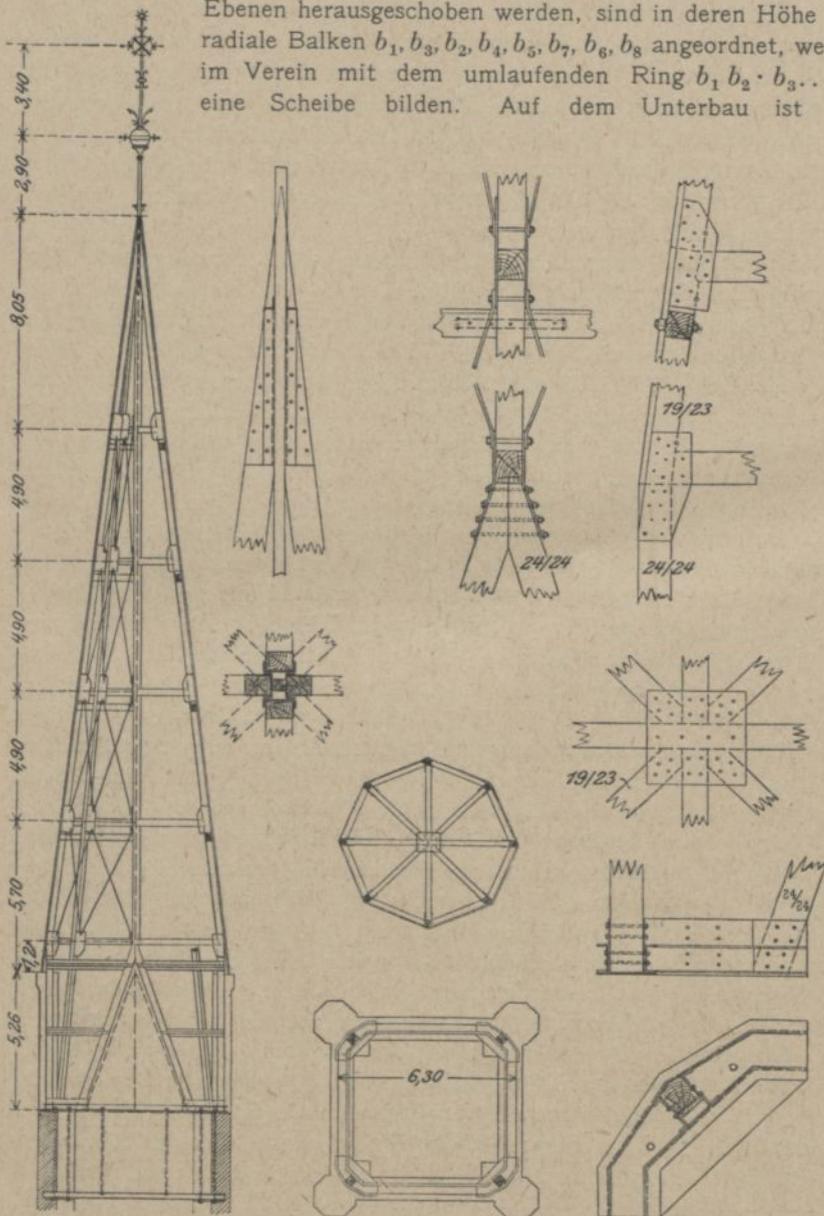


Abb. 414. Turmhelm der Lutherkirche zu Berlin.

die weitere achtseitige Pyramide errichtet; die vier einander kreuzenden Balken wiederholen sich zwischen je zwei Balkenlagen.

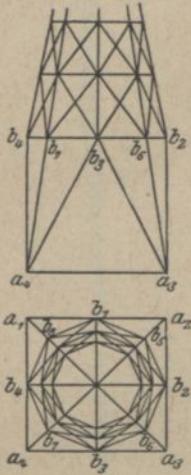


Abb. 415.

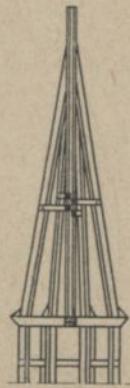
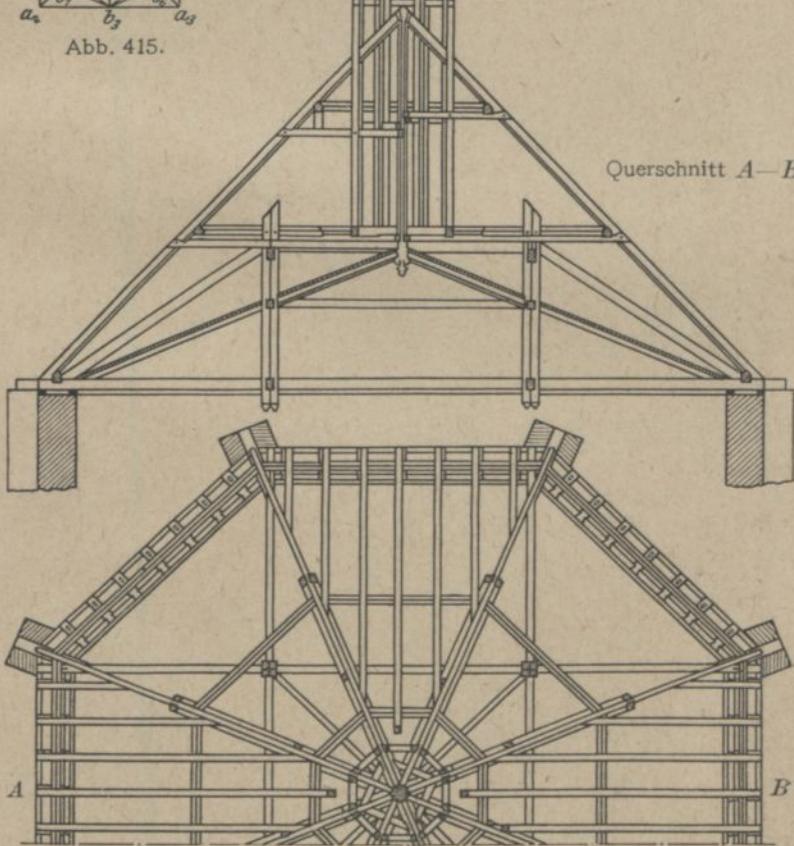


Abb. 416.
Dachreiter über einem
Zeltdach.



Grundriß.

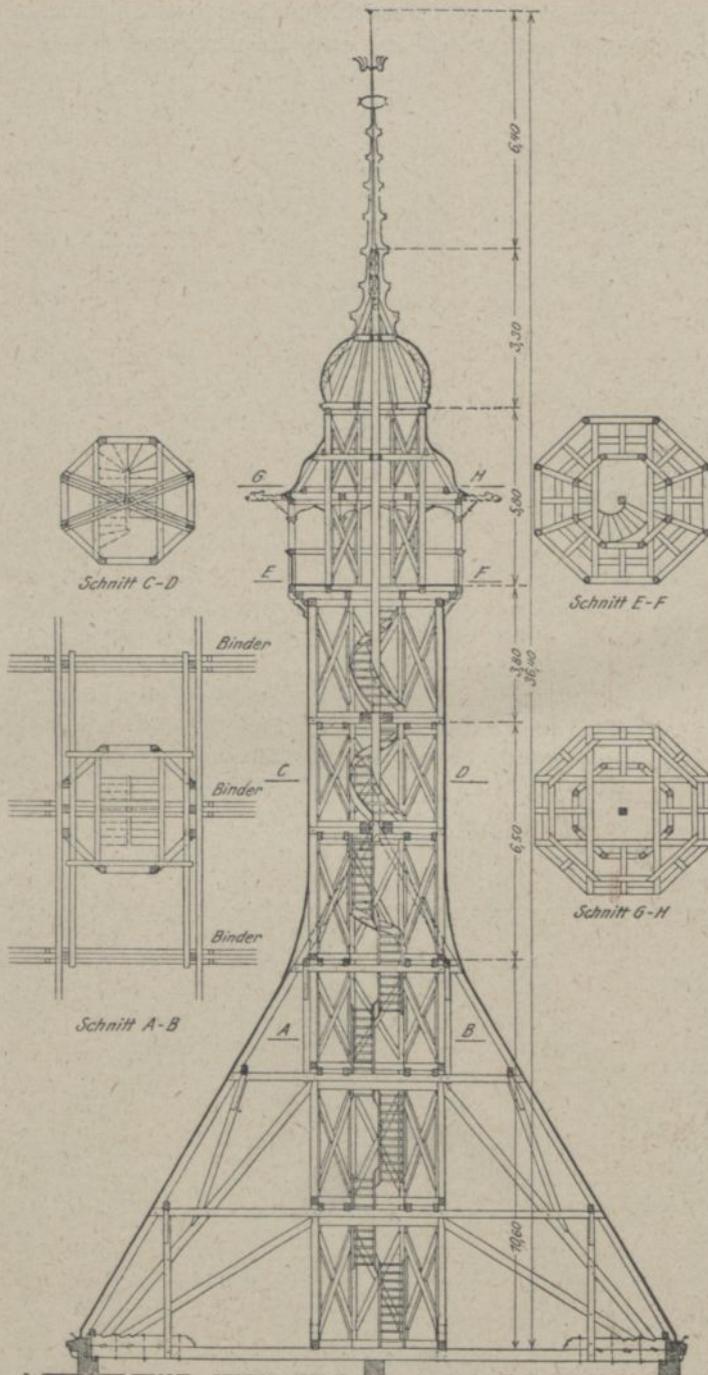


Abb. 417. Dachreiter des Rathauses in Linden bei Hannover.

IV. Dachreiter.

Die Dachreiter sind Türme von gewöhnlich kleinen Abmessungen, die auf die Dachkonstruktion aufgesetzt werden. Sie haben zunächst über der Dachfläche meist einen vier- oder achtseitigen Schaft mit lotrechten Seitenwänden, auf welchem dann der pyramidenförmige oder kuppelartige Abschluß folgt. Damit die Windkräfte sicher in das Mauerwerk geführt werden, setzt man den Dachreiter auf eine kräftige Unterkonstruktion, z. B. auf die Dachbalkenlage, auf Hängwerke u. dgl. Nur ganz kleine Dachreiter dürfen auf die Kehlbalken gesetzt werden; doch muß man über die Kehlbalken zunächst Schwellen strecken, auch Fußbänder und Zangen zur Sicherung anordnen.

Ein Beispiel eines achtseitigen Dachreiters auf flachem Zeltdach stellt Abb. 416 dar. Das ganze Dach wird durch vier Hängwerke getragen, welche gemeinsame Hängsäulen haben, wo ihre Ebenen sich durchschneiden; die Hängsäulen bestehen aus je vier Hölzern. Auf den Spannriegeln der Hängwerke liegen Doppelzangen, welche die Gratsparren umfassen. Zwei dieser Doppelzangen gehen in ganzer Länge, in etwas verschiedener Höhe, durch; sie bilden miteinander im Grundriß einen rechten Winkel. An denselben sind Wechsel befestigt, in welche sich die anderen vier Doppelzangen einzapfen. Der Dachreiter reicht bis zu diesen Zangen hinab; seine acht Doppelstiele umfassen die Gratsparren des Zeltdaches und sind in eine umlaufende, achteckige Schwelle gezapft, die auf den Zangen ruht. Die Doppelstiele sind im Dachraum noch weiter dadurch gesichert, daß sie zwischen Schwelle und First acht Kehlbalken umschließen, die an die acht Gratsparren des Zeltdaches angeblattet sind.

Eine größere Konstruktion eines Dachreiters weist der Turm des Rathauses in Hannover-Linden auf (Abb. 417). Der achtseitige Dachreiter wird durch zwei übereinander angeordnete, doppelte Hängwerke getragen, die die Last auf die Auflager der Dachbalken leiten. Bezüglich der Einzelheiten sei auf Abb. 417 verwiesen.

N. Hilfstabellen¹⁾.

1. Kreisförmiger Querschnitt.

$$\text{Trägheitsradius } i = \frac{1}{4}d.$$

d = Durchmesser, J = Trägheitsmoment,
 F = Querschnitt, W = Widerstandsmoment,
 U = Umfang.

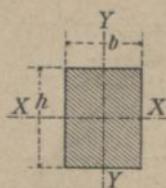


d	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	d	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$
1	3,142	0,7854	0,0491	0,0982	21	65,973	346,3	9 547	909,2
2	6,283	3,1416	0,7854	0,7854	22	69,115	380,1	11 499	1045
3	9,425	7,0686	3,976	2,651	23	72,257	415,5	13 737	1194
4	12,566	12,566	12,57	6,283	24	75,398	452,4	16 286	1357
5	15,708	19,635	30,68	12,27	25	78,540	490,9	19 175	1534
6	18,850	28,274	63,62	21,21	26	81,681	530,9	22 432	1726
7	21,991	38,48	117,9	33,67	27	84,823	572,6	26 087	1932
8	25,133	50,27	201,1	50,27	28	87,965	615,8	30 172	2155
9	28,274	63,62	322,1	71,57	29	91,106	660,5	34 719	2394
10	31,416	78,54	490,9	98,17	30	94,248	706,9	39 761	2651
11	34,558	95,03	718,7	130,7	31	97,389	754,8	45 333	2925
12	37,699	113,1	1018	169,6	32	100,531	804,2	51 472	3217
13	40,841	132,7	1402	215,7	33	103,673	855,3	58,214	3528
14	43,982	153,9	1886	269,4	34	106,814	907,9	65 597	3859
15	47,124	176,7	2485	331,3	35	109,956	962,1	73 662	4209
16	50,265	201,1	3217	402,1	36	113,097	1018	82 448	4580
17	53,407	227,0	4100	482,3	37	116,239	1075	91 998	4973
18	56,549	254,5	5153	572,6	38	119,381	1134	102 354	5387
19	59,690	283,5	6397	673,4	39	122,522	1195	113 561	5824
20	62,832	314,2	7854	785,4	40	125,66	1257	125 664	6283

¹⁾ Entnommen aus Boerner. Statische Tabellen, 7. Aufl., Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 136, 146 und 296.

d	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	d	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$
41	128,81	1320	138 709	6 766	71	223,05	3959	1 247 393	35 133
42	131,95	1385	152 745	7 274	72	226,19	4071	1 319 167	36 644
43	135,09	1452	167 820	7 806	73	229,34	4185	1 393 995	38 192
44	138,23	1521	183 984	8 363	74	232,48	4301	1 471 963	39 783
45	141,37	1590	201 289	8 946	75	235,62	4418	1 553 156	41 417
46	144,51	1662	219 787	9 556	76	238,76	4536	1 637 662	43 096
47	147,65	1735	239 531	10 193	77	241,90	4657	1 725 571	44 820
48	150,80	1810	260 576	10 857	78	245,04	4778	1 816 972	46 589
49	153,94	1886	282 979	11 550	79	248,19	4902	1 911 967	48 404
50	157,08	1963	306 796	12 272	80	251,33	5027	2 010 619	50 265
51	160,22	2043	332 086	13 023	81	254,47	5153	2 113 051	52 174
52	163,36	2124	358 908	13 804	82	257,61	5281	2 219 347	54 130
53	166,50	2206	387 323	14 616	83	260,75	5411	2 329 605	56 135
54	169,65	2290	417 393	15 459	84	263,89	5542	2 443 920	58 189
55	172,79	2376	449 180	16 334	85	267,04	5674	2 562 392	60 292
56	175,93	2463	482 750	17 241	86	270,18	5809	2 685 120	62 445
57	179,07	2552	518 166	18 181	87	273,32	5945	2 812 205	64 648
58	182,21	2642	555 497	19 155	88	276,46	6082	2 943 748	66 903
59	185,35	2734	594 810	20 163	89	279,60	6221	3 079 853	69 210
60	188,50	2827	636 172	21 206	90	282,74	6362	3 220 623	71 569
61	191,64	2922	679 651	22 284	91	285,88	6504	3 366 165	73 982
62	194,78	3019	725 332	23 398	92	289,03	6648	3 516 586	76 448
63	197,92	3117	773 272	24 548	93	292,17	6793	3 671 992	78 968
64	201,06	3217	823 550	25 736	94	295,31	6940	3 832 492	81 542
65	204,20	3318	876 240	26 961	95	298,45	7088	3 998 198	84 173
66	207,35	3421	931 420	28 225	96	301,59	7238	4 169 220	86 859
67	210,49	3526	989 166	29 527	97	304,73	7390	4 345 671	89 601
68	213,63	3632	1 049 556	30 869	98	307,88	7543	4 527 664	92 401
69	216,77	3739	1 112 660	32 251	99	311,02	7698	4 715 315	95 259
70	219,91	3848	1 178 588	33 674	100	314,16	7854	4 908 738	98 175

d	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	z	$U = \pi d$	$F = \frac{\pi d^2}{4}$	$J = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$
101	317,30	8 012	5 108 055	101 150	131	411,55	13 478	14 456 235	220 706
102	320,44	8 171	5 313 378	104 184	132	414,69	13 685	14 902 727	225 799
103	323,58	8 332	5 524 830	107 278	133	417,83	13 893	15 359 483	230 970
104	326,73	8 495	5 742 532	110 433	134	420,97	14 103	15 826 658	236 219
105	329,87	8 659	5 966 604	113 650	135	424,12	14 314	16 204 411	241 547
106	333,01	8 825	6 197 171	116 928	136	427,26	14 527	16 792 899	246 954
107	336,15	8 992	6 434 357	120 268	137	430,40	14 741	17 292 282	252 442
108	339,29	9 161	6 678 287	123 672	138	433,54	14 957	17 802 721	258 010
109	342,43	9 331	6 929 087	127 139	139	436,68	15 175	18 324 378	263 660
110	345,58	9 503	7 186 886	130 671	140	439,82	15 394	18 857 416	269 392
111	348,72	9 677	7 451 813	134 267	141	442,96	15 615	19 401 999	275 206
112	351,86	9 852	7 723 997	137 929	142	446,11	15 837	19 958 294	281 103
113	355,00	10 029	8 003 571	141 656	143	449,25	16 061	20 526 466	287 083
114	358,14	10 207	8 290 666	145 450	144	452,39	16 286	21 106 684	293 148
115	361,28	10 387	8 585 417	149 312	145	455,53	16 513	21 699 116	299 298
116	364,42	10 568	8 887 958	153 241	146	458,67	16 742	22 303 933	305 533
117	367,57	10 751	9 198 425	157 238	147	461,81	16 972	22 921 307	311 855
118	370,71	10 936	9 516 956	161 304	148	464,96	17 203	23 551 409	318 262
119	373,85	11 122	9 843 689	165 440	149	468,10	17 437	24 194 414	324 757
120	376,99	11 310	10 178 763	169 646	150	471,24	17 672	24 850 496	331 340
121	380,13	11 499	10 522 320	173 923	151	474,38	17 908	25 522 727	338 049
122	383,27	11 690	10 874 501	178 271	152	477,52	18 146	26 202 535	344 770
123	386,42	11 882	11 235 450	182 690	153	480,66	18 385	26 898 989	351 621
124	389,56	12 076	11 605 311	187 182	154	483,81	18 626	27 609 130	358 560
125	392,70	12 272	11 984 229	191 748	155	486,95	18 869	28 333 283	365 591
126	395,84	12 469	12 372 350	196 387	156	490,09	19 113	29 071 481	372 711
127	398,98	12 668	12 769 824	201 100	157	493,23	19 359	29 824 212	379 926
128	402,12	12 868	13 176 799	205 887	158	496,37	19 607	30 591 354	387 232
129	405,27	13 070	13 593 424	210 751	159	499,51	19 856	31 373 247	394 632
130	408,41	13 273	14 019 852	215 690	160	502,65	20 105	32 169 920	402 124



2. Rechteckiger Querschnitt (Balken).

$$\text{Trägheitsradius } i_x = h \sqrt{\frac{1}{12}} = \sim 0,289 h,$$

$$\text{Trägheitsradius } i_y = b \sqrt{\frac{1}{12}} = \sim 0,289 b.$$

h bzw. b cm	i_x bzw. i_y cm						
1	0,29	9	2,60	17	4,91	25	7,22
2	0,58	10	2,89	18	5,20	26	7,51
3	0,87	11	3,18	19	5,48	27	7,79
4	1,15	12	3,46	20	5,77	28	8,08
5	1,44	13	3,75	21	6,06	29	8,37
6	1,73	14	4,04	22	6,35	30	8,66
7	2,02	15	4,33	23	6,64		
8	2,31	16	4,62	24	6,93		

h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³	h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³	
1	1	1	0,08	0,17	0,08	0,17	7	6	42	171	49,0	126	42,0	
	2	2	0,67	0,67	0,17	0,33		7	7	49	200	57,2	200	57,2
2	2	4	1,33	1,33	1,33	1,33	8	1	8	42,7	10,7	0,67	1,33	
	3	3	2,25	1,50	0,25	0,50		2	16	85,3	21,3	5,33	5,33	
3	2	6	4,50	3,00	2,00	2,00	3	24	128	32,0	18,0	12,0		
	3	9	6,75	4,50	6,75	4,50	4	32	171	42,7	42,7	21,3		
4	1	4	5,33	2,67	0,33	0,67	5	40	213	53,3	83,3	33,3		
	2	8	10,7	5,33	2,67	2,67	6	48	256	64,0	144	48,0		
	3	12	16,0	8,00	9,00	6,00	7	56	299	74,7	229	65,3		
	4	16	21,3	10,7	21,3	10,7	8	64	341	85,3	341	85,3		
5	1	5	10,4	4,17	0,42	0,83	9	1	9	60,7	13,5	0,75	1,50	
	2	10	20,8	8,33	3,33	3,33		2	18	121	27,0	6,00	6,00	
	3	15	31,2	12,5	11,2	7,67		3	27	182	40,5	20,2	13,5	
	4	20	41,7	16,7	26,7	13,3		4	36	243	54,0	48,0	24,0	
	5	25	52,1	20,8	52,1	20,8		5	45	304	67,5	93,7	37,5	
6	1	6	18,0	6,00	0,50	1,00	10	6	54	364	81,0	162	54,0	
	2	12	36,0	12,0	4,00	4,00		7	63	425	94,5	257	73,5	
	3	18	54,0	18,0	13,5	9,00		8	72	486	108	384	96,0	
	4	24	72,0	24,0	32,0	16,0		9	81	547	121	547	121	
	5	30	90,0	30,0	62,5	25,0		10	1	10	83,3	16,7	0,83	1,67
	6	36	108	36,0	108	36,0			2	20	167	33,3	6,67	6,67
7	1	7	28,6	8,17	0,58	1,17	3	30	250	50,0	22,5	15,0		
	2	14	57,2	16,3	4,67	4,67	4	40	333	66,7	53,3	26,7		
	3	21	85,7	24,5	15,7	10,5	5	50	417	83,3	104	41,7		
	4	28	114	32,7	37,3	18,7	10	5	50	417	83,3	104	41,7	
	5	35	143	40,8	72,9	29,2		6	60	500	100	180	60,0	

h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³	h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³
10	7	80	583	117	286	81,7	14	4	56	915	131	74,7	37,3
	8	80	667	133	427	107		5	70	1143	163	146	58,3
	9	90	750	150	607	135		6	84	1372	196	252	84,0
	10	100	833	167	833	167		7	98	1601	229	400	114
11	1	11	111	20,2	0,92	1,83	15	8	112	1829	261	597	149
	2	22	222	40,3	7,33	7,33		9	126	2058	294	850	189
	3	33	333	60,5	24,7	16,5		10	140	2287	327	1167	233
	4	44	444	80,7	58,7	29,3		11	154	2515	359	1553	282
	5	55	555	101	115	45,8		12	168	2744	392	2016	336
	6	66	665	121	198	66,0		13	182	2973	425	2563	394
	7	77	776	141	314	89,8		14	196	3201	457	3201	457
	8	88	887	161	469	117		1	15	281	37,5	1,25	2,50
	9	99	998	181	668	148		2	30	562	75,0	10,0	10,0
	10	110	1109	202	917	183		3	45	844	112	33,7	22,5
	11	121	1220	221	1220	222		4	60	1125	150	80,0	40,0
12	1	12	144	24,0	1,00	2,00	16	5	75	1406	187	156	62,5
	2	24	288	48,0	8,00	8,00		6	90	1687	225	270	90,0
	3	36	432	72,0	27,0	18,0		7	105	1969	262	429	122
	4	48	576	96,0	64,0	32,0		8	120	2250	300	640	160
	5	60	720	120	125	50,0		9	135	2531	337	911	202
	6	72	864	144	216	72,0		10	150	2812	375	1250	250
	7	84	1008	168	343	98,0		11	165	3094	412	1664	302
	8	96	1152	192	512	128		12	180	3375	450	2160	360
	9	108	1296	216	729	162		13	195	3656	487	2746	422
	10	120	1440	240	1000	200		14	210	3937	525	3430	490
	11	132	1584	264	1331	242		15	225	4219	562	4219	562
	12	144	1728	288	1728	288		1	16	341	42,7	1,33	2,67
13	2	16	336	56,3	8,67	8,67	16	2	32	683	85,3	10,7	10,7
	3	39	549	84,5	29,2	19,5		3	48	1024	128	36,0	24,0
	4	52	732	113	69,3	34,7		4	64	1365	171	85,3	42,7
	5	65	915	141	135	54,2		5	80	1707	213	167	66,7
	6	78	1098	169	234	78,0		6	96	2044	256	288	96,0
	7	91	1282	197	372	106		7	112	2385	299	457	131
	8	104	1465	225	555	139		8	128	2731	341	683	171
	9	117	1648	253	790	175		9	144	3072	384	972	216
	10	130	1831	282	1083	217		10	160	3413	427	1333	267
	11	143	2014	310	1442	262		11	176	3755	469	1775	323
	12	156	2197	338	1872	312		12	192	4086	512	2304	384
	13	169	2380	366	2380	366		13	208	4427	555	2929	451
	14	1	14	229	32,7	1,17		2,33	14	224	4779	597	3659
2		28	457	65,3	9,33	9,33	15	240	5120	640	4500	600	
3		42	686	98,0	31,5	21,0	16	256	5461	683	5461	683	

h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y	h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y
cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³
17	1	17	409	48,2	1,42	2,83	19	8	152	4 573	481	811	203
	2	34	819	96,3	11,3	11,3		9	171	5 144	541	1 154	256
	3	51	1228	144	38,2	25,5		10	190	5 716	602	1 583	317
	4	68	1638	193	90,7	45,3		11	209	6 287	662	2 107	383
	5	85	2047	241	177	70,8		12	228	6 859	722	2 736	456
	6	102	2456	289	306	102		13	247	7 431	782	3 479	535
	7	119	2866	337	486	139		14	266	8 002	842	4 345	621
	8	136	3275	385	725	181		15	285	8 574	902	5 344	712
	9	153	3685	433	1033	229		16	304	9 145	963	6 485	811
	10	170	4094	482	1417	283		17	323	9 717	1023	7 779	915
	11	187	4504	530	1886	343		18	342	10 288	1083	9 234	1026
	12	204	4913	578	2448	408		19	361	10 860	1143	10 860	1143
	13	221	5322	626	3112	479		1	20	667	66,7	1,67	3,33
	14	238	5732	674	3887	555		2	40	1 333	133	13,3	13,3
	15	255	6141	722	4781	637		3	60	2 000	200	45,0	30,0
	16	272	6551	771	5803	725		4	80	2 667	267	107	53,3
	17	289	6960	819	6960	819		5	100	3 333	333	208	83,3
18	1	18	486	54,0	1,50	3,00	20	6	120	4 000	400	360	120
	2	36	972	108	12,0	12,0		7	140	4 667	467	572	163
	3	54	1458	162	40,5	27,0		8	160	5 333	533	853	213
	4	72	1944	216	96,0	48,0		9	180	6 000	600	1 215	270
	5	90	2430	270	187	75,0		10	200	6 667	667	1 667	333
	6	108	2916	324	324	108		11	220	7 333	733	2 218	403
	7	126	3402	378	514	147		12	240	8 000	800	2 880	480
	8	144	3888	432	768	192		13	260	8 667	867	3 662	563
	9	162	4374	486	1093	243		14	280	9 333	933	4 573	653
	10	180	4860	540	1500	300		15	300	10 000	1000	5 625	750
	11	198	5346	594	1996	363		16	320	10 667	1067	6 827	853
	12	216	5832	648	2592	432		17	340	11 333	1133	8 188	963
	13	234	6318	702	3295	507		18	360	12 000	1200	9 720	1080
	14	252	6804	756	4116	588		19	380	12 667	1267	11 432	1203
	15	270	7290	810	5062	675		20	400	13 333	1333	13 333	1333
	16	288	7776	864	6144	768		1	21	772	73,5	1,75	3,50
	17	306	8262	918	7369	867		2	42	1 543	147	14,0	14,0
	18	324	8748	972	8748	972		3	63	2 315	220	47,2	31,5
19	1	19	572	60,2	1,58	3,17	21	4	84	3 087	294	112	56,0
	2	38	1143	120	12,7	12,7		5	105	3 859	367	219	87,5
	3	57	1715	180	42,7	28,5		6	126	4 630	441	378	126
	4	76	2286	241	101	50,7		7	147	5 402	514	600	171
	5	95	2858	301	198	79,2		8	168	6 174	588	896	224
	6	114	3429	361	342	114		9	189	6 946	661	1 276	283
	7	133	4001	421	543	155		10	210	7 717	735	1 750	350
							11	231	8 489	808	2 329	423	

h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y	h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y
cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³
21	12	252	9 261	882	3 024	504	23	12	276	12 167	1058	3 312	552
	13	273	10 033	955	3 845	591		13	299	13 181	1146	4 211	648
	14	294	10 804	1029	4 802	686		14	322	14 195	1234	5 259	751
	15	315	11 576	1102	5 906	787		15	345	15 209	1322	6 469	862
	16	336	12 348	1176	7 168	896		16	368	16 223	1411	7 851	981
	17	357	13 120	1249	8 599	1011		17	391	17 237	1499	9 417	1107
	18	378	13 891	1323	10 206	1134		18	414	18 250	1587	11 178	1262
	19	399	14 663	1396	12 003	1263		19	437	19 264	1675	13 146	1384
	20	420	15 435	1470	14 000	1400		20	460	20 278	1763	15 333	1533
	21	441	16 207	1543	16 207	1543		21	483	21 292	1851	17 750	1690
	22	1	22	887	80,7	1,83		3,67	24	22	506	22 306	1940
2		44	1 775	161	14,7	14,7	23	529		23 320	2028	23 320	2028
3		66	2 662	242	49,5	33,0	1	24		1 152	96,0	2,00	4,00
4		88	3 549	323	117	58,7	2	48		2 304	192	16,0	16,0
5		110	4 435	403	229	91,7	3	72		3 456	288	54,0	36,0
6		132	5 324	484	396	132	4	96		4 608	384	128	64,0
7		154	6 211	565	629	180	5	120		5 760	480	250	100
8		176	7 099	645	939	235	6	144		6 912	576	432	144
9		198	7 986	726	1 336	297	7	168		8 064	672	686	196
10		220	8 873	807	1 833	367	8	192		9 216	768	1 024	256
11		242	9 761	887	2 440	444	9	216		10 368	864	1 458	324
12	264	10 648	968	3 168	528	10	240	11 520	960	2 000	400		
13	286	11 535	1049	4 028	620	11	264	12 672	1056	2 662	484		
14	308	12 422	1129	5 031	719	12	288	13 824	1152	3 456	576		
15	330	13 310	1210	6 187	825	13	312	14 976	1248	4 394	676		
16	352	14 197	1291	7 509	939	14	336	16 128	1344	5 488	784		
17	374	15 085	1371	9 007	1060	15	360	17 280	1440	6 750	900		
18	396	15 972	1452	10 692	1188	16	384	18 432	1536	8 192	1024		
19	418	16 859	1533	12 575	1324	17	408	19 584	1632	9 826	1156		
20	440	17 747	1613	14 667	1467	18	432	20 736	1728	11 664	1296		
21	462	18 634	1694	16 979	1617	19	456	21 888	1824	13 718	1444		
22	484	19 521	1775	19 521	1775	20	480	23 040	1920	16 000	1600		
23	1	23	1 014	88,2	1,92	3,83	25	21	504	24 192	2016	18 522	1764
	2	46	2 028	176	15,3	15,3		22	528	25 344	2112	21 296	1936
	3	69	3 042	264	51,7	34,5		23	552	26 496	2208	24 334	2116
	4	92	4 056	353	123	61,3		24	576	27 648	2304	27 648	2304
	5	115	5 070	441	240	95,8		1	25	1 302	104	2,08	4,17
	6	138	6 083	529	414	138		2	50	2 604	208	16,7	16,7
	7	161	7 097	617	657	187		3	75	3 906	312	56,2	37,5
	8	184	8 111	705	981	245		4	100	5 208	417	133	66,7
	9	207	9 125	793	1 397	310		5	125	6 510	521	260	104
	10	230	10 139	882	1 917	383		6	150	7 812	625	450	150
	11	253	11 153	970	2 551	464		7	175	9 115	729	715	204

h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y	h	b	F	J_x	W_x	J_y	W_y
cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³
25	8	200	10 417	833	1 067	267	26	25	650	36 617	2817	33 854	2708
	9	225	11 719	937	1 519	337		26	676	38 081	2929	38 081	2929
	10	250	13 021	1041	2 083	417		1	27	1 640	121	2,25	4,50
	11	275	14 323	1146	2 773	504		2	54	3 280	243	18,0	18,0
	12	300	15 625	1250	3 600	600		3	81	4 921	364	60,7	40,5
	13	325	16 927	1354	4 577	704	4	108	6 561	486	144	42,0	
	14	350	18 229	1458	5 717	817	5	135	8 201	607	281	112	
	15	375	19 531	1562	7 031	937	6	162	9 841	729	486	162	
	16	400	20 833	1667	8 533	1067	7	189	11 482	850	772	220	
	17	425	22 135	1771	10 235	1204	8	216	13 122	972	1 152	288	
	18	450	23 437	1875	12 150	1350	9	243	14 762	1093	1 640	364	
	19	475	24 740	1979	14 290	1504	10	270	16 402	1215	2 250	450	
	20	500	26 042	2083	16 667	1667	11	297	18 043	1336	2 995	544	
	21	525	27 344	2187	19 294	1837	12	324	19 683	1458	3 888	648	
	22	550	28 646	2292	22 183	2017	13	351	21 323	1579	4 943	760	
	23	575	29 948	2396	25 348	2204	14	378	22 963	1701	6 174	882	
	24	600	31 250	2500	28 800	2400	15	405	24 604	1822	7 594	1012	
	25	625	32 552	2604	32 552	2604	16	432	26 244	1944	9 216	1152	
	26	1	26	1 465	113	2,17	4,33	17	459	27 884	2065	11 054	1300
		2	52	2 929	225	17,3	17,3	18	486	29 524	2187	13 122	1458
		3	78	4 394	338	58,5	39,0	19	513	31 165	2308	15 433	1624
		4	104	5 859	451	139	69,3	20	540	32 805	2430	18 000	1800
		5	130	7 323	563	271	108	21	567	34 445	2551	20 837	1984
		6	156	8 788	676	468	156	22	594	36 085	2673	23 958	2178
		7	182	10 253	789	743	212	23	621	37 746	2794	27 376	2380
8		208	11 717	901	1 109	277	24	648	39 386	2916	31 004	2592	
9		234	13 182	1014	1 579	351	25	675	41 026	3037	35 156	2812	
10		260	14 647	1127	2 167	433	26	702	42 666	3159	39 546	3042	
11		286	16 111	1239	2 884	524	27	729	44 287	3280	44 287	3280	
12		312	17 576	1352	3 744	634	1	28	1 829	131	2,33	4,67	
13		338	19 041	1465	4 760	732	2	56	3 659	261	18,7	18,7	
14		364	20 505	1577	5 945	849	3	84	5 488	392	63,0	42,0	
15		390	21 970	1690	7 312	975	4	112	7 317	523	149	74,7	
16		416	23 435	1803	8 875	1109	5	140	9 147	653	292	117	
17		442	24 899	1915	10 645	1253	6	168	10 976	784	504	168	
18		468	26 364	2028	12 636	1404	7	196	12 805	915	800	229	
19		494	27 829	2141	14 861	1564	8	224	14 635	1045	1 195	299	
20		520	29 293	2253	17 333	1733	9	252	16 464	1176	1 701	378	
21		546	30 758	2366	20 066	1911	10	280	18 293	1307	2 333	467	
22		572	32 223	2479	23 071	2097	11	308	20 123	1437	3 106	565	
23		598	33 687	2591	26 362	2292	12	336	21 952	1568	4 032	672	
24		624	35 152	2704	29 952	2496	13	364	23 781	1699	5 126	789	

h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³	h cm	b cm	F cm ²	J_x cm ⁴	W_x cm ³	J_y cm ⁴	W_y cm ³
28	14	392	25 611	1829	6 403	915	29	23	667	46 746	3224	29 404	2557
	15	420	27 440	1960	7 875	1050		24	696	48 778	3364	33 408	2784
	16	448	29 269	2091	9 557	1185		25	725	50 810	3504	37 760	3021
	17	476	31 099	2221	11 464	1349		26	754	52 843	3644	42 476	3267
	18	504	32 928	2352	13 608	1512		27	783	54 875	3784	47 567	3523
	19	532	34 757	2483	16 004	1685		28	812	56 908	3925	53 051	3789
	20	560	36 587	2613	18 667	1867		29	841	58 940	4065	58 940	4065
	21	588	38 416	2744	21 609	2058		1	30	2 250	150	2,50	5,00
	22	616	40 245	2875	24 845	2259		2	60	4 500	300	20,0	20,0
	23	644	42 075	3005	28 390	2469		3	90	6 750	540	67,5	45,0
24	672	43 904	3136	32 256	2688	4	120	9 000	600	160	80,0		
25	700	45 733	3267	36 458	2917	5	150	11 500	750	312	125		
26	728	47 563	3397	41 011	3155	6	180	13 500	900	540	180		
27	657	49 392	3528	45 927	3402	7	210	15 750	1050	857	245		
28	784	51 221	3659	51 221	3659	8	240	18 000	1200	1 280	320		
29	1	29	2 032	140	2,42	4,83	9	270	20 250	1350	1 822	405	
	2	58	4 065	280	19,3	19,3	10	300	22 500	1500	2 500	500	
	3	87	6 097	420	65,2	43,5	11	330	24 750	1650	3 327	605	
	4	116	8 130	561	155	77,3	12	360	27 000	1800	4 320	720	
	5	145	10 162	701	302	121	13	390	29 250	1950	5 492	845	
	6	174	12 194	841	522	176	14	420	31 500	2100	6 860	930	
	7	203	14 227	981	829	237	15	450	33 750	2250	8 437	1125	
	8	232	16 259	1121	1 237	309	16	480	36 000	2400	10 240	1280	
	9	261	18 292	1261	1 762	391	17	510	38 250	2550	12 283	1445	
	10	290	20 324	1402	2 417	483	18	540	40 500	2700	14 580	1620	
30	11	319	22 357	1542	3 217	585	19	570	42 750	2850	17 148	1805	
	12	348	24 389	1682	4 176	696	20	600	45 000	3000	20 000	2000	
	13	377	26 421	1822	5 309	817	21	630	47 250	3150	23 153	2205	
	14	406	28 454	1962	6 631	947	22	660	49 500	3300	26 620	2420	
	15	435	30 486	2102	8 156	1087	23	690	51 750	3450	30 418	2645	
	16	464	32 519	2243	9 899	1237	24	720	54 000	3600	34 560	2880	
	17	493	34 551	2383	11 873	1397	25	750	56 250	3750	39 063	3125	
	18	522	36 583	2523	14 094	1566	26	780	58 500	3900	43 940	3380	
	19	551	38 616	2663	16 576	1765	27	810	60 750	4050	49 208	3645	
	20	580	40 648	2803	19 333	1933	28	840	63 000	4200	54 880	3920	
29	21	609	42 681	2943	22 381	2131	29	870	65 250	4350	60 973	4205	
	22	638	44 713	3084	25 733	2339	30	900	67 500	4500	67 500	4500	

3. Schraubentabelle



$$h = n \frac{h}{d}; \quad n = h = \frac{1}{5} \text{ bis } \frac{1}{15}$$

$$t_0 = \frac{1}{2} h \cdot \text{ctg } 27\frac{1}{2}' = 0,96049 h$$

$$r = 0,143 t_0.$$

Äußerer Durchmesser des Gewindes d	Kern-		Anzahl der Gewindegänge	Höhe der Mutter abge- rundet h_1	Höhe des Kopfes abge- rundet h_0		
	Durch- messer d_1	Querschn. $\frac{\pi d_1^2}{4}$					
engl. Z.	mm	mm	cm ²	auf einen engl. Z.	auf die Länge d	mm	mm
$\frac{1}{4}$	6,35	4,72	0,175	20	5	6	4
$\frac{5}{16}$	7,94	6,13	0,295	18	$5\frac{5}{8}$	8	6
$\frac{3}{8}$	9,52	7,49	0,441	16	6	10	7
$\frac{7}{16}$	11,11	8,79	0,607	14	$6\frac{1}{8}$	11	8
$\frac{1}{2}$	12,70	9,99	0,784	12	6	13	9
$\frac{5}{8}$	15,87	12,92	1,311	11	$6\frac{7}{8}$	16	11
$\frac{3}{4}$	19,05	15,80	1,961	10	$7\frac{1}{2}$	19	13
$\frac{7}{8}$	22,22	18,61	2,720	9	$7\frac{7}{8}$	22	15
1	25,40	21,33	3,573	8	8	25	18
$1\frac{1}{8}$	28,57	23,93	4,498	7	$7\frac{7}{8}$	29	20
$1\frac{1}{4}$	31,75	27,10	5,768	7	$8\frac{3}{4}$	32	22
$1\frac{3}{8}$	34,92	29,50	6,835	6	$8\frac{1}{4}$	35	24
$1\frac{1}{2}$	38,10	32,68	8,388	6	9	38	27
$1\frac{5}{8}$	41,27	34,77	9,445	5	$8\frac{1}{8}$	41	29
$1\frac{3}{4}$	44,45	37,94	11,31	5	$8\frac{3}{4}$	44	32
$1\frac{7}{8}$	47,62	40,40	12,82	$4\frac{1}{2}$	$8\frac{7}{16}$	48	34
2	50,80	43,57	14,91	$4\frac{1}{2}$	9	51	36
$2\frac{1}{4}$	57,15	49,02	18,87	4	9	57	40
$2\frac{1}{2}$	63,50	55,37	24,08	4	10	64	45
$2\frac{3}{4}$	69,85	60,55	28,80	$3\frac{1}{2}$	$9\frac{5}{8}$	70	49
3	76,20	66,90	35,15	$3\frac{1}{2}$	$10\frac{1}{2}$	76	53
$3\frac{1}{4}$	82,55	72,57	41,36	$3\frac{1}{4}$	$10\frac{9}{16}$	83	58
$3\frac{1}{2}$	88,90	78,92	48,92	$3\frac{1}{4}$	$11\frac{3}{8}$	89	62
$3\frac{3}{4}$	95,25	84,40	55,95	3	$11\frac{1}{4}$	95	67
4	101,60	90,75	64,68	3	12	102	71
$4\frac{1}{4}$	107,95	96,65	73,37	$2\frac{7}{8}$	$12\frac{2}{32}$	108	76
$4\frac{1}{2}$	114,30	102,98	83,29	$2\frac{7}{8}$	$12\frac{5}{16}$	114	80
$4\frac{3}{4}$	120,65	108,84	93,04	$2\frac{3}{4}$	$13\frac{1}{16}$	121	85
5	127,00	115,19	104,2	$2\frac{3}{4}$	$13\frac{3}{4}$	127	89
$5\frac{1}{4}$	133,35	121,67	116,3	$2\frac{5}{8}$	$13\frac{5}{32}$	133	93
$5\frac{1}{2}$	139,70	127,51	127,7	$2\frac{5}{8}$	$14\frac{7}{16}$	140	98
$5\frac{3}{4}$	146,05	133,05	139,0	$2\frac{1}{2}$	$14\frac{9}{8}$	146	102
6	152,40	139,39	152,6	$2\frac{1}{2}$	15	152	106

Unterlegscheibe Durchm. = $1,3 s_0$; Dicke = $0,1 s_0$.

nach Whitworth.

entsprechend $d = \frac{1}{4}$ bis 6 Z. engl.

$$t = \frac{2}{3} t_0 = 0,64033 h$$

$$s_0 = 5 + 1,4 d \quad h_1 = d \quad h_0 = 0,7 d.$$



Schlüsselweite abgerundet ¹⁾ s_0	Gewicht				Tragkraft $800 \cdot \frac{\pi d_1^2}{4}$	Äußerer Gewinde- durchmesser d
	der Mutter	des sechseck. Kopfes	des quadrat. Kopfes	der Unterleg- scheibe		
mm	kg	kg	kg	kg	kg	engl. Z.
13	0,005	0,005	0,005	0,003	140	$\frac{1}{4}$
16	0,011	0,010	0,012	0,004	236	$\frac{5}{16}$
19	0,020	0,018	0,020	0,007	353	$\frac{3}{8}$
21	0,026	0,024	0,028	0,009	486	$\frac{7}{16}$
23	0,036	0,032	0,037	0,013	627	$\frac{1}{2}$
27	0,058	0,054	0,063	0,018	1 049	$\frac{5}{8}$
33	0,105	0,096	0,110	0,036	1 569	$\frac{3}{4}$
36	0,137	0,131	0,152	0,049	2 176	$\frac{7}{8}$
40	0,187	0,195	0,225	0,058	2 858	1
45	0,274	0,274	0,316	0,062	3 598	$1\frac{1}{8}$
50	0,367	0,372	0,429	0,074	4 614	$1\frac{1}{4}$
54	0,467	0,473	0,545	0,113	5 468	$1\frac{3}{8}$
58	0,572	0,614	0,692	0,170	6 710	$1\frac{1}{2}$
63	0,736	0,778	0,898	0,196	7 596	$1\frac{5}{8}$
67	0,877	1,970	0,120	0,247	9 048	$1\frac{3}{4}$
72	1,112	1,191	1,375	0,274	10 256	$1\frac{7}{8}$
76	1,294	1,405	1,618	0,344	11 928	2
85	1,788	1,966	2,227	0,487	15 096	$2\frac{1}{4}$
94	2,435	2,686	3,101	0,585	19 264	$2\frac{1}{2}$
103	3,194	3,512	4,055	0,801	23 040	$2\frac{3}{4}$
112	3,606	4,491	5,186	1,118	28 120	3
121	5,150	5,736	6,624	1,311	33 088	$3\frac{1}{4}$
130	6,229	7,078	8,173	1,646	39 136	$3\frac{1}{2}$
138	7,525	8,619	9,952	1,970	44 760	$3\frac{3}{4}$
147	9,318	10,51	12,14	2,403	51 744	4
156	10,83	12,49	14,43	2,879	58 696	$4\frac{1}{4}$
165	12,72	14,71	16,99	3,454	66 632	$4\frac{1}{2}$
174	14,99	17,38	20,07	3,871	74 432	$4\frac{3}{4}$
183	17,32	20,13	23,25	4,467	83 360	5
192	19,87	23,16	26,74	5,088	93 040	$5\frac{1}{4}$
201	22,90	26,75	30,88	5,954	102 160	$5\frac{1}{2}$
209	25,67	30,09	34,75	6,773	111 200	$5\frac{3}{4}$
218	28,98	34,03	39,29	7,664	122 080	6

¹⁾ Der Durchmesser des um die Mutter umschriebenen Kreises ist $\frac{16}{13} s_0$.

Quellenangabe.

I. Der Baustoff und seine Bearbeitung.

- C. Bach u. R. Baumann. Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. 2. Aufl. Verlag von Jul. Springer. Berlin 1921.
- H. Bethmann. Sägegatter und Hilfsmaschinen für Sägewerke. Verlag von Carl Scholtze. Leipzig 1920.
- F. Bub-Bodmar u. B. Tilgner. Die Konservierung des Holzes in Theorie und Praxis. Verlag von Paul Parey. Berlin 1922.
- M. Foerster. Lehrbuch der Baumaterialienkunde. Heft III. Das Holz. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1911.
- Derselbe. Taschenbuch für Bauingenieure. 2. Aufl. Verlag von Jul. Springer. Berlin 1919.
- J. Grossmann. Gewerbekunde der Holzbearbeitung. Bd. I: Technologie des Holzes. Bd. II: Werkzeuge und Maschinen. Verlag von B. G. Teubner. Leipzig und Berlin 1914.
- Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. I. Bd. 23. Aufl. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1920.
- G. Lang. Das Holz als Baustoff, sein Wachstum und seine Anwendung zu Bauverbänden. Verlag von C. W. Kreidel. Wiesbaden 1915.
- E. Troschel. Handbuch der Holzkonservierung. Verlag von Jul. Springer. Berlin 1916.
- H. Wilda. Das Holz, Aufbau, Eigenschaften und Verwendung. Sammlung Göschen. Verlag von Walter de Gruyter & Co. Berlin und Leipzig 1920.
- Derselbe. Die Werkzeugmaschinen für Holzbearbeitung. Sammlung Göschen.

II. Holzkonstruktionen.

- Th. Böhm. Handbuch der Holzkonstruktionen. Verlag von Jul. Springer. Berlin 1911.
- G. A. Breymann. Baukonstruktionslehre. Bd. II: Die Dachkonstruktionen in Holz. 6. Aufl., bearbeitet von O. Warth. Verlag von J. M. Gebhardt. Leipzig 1900.
- R. Gottgetreu. Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen. II. Teil: Die Arbeiten des Zimmermanns. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1882.
- A. Jackson. Ingenieur-Holzbau. Verlag von Konrad Wittwer. Stuttgart 1921.
- C. Kersten. Freitragende Holzbauten. Verlag von Jul. Springer. Berlin 1921.
- A. Laskus. Hölzerne Brücken. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 2. Aufl. Berlin 1922.
- J. Melan. Der Brückenbau. I. Bd. Einleitung und hölzerne Brücken. Verlag von Franz Deuticke. 3. Aufl. Leipzig und Wien 1922.
- A. Opperbecke. Der Zimmermann. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Leipzig 1913.

- C. Opitz. Zimmerarbeiten I u. II. Verlag von G. J. Göschen. Leipzig 1913 u. 1918.
- E. Schmidt u. Th. Landsberg. Dachformen und Dachstuhlkonstruktionen. Handb. d. Architektur. Dritter Teil. II. Bd. H. 4. Die Dächer. Verlag von J. M. Gebhardt. 3. Aufl. Leipzig 1911.
- G. Winkler. Hölzerne Brücken. I. Heft. Verlag von Carl Gerold's Sohn. Wien 1887.
- Katalog der Firma: Holzbau System Meltzer, Darmstadt.
- Desgl. „ „ Arthur Müller, Bauten und Industrierwerke (Ambi), Berlin-Johannisthal.
- Desgl. „ „ Stephan, G. m. b. H., Düsseldorf.
- Desgl. „ „ Deutsche Holzbauwerke Carl Tuchscherer A.-G., Ohlau (Schles.).
- Der Holzbau, Jahrg. 1920—1922. Beilage der deutschen Bauzeitung.



Die Volkswohnung

Zeitschrift für Wohnungsbau und Siedlungswesen

Herausgegeben von Dr.-Ing. Walter Curt Behrendt

Jährlich 24 Hefte.

Preis für den Jahrgang zur Zeit 200 Mark.

Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt entgegen.

Die „Volkswohnung“ zählt die führenden Fachleute des Wohnungs- und Siedlungswesens zu ihren ständigen Mitarbeitern. Sie bringt Beiträge über Kunst und Technik des Siedlungsbaues, über neue Bauverfahren und Naturbauweisen, über Innenausstattung des Kleinhauses, über Bauhandwerk und Wirtschaft, über Bildungs- und Erziehungsfragen. Die „Volkswohnung“ widmet den wichtigsten Einzelfragen und Sondergebieten des Siedlungsbaues geschlossene Sonderhefte, so u. a. in den letzten Jahrgängen die folgenden beiden den Holzbau behandelnden Hefte:

Holzkonstruktionen des Kleinhauses

Jahrgang 1921, Heft 23. G.Z. 1,2

- Die wirtschaftliche Verwendung von Bauholz beim Heimstättenbau. Von Baurat *Theodor Hamacher*, Berlin-Friedenau. Mit 2 Abbildungen.
- Das Dachgefüge des Kleinhauses. Von Regierungsbaumeister *Mühlfeld*, Dozent für landwirtschaftliche Baukunde an der Universität Jena. Mit 13 Abbildungen.
- Das Lamellendach. Von Architekt *E. F. Berking*, Berlin-Neukölln. Mit 6 Abbildungen.
- Die Treppe des Kleinhauses. Von *Otto Rudolf Salvisberg*, Berlin. Mit 4 Abbildungen.
- Bergmannssiedlung Reußendorf, Kr. Waldenburg, Schlesien. Von Architekt *E. Pietrusky*, Bad Salzbrunn. Mit 16 Abbildungen.
- Holzformen des Kleinhausbaues. Aus der städtischen Kleinwohnungssiedlung Laatzen bei Hannover. Architekt: Stadtbaurat *Paul Wolf*, Hannover. Mit 3 Abbildungen.
- Normen für Dachhölzer beim Kleinwohnungsbau. Von Regierungsbaumeister *Scholz*, Berlin. Mit 5 Abbildungen.
- Dachkonstruktion für Siedlungsbauten in Holz. Mit 5 Abbildungen.

Der neue Holzhausbau

Jahrgang 1922, Heft 9, G.Z. 1,2

- Der neue Holzhausbau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. *Hans Soeder*, Berlin. Mit 5 Abbildungen.
- Holzgerippe für Flachbauten. Von Regierungsbaurat *K. Reuter*, Würzburg. Mit 13 Abbildungen.
- Der Bau kleinster Dauerhäuser. Von *Percival Booth*, Dresden-Hellerau. Mit 6 Abbildungen.
- Hausrat unserer Zeit. Von *Robert Adolph*, Berlin.

Der Verkaufspreis eines Buches ergibt sich durch Multiplikation der Grundzahl (G.Z.) mit dem vom Verlage jeweils bekanntgegebenen Umrechnungsschlüssel (S.).



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

350432L/1