

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inv.

2600

ROELICH

Elementare Anleitung

zur

Behandlung und statischen Berechnung

der im Hochbau gebräuchlichsten

verbundenen Eisenkonstruktionen.



BERLIN

Polytechnische Buchhandlung

A. SEYDEL.

7.60-057

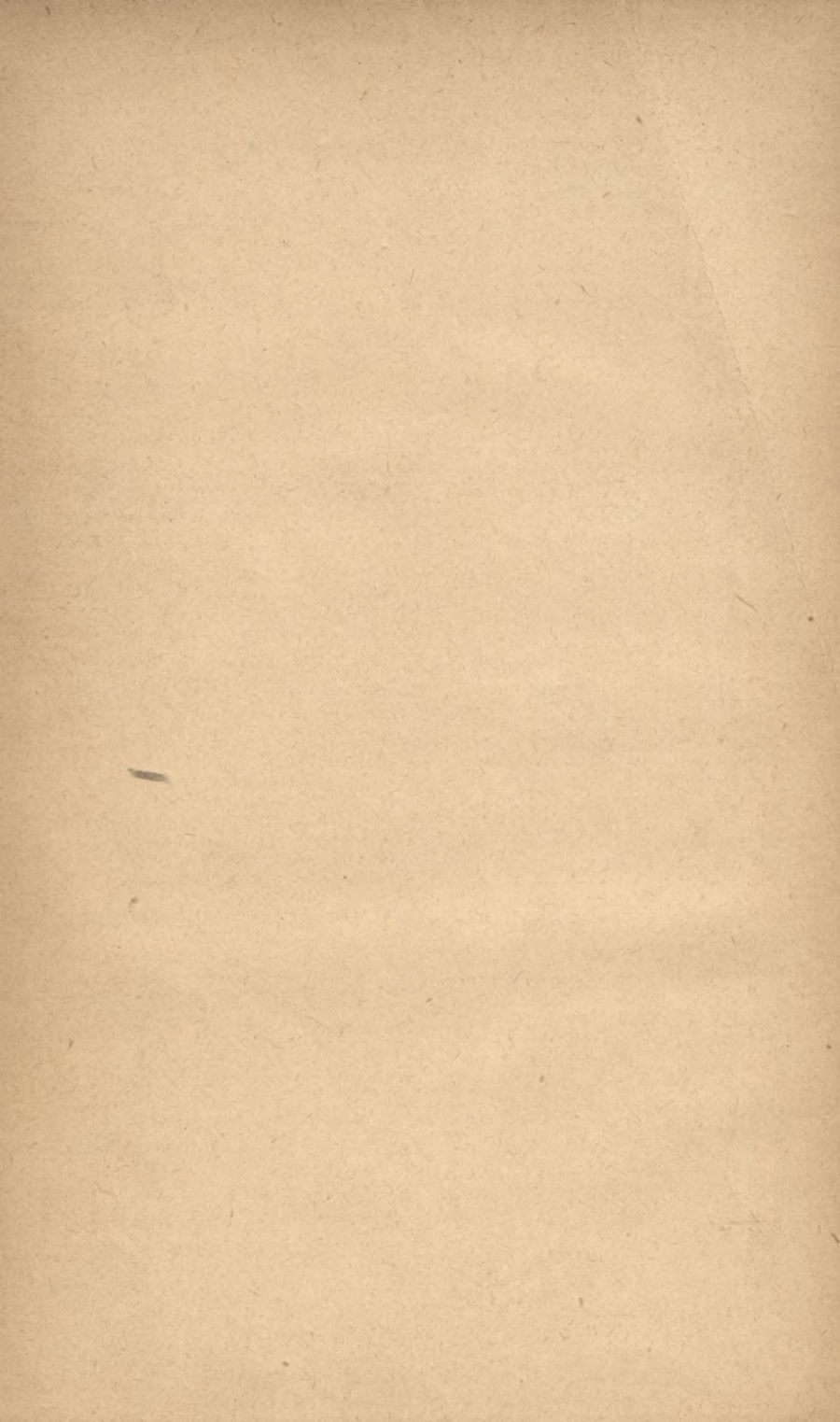
42.11493
16450662

704
109

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297389



Elementare Anleitung

zur

Behandlung und statischen Berechnung

der im Hochbau gebräuchlichsten

verbundenen Eisenkonstruktionen.

Mit 150 Textfiguren und einer Detail-Tafel

für die Zwecke der Praxis bearbeitet

von

Heinrich Froelich

Stadtbaurat in Allenstein

früher als Königlicher Regierungs-Baumeister langjähriger Technischer
Hilfsarbeiter bei der Bauabteilung des Königl. Polizeipräsidiums zu Berlin.

H. Nr. 26 079



BERLIN 1905.

Polytechnische Buchhandlung

A. Seydel

Mohrenstrasse 9.

358

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

II 2600

Akc. Nr. 1702/49

Vorwort.

Noch während der Zeit meiner Tätigkeit in Berlin wurde mir häufig der Wunsch ausgesprochen, ich möchte doch meine „Elementare Anleitung zur Anfertigung statischer Berechnungen“, welche schon eine weite Verbreitung gefunden hatte, durch eine Fortsetzung vervollständigen, in welcher die verbundenen Eisenkonstruktionen in ähnlicher Darstellungsweise behandelt werden sollten, wie dort die einfachen Träger und Stützen.

Daraufhin hatte ich denn auch bereits angefangen, Material zu einer derartigen Schrift zu sammeln, als ich hierher nach Allenstein abberufen wurde, wodurch die Sache liegen blieb.

Da ich jedoch bei Besuchen in Berlin sowohl durch meinen Herrn Verleger, dem ich schon halb und halb eine bezügliche Zusage gemacht hatte, als auch mehrfach von anderen Seiten immer wieder an diese Angelegenheit gemahnt wurde, ja, da sich sogar einzelne, mit denen ich früher in Berlin in geschäftlichen Beziehungen gestanden, brieflich dieserhalb an mich hierher nach Allenstein wendeten, so entschloß ich mich, die lange liegen gebliebene Arbeit wieder aufzunehmen, die freilich bei meiner stark in Anspruch genommenen Zeit nur langsam ihrer Vollendung entgegenreifen konnte.

Bezüglich der Anordnung des Materials glaube ich den an mich gerichteten Wünschen in weitgehendster Weise Folge gegeben zu haben durch die zahlreichen praktischen Winke für die Ausführung, die ich an geeigneten Stellen der Darstellung eingefügt habe. Was jedoch die Erörterung der Berechnungsmethoden anlangt, so war diese nicht in gleicher Weise wie früher, fast ohne jede Voraussetzung theoretischer

Vorkenntnisse, durchzuführen. Es konnte also eine rein elementare Anleitung zu einer gewissermaßen mechanischen Anfertigung der Berechnungen auf dem behandelten Gebiet nicht gegeben werden, und es entstand also eigentlich ein anderes Buch, als der Titel, wörtlich genommen, besagt. Dennoch dürften die ersten Grundbegriffe der Statik und der Festigkeitslehre sich wohl im allgemeinen als ausreichend erweisen, und wenigstens in dem Umfange, wie sie durch ein erfolgreiches Studium meiner Anleitung zur Träger- und Stützenberechnung auch dem weniger Vorgebildeten zum Verständnis gekommen sein müssen, auch zum Verständnis des vorliegenden Buches genügen. Wirkliche Schwierigkeiten werden dem Anfänger vielleicht die Erörterungen über die Berechnungen der Nietungen bereiten, doch ließen sich diese leider nicht umgehen, und können schlimmstenfalls unverstanden bleiben, so daß die hier gegebenen Formeln dann wirklich rein mechanisch zu befolgen wären, was freilich nicht in allen Fällen ohne Bedenken sein mag.

Es war überhaupt nicht leicht, eine geschickte Auswahl und zweckmäßige Begrenzung des so reichhaltigen Stoffes zu treffen. — Da naturgemäßerweise die Behandlung der eisernen Dachkonstruktionen den hauptsächlichsten Teil des Inhalts bilden mußte, so konnten im Interesse einer möglichst abgerundeten Vollständigkeit des Ganzen die Bogen- und Kuppeldächer nicht völlig von der Behandlung ausgeschlossen werden. Soll aber diese Materie in einer einigermaßen exakten Form vorgetragen werden, so sind dazu bekanntlich zum Teil recht eingehende theoretische Vorkenntnisse erforderlich. Durften nun aber solche, wie es der Zweck dieses Buches bedingt, nicht vorausgesetzt werden, so konnten die bezüglichen §§ 25 und 26 nur in einer ziemlich oberflächlichen Weise behandelt werden. Es konnten daher vielfach nur mehr oder weniger angenäherte Methoden geboten werden, welche wohl für die erste Berechnung derartiger Konstruktionen genügen mögen, für eine ausführliche Durcharbeitung bezüglicher Projekte jedoch nicht als ausreichend anerkannt werden können. Da indessen die genauere

Bearbeitung in solchen Fällen wohl stets einem durchgebildeten Ingenieur übertragen zu werden pflegt, so wird ein wirklicher Mangel auch in der gewählten Behandlungsweise der betreffenden Abschnitte für den vorzugweise praktischen Zweck des vorliegenden Buches kaum zu erblicken sein.

In den die genieteten Stützenkonstruktionen behandelnden § 14 wurde zum Teil der Text des § 15 aus der 3. Auflage meiner elementaren Anleitung für die Statische Berechnung von Trägern und Stützen, welcher sich hier organisch eingliedert, übernommen, und wird dort in den künftigen Auflagen nunmehr fortgelassen werden.

In dem der Behandlung der Satteldachbinder gewidmeten § 21 ist der einfache Polonceau-Dachstuhl in einer so ausführlichen Weise behandelt, als zum allgemeinen Verständnis der Dachbinderberechnungen überhaupt nur irgend wünschenswert, und zweifellos auch vollkommen ausreichend sein dürfte, so daß die Behandlung der anderen Binderformen entsprechend kürzer gefaßt werden konnte.

Mit Rücksicht hierauf konnte auch, der Raumersparnis halber, in dem den letzten Paragraphen bildenden, möglichst vielseitig gewählten Beispiel die Aufstellung der Formeln für die eigentliche Binderberechnung wohl ohne Nachteil fortgelassen und lediglich die Resultate derselben in tabellarischer Zusammenstellung gegeben werden. Im übrigen ist dies Beispiel in eingehendster Weise bis in alle Details durchgearbeitet und dürfte als in jeder Hinsicht recht instruktiv anerkannt werden müssen.

Nicht verschwiegen soll jedoch endlich die Möglichkeit bleiben, daß sich in den Zahlenrechnungen einzelne Rechen- oder Druckfehler eingeschlichen haben könnten, welche bei der ersten Ausgabe derartiger Werke wohl unausbleiblich sind und entschuldbar sein dürften. Sie werden jedenfalls die erhoffte Brauchbarkeit des Buches in der Praxis kaum beeinträchtigen. Für jeden Hinweis auf Fehler werde ich aber dankbar sein.

Allenstein, im Dezember 1904.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite
§ 1. Einleitung	1
§ 2. Das Wichtigste vom Nieten	2
§ 3. Behandlung zusammengesetzter Querschnitte	6
§ 4. Verstärkung gewalzter Trägerprofile	11
§ 5. Blechträger	14
§ 6. Grundzüge der Graphostatik	17
§ 7. Gegliederte Träger	21
§ 8. Der armierte Balken	27
§ 9. Die ungünstigste Belastung gegliederter Träger	30
§ 10. Allgemeine Regeln für die Konstruktion gegliederter Träger	33
§ 11. Konstruktion der Auflager	39
§ 12. Der Parallelträger	43
§ 13. Eiserne Treppen	52
§ 14. Genietete Stützen	60
§ 15. Konsolkonstruktionen	68
§ 16. Allgemeines über eiserne Dachkonstruktionen	70
§ 17. Behandlung der Sparren und Fetten	74
§ 18. Glasdächer und Oberlichte	79
§ 19. Berechnung der Binder	82
§ 20. Die Binderformen der Satteldächer	85
§ 21. Behandlung einzelner Satteldachbinder	90
I. Der einfache Dreiecksbinder	90
II. Der einfache Polonceau.	93
III. Der belgische, englische und deutsche Dachstuhl	101
IV. Der doppelte Polonceau	101
§ 22. Zusammengesetzte Systeme	103
§ 23. Pult- und Perrondächer	106
§ 24. Zelt- und Walmdächer und Turmspitzen	110
§ 25. Bogendächer	116
§ 26. Kuppeldächer	124
§ 27. Konstruktionsdetails für Bogendächer und Kuppeln	129
§ 28. Entwurf und Berechnung der Dachkonstruktion für eine Maschinenhalle	133

§ 1.

Einleitung.

Die Anforderungen, welche schon seit längerer Zeit häufig an die Entwürfe neuer Gebäude gestellt werden, wo bisweilen ganze Geschosse einem einheitlichen Nutzungszweck zu dienen bestimmt sind, gehen vielfach so weit, daß die allgemein übliche Anordnung eiserner Träger und Säulen sich als nicht ausreichend erweist, um den gegebenen Bedingungen Genüge zu leisten. Es kommt vor, daß Öffnungen von großer Spannweite so zu überdecken sind, daß Belastungen von erheblicher Größe, unter Umständen sogar als Einzellasten wirkend, getragen werden müssen, oder auch, daß große Räume mit einem sich freitragenden Dach so zu überspannen sind, daß keine hineinragenden Konstruktions- teile dieselben beeinträchtigen. Wird bei solchen Anlagen, wie in neuerer Zeit fast durchgängig, die Ausführung aus durchweg unverbrennlichem Material vorgeschrieben, so lassen sich solche Bedingungen, sofern von den modernen mit Eisen- einlagen armierten Betonkonstruktionen abgesehen wird, nur mittelst „verbundener (genieteteter) Eisenkonstruktionen“ erfüllen, deren Leistungsfähigkeit sich theoretisch bis ins Unbegrenzte steigern läßt. Die praktische Grenze, welche durch die mit der Größe der Spannweiten wachsende Schwierigkeit der Montage bedingt ist, dürfte bei Konstruktionen des Hochbaues kaum jemals erreicht werden.

Es kommen für den Hochbau hiernach hauptsächlich zwei Arten verbundener Eisenkonstruktionen in Betracht: einmal die Herstellung von Trägern mit Widerstandsmomenten, welche diejenigen der gewalzten Träger bei weitem über-

treffen, und dann die Bildung eiserner Dachkonstruktionen. Für solche Zwecke geeignete Tragesysteme werden entweder als Blechträger und Kastenträger hergestellt, mit vollen Blechwänden, die oben und unten mit Winkeleisen und eventuell auch noch mit Kopf- und Fußplatten (Lamellen genannt) gegurtet sind, oder es tritt an die Stelle der vollen Blechwand ein Fachwerk aus einzelnen, miteinander und den Gurtungen Dreiecke bildenden Gitterstäben. Die Form solcher gegliederten Träger ist an sich ganz willkürlich, und kann daher den jedesmaligen Bedürfnissen leicht angepaßt werden. Sie eignen sich also auch namentlich zur Bildung der beliebigen Arten von Dachkonstruktionen.

Zu den verbundenen Eisenkonstruktionen gehören ferner noch die genieteten schmiedeeisernen Stützen, welche sich in beliebig großen Querschnitten und Längen bequem herstellen lassen, und auch schon in kleineren Dimensionen vielfach vor den gusseisernen Säulen den Vorzug erhalten, da das Material der letzteren im Verhältnis zum gewalzten Flußeisen als ein im allgemeinen wenig zuverlässiges bezeichnet werden muß und vermöge seiner geringeren Zugfestigkeit auch nur wenig zur Aufnahme von Biegungsspannungen geeignet ist.

Einen besonderen Konstruktionsgegenstand bilden endlich die schmiedeeisernen Treppen, welche in verschiedenen Beziehungen den Vorzug vor Steintreppen und Holztreppen verdienen.

§ 2.

Das Wichtigste vom Nieten.

Die zur Herstellung verbundener Eisenkonstruktionen zur Verwendung gelangenden Materialien bestehen in gewalzten Eisenblechen und den üblichen verschiedenen Profileisen, und zwar vorzugsweise Winkeleisen und \square Eisen; doch finden auch Γ und \top Eisen, \mathbf{Z} Eisen und auch Rund- und Flacheisen in besonderen Fällen Anwendung. Die sämtlichen Eisensorten werden in einer größeren Anzahl be-

stimmter Profile (Deutsche Normalprofile) in den Walzwerken hergestellt und sind in Profiltabellen, welche sich in allen technischen Kalendern finden, auch in besonderen Heften seitens der bezüglichen Firmen an Interessenten kostenlos abgegeben zu werden pflegen, zusammengestellt. Aus diesen Tabellen sind meistens aufser den genauen Abmessungen noch die Querschnittflächen, Schwerpunktlagen der Querschnitte, die Trägheits- und Widerstandsmomente, sowie die Gewichte pro lfd. m ersichtlich.

Die Verbindung der einzelnen Konstruktionsteile miteinander erfolgt zum Teil mittelst Schraubenbolzen, vorzugsweise aber durch Nietung. Diese pflegt mittels einer Feldschmiede in der Weise stattzufinden, dafs die mit fertigem Setzkopf aus der Fabrik gelieferten Niete glühend gemacht, mit dem Schaft durch die bereits entsprechend gelochten Bleche gesteckt werden, worauf mit einem Schellhammer und mittelst einer übergehaltenen Form der Schliefskopf hergestellt wird. Gut ist es, wenn der fertige Schliefskopf auch bei hellem Wetter noch sichtbar glüht, weil alsdann auch der Schaft noch die genügende Wärme hat, um bei seiner Erkaltung infolge Kontraktion die Nietköpfe fest auf die Bleche, und somit diese selbst zusammenzupressen. Die dadurch entstehende Reibung mufs dann erst überwunden werden, bevor der Nietschaft auf Abscherung beansprucht wird.

Aus der Bedingung, dafs der Nietschaft dieselbe Festigkeit auf Abscherung zu leisten hat, mit welcher die Lochleibung dem auf sie ausgeübten Druck widerstehen mufs, folgt, dafs der Nietdurchmesser $d = 2\delta$, gleich der doppelten Blechstärke sein, sowie ferner, dafs zu jeder Seite des Nietloches eine Blechbreite vom $\frac{3}{4}$ fachen des Bolzendurchmessers, und hinter dem Niet eine dem Bolzendurchmesser gleiche Blechbreite verbleiben soll (Fig. 1). Die überflüssigen Ecken schneidet man ab, um den Spannungen des Blechs, welche man sich wie um die Niete herumgelegte Tawe zu denken hat, ihren Weg anzuweisen. Der schraffierte Blechstreifen von der Breite d geht für die Konstruktion



Fig. 1.

verloren. Von der Bruttobreite $B = d + 2 \cdot \frac{3}{4}d = \frac{5}{2}d$ bleibt mithin nur die Nettobreite $b = B - d$ übrig.

Sind mehrere Niete erforderlich, so ordnet man dieselben so an, daß ebenfalls nur ein Blechstreifen von der Breite d verloren geht, wobei jedoch die Anschauung von den um die Niete sich legenden Tauen stets im Auge zu behalten, und darauf zu achten ist, daß die geringsten Abstände der einzelnen Nietmitten voneinander mindestens

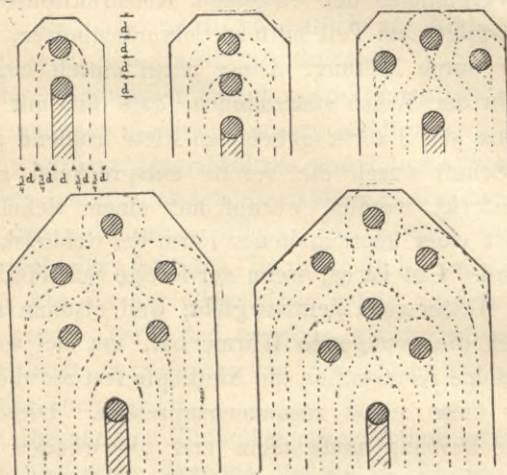


Fig. 2.

$2 \frac{1}{2}d$ betragen (Fig. 2). Für n Niete von $d \Phi$ muß ein $\delta = \frac{d}{2}$ starkes Blech, also eine Breite von $b = \left(2n \cdot \frac{3}{4} + 1\right)d$ haben, welche, wenn $\delta >$ oder $< \frac{d}{2}$ ist, entsprechend vermindert werden kann oder vermehrt werden muß, um eine gleichmäßige Beanspruchung zu erzielen.

Zwei und drei Niete werden hintereinander gesetzt, mehr als drei Niete aber stets symmetrisch und zwar so angeordnet, daß die letzte und erste Reihe nur aus einem einzelnen Niet besteht.

Es vermag nun jeder einschnittige, d h. nur zwei Bleche miteinander verbindende Niet eine Kraft

$$\frac{\pi d^2}{4} k = \frac{3,14}{4} \cdot 830 d^2 = 661 d^2$$

zu übertragen, wenn die Scherkraft des aus bestem Eisen hergestellten Nietschafts mit $830 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ in Rechnung gestellt

wird. Dieselbe Kraft ungefähr verträgt auch die Lochleibung, welche $\frac{3}{2} d \delta k = \frac{3}{4} d^2 \cdot 875 = 656 d^2$ zu leisten imstande ist,

wenn $d = 2\delta$ ist. — Sind drei Bleche miteinander zu verbinden (Fig. 3), so kommen für jeden Niet zwei Scherflächen in Betracht und er vermag daher als zweisechnittiger Niet die doppelte Kraft, also rund $1320 d^2$ zu übertragen. Es darf jedoch ein Niet als vollkommen zweisechnittig nur betrachtet werden, wenn die Stärke des Mittelblechs und der ihr gleiche Nietdurchmesser gleich dem doppelten von der Stärke jedes der beiden Außenbleche ist, da die Lochleibung eines schwächeren Mittelblechs nicht der von zwei Schnittflächen geleisteten Scherkraft entspreche. In solchem Fall dürfte also nur mit dem geringeren Widerstand dieser Lochleibung,

also mit $\frac{3}{2} d \delta_1 \cdot 875$, wenn die Stärke des Mittelblechs $\delta_1 < 2\delta$ ist, gerechnet werden.

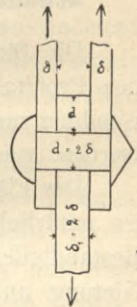


Fig. 3.

Die Winkellaschenverbindung ist nicht anders als jede andre Nietung zu betrachten. Wird ein Träger an einen andern angeschlossen, so soll die Auflagerreaktion des ersteren von dem letzteren getragen werden. Um diese Belastung zu übertragen, müssen die Laschen mit einer diesem Zweck genügenden Nietzahl an den tragenden Konstruktions- teil angeheftet werden. Die gleiche Nietzahl ist aber auch zur Aufnahme der Last vom getragenen Konstruktions- teil auf die Laschen erforderlich. Ist die letztere Verbindung,

wie es in der Regel zutrifft, eine vollkommen zweischnittige, so reduziert sich die erforderliche Nietzahl hier auf die Hälfte von jener (Fig. 4).



Fig. 4

Nach denselben Prinzipien, wie Bleche zur Übertragung von Zugkräften durch Nietung miteinander verbunden werden, erfolgt auch die Nietung der aus einzelnen Profileisen zusammengesetzten Querschnitte.

§ 3.

Behandlung zusammengesetzter Querschnitte.

Die für die einfachen Querschnittformen unmittelbar aus den Profiltabellen zu entnehmenden Werte müssen bei Verwendung zusammengesetzter Querschnitte besonders ermittelt werden, was nach folgenden Regeln geschieht:

Der Flächeninhalt eines zusammengesetzten Querschnitts ist natürlich gleich der Summe der Flächeninhalte seiner Bestandteile, wobei jedoch Nietlöcher bzw. ein infolge der Nietung außer Wirksamkeit kommender Streifen bei Konstruktionsgliedern die auf Zug beansprucht werden sollen, in Abzug zu bringen ist. Es darf dann also nur der Nettoquerschnitt in Rechnung gestellt werden.

Die Schwerpunktlage eines zusammengesetzten Querschnitts, sofern dieselbe nicht bei symmetrischer Anordnung ohne weiteres ersichtlich ist, wird nach dem Satz ermittelt, daß die Gesamtfläche multipliziert mit dem Abstand ihres Schwerpunkts von einer beliebigen Geraden (Axe) gleich der Summe der Produkte aus den einzelnen Teilen der Fläche mit den Abständen ihrer Schwerpunkte von derselben Axe ist.

Ein ähnlicher Satz besagt, daß das Trägheitsmoment einer Querschnittfläche, bezogen auf eine bestimmte Achse gleich der Summe der Trägheitsmomente der einzelnen Teile der Fläche bezogen auf dieselbe Axe ist. Zu seiner Anwendung bedarf man dann noch des Satzes, daß das Träg-

heitsmoment T einer Fläche, bezogen auf eine beliebige Axe, gleich dem Trägheitsmoment J dieser Fläche, bezogen auf die zu der gewählten Axe parallelen Schwerpunktaxe, vermehrt um das Produkt aus dem Flächeninhalt f und dem Quadrat der Entfernung e beider Axen von einander ist; also $T = J + fe^2$.

Sowohl die Bestimmung der Schwerpunktlage als auch des Trägheitsmoments kann statt aus der Summe der einzelnen Teile auch aus der Differenz einer durch geeignete Vervollständigung fingierten größeren Fläche vermindert um die zu diesem Behuf zur fraglichen Fläche zugelegt gedachten Flächenstücke stattfinden.

Endlich erhält man allgemein das Widerstandsmoment eines Querschnitts aus der Division des Trägheitsmoments bezogen auf die zur angreifenden Kraftrichtung rechtwinklige Schwerpunktaxe durch den größten Abstand des Querschnittsumfanges von der letzteren. Dieses Verfahren genügt für die Fälle der Praxis fast stets, obwohl die genaue Theorie unter Umständen sehr komplizierte Ermittlungen erfordern würde.

Als Grundlage für alle Querschnittformen mit Ausnahme der Rundeisen dient stets das Rechteck. Sein Schwerpunkt liegt bekanntlich in halber Höhe über der Mitte der Basis. Ist die Höhe $= h$ und die Basis $= b$, so ist das Trägheitsmoment des Rechtecks bezogen auf die zu b parallele Schwerpunktaxe $J = \frac{bh^3}{12}$. Folglich ist das Widerstandsmoment für eine rechtwinklig zu b wirkende Kraftrichtung

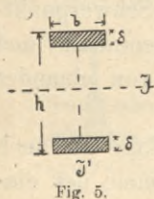
$$W = \frac{J}{h/2} = \frac{bh^3 \cdot 2}{12 \cdot h} = \frac{bh^2}{6}.$$

Das Trägheitsmoment desselben Rechtecks bezogen auf eine mit der Kante b zusammenfallende Axe T ist

$$T = J + fe^2 = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{bh^3}{3}.$$

Das Trägheitsmoment eines flachliegenden Rechtecks $b\delta$ gegen die zu b parallele Schweraxe ist $i = \frac{b\delta^3}{12}$. Das

Trägheitsmoment zweier solcher einander parallel liegender Rechtecke gegen die zwischen beiden in der Mitte liegende zu b parallele Axe (Fig. 5) ist, wenn der Abstand beider Rechtecke von einander von Aufsenkante bis Aufsenkante mit h bezeichnet wird,



$$J = 2 \left[\frac{b\delta^3}{12} + b\delta \left(\frac{h}{2} - \frac{\delta}{2} \right)^2 \right]$$

wobei man, wenn δ sehr klein ist, das ganze erste Glied gegen das zweite, und in der Klammer des zweiten $\frac{\delta}{2}$ gegen $\frac{h}{2}$ vernachlässigen kann, und dann für die Praxis genau genug

$$J = 2b\delta \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{b\delta h^2}{2}$$

setzen kann. Dasselbe Resultat erhält man aus der Differenz zwischen dem ganzen Rechteck bh und dem inneren fehlenden Rechteck $b(h - 2\delta)$

$$J = \frac{bh^3}{12} - \frac{b(h-2\delta)^3}{12} = \frac{bh^3}{12} - \frac{b}{12}(h^3 - 3 \cdot 2h\delta + 3 \cdot 4 \cdot h\delta^2 - 8\delta^3),$$

wenn hier die höhere Potenzen von δ enthaltenden Glieder des entwickelten Kubus vernachlässigt werden.

Das gesamte Widerstandsmoment gegen die Axe J ist demnach angenähert

$$W = \frac{b\delta h^2}{2 \cdot h/2} = b\delta h.$$

Gegen die zu b rechtwinklige Schwerpunktaxe J' ist das Trägheitsmoment jedes der beiden Rechtecke $i' = \frac{b^3\delta}{12}$, also

beider zusammen $J' = 2i' = \frac{2b^3\delta}{12} = \frac{b^3\delta}{6}$ und das Wider-

standsmoment $W = \frac{b^3\delta}{6b/2} = \frac{b^2\delta}{3}$, wobei der Abstand der beiden

Rechtecke von einander ohne Einfluss ist.

Es sei ein \square Eisen NP. 18 mit einem ungleichschenkligen Winkelleisen 10/20/1,4 zu einem einheitlichen Quer-

schnitt verbunden (Fig. 6). Aus den Profiltabellen können die Querschnittelemente beider entnommen werden. Für das \square Eisen ist die Höhe $h = 18$, die Flanschbreite $b = 7$, die Stegstärke $d = 0,8$, die Flanschenstärke $t = 1,1$ und der Schwerpunktabstand von der Hinterkante $z = 2,1$, alles in Zentimetern. In der andern Richtung liegt der Schwerpunkt infolge der Symmetrie auf halber Höhe. Ferner ist der Flächeninhalt $f = 28$ qcm und das Trägheitsmoment für die Schwerpunktaxe parallel mit den Flanschen $i = 1364$, und für die darauf rechtwinklige Schwerpunktaxe $i' = 130$,

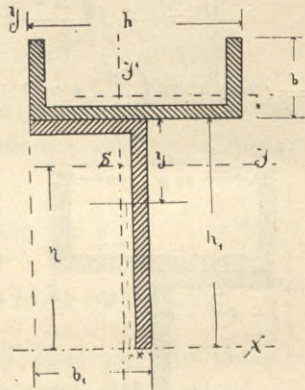


Fig. 6.

beide ebenfalls auf Zentimeter bezogen. Für das Winkelisen ist die lange Kante $h_1 = 20$, die kurze $b_1 = 10$, die Schenkelstärke $\delta = 1,4$; der Schwerpunktabstand von der langen Kante $x = 2,2$ und von der kurzen $y = 7,2$ alles in Zentimetern; ferner ist die Fläche $f_1 = 40$ qcm; das Trägheitsmoment für die Schwerpunktaxe parallel zum kurzen Schenkel $i_1 = 1663$ und parallel zum langen Schenkel $i'_1 = 284$.

Für den zusammengesetzten Querschnitt ist (ohne Rücksicht auf die Nietlöcher) zunächst $F = f + f_1 = 28 + 40 = 68$ qcm.

Der Schwerpunktabstand von der X-Axe beträgt

$$\eta = \frac{f_1(h_1 - y) + f(h_1 + z)}{f + f_1} = \frac{40(20 - 7,2) + 28(20 + 2,1)}{68} = 16,6,$$

desgleichen von der Y-Axe

$$\xi = \frac{f_1(b_1 - x) + f \cdot \frac{h}{2}}{f + f_1} = \frac{40(10 - 2,2) + 28 \cdot \frac{18}{2}}{68} = 8,2.$$

Die Trägheitsmomente bezogen auf die durch den so bestimmten Schwerpunkt parallel zu den Axen X und Y gelegten Schwerpunktaxen J und J' ergeben sich nunmehr:

$$\begin{aligned}
 J &= i' + f(h_1 + z - \eta)^2 + i_1 + f_1 [\eta - (h_1 - y)]^2 \\
 &= 130 + 28(20 + 2,1 - 16,6)^2 + 1663 + 40 [16,6 - (20 - 7,2)]^2 \\
 &= 2463;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J' &= i + f\left(\frac{h}{2} - \xi\right)^2 + i_1' + f_1 [\eta - (b_1 - x)]^2 \\
 &= 1364 + 28\left(\frac{18}{2} - 8,3\right)^2 + 284 + 40 [8,3 - (10 - 2,2)]^2 = 1672.
 \end{aligned}$$

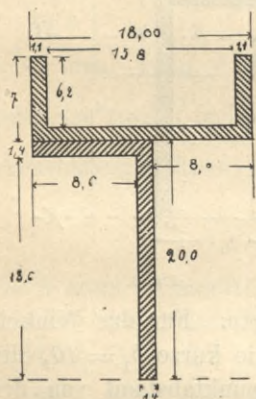


Fig. 7.

Wären nur die Querschnittsdimensionen gegeben, so hätte man ohne Kenntnis der Profiltabellen usw. in folgender Weise verfahren können:

Es ist zunächst (Fig. 7)

$$\begin{aligned}
 F &= 18 \cdot 27 - (15,8 \cdot 6,2 \\
 &+ 8,6 \cdot 18,6 + 20 \cdot 8) = 68,
 \end{aligned}$$

ferner

$$\eta = \left[2 \cdot 6,2 \cdot 1,1 (20 + 0,8 + 3,1) \right.$$

$$\begin{aligned}
 &+ 10 (1,4 + 0,8) \left(18,6 + \frac{1,4 + 0,8}{2} \right) + 8 \cdot 0,8 \left(20 + \frac{0,8}{2} \right) \\
 &\left. + 18,6 \cdot 1,4 \cdot \frac{18,6}{2} \right] : 68 = 16,6
 \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned}
 \xi &= \left[(2 \cdot 7,0 \cdot 1,1 + 15,8 \cdot 0,8) \frac{18}{2} + 10 \cdot 1,4 \cdot \frac{10}{2} \right. \\
 &\left. + 18,6 \cdot 1,4 \left(8,6 + \frac{1,4}{2} \right) \right] : 68 = 8,2.
 \end{aligned}$$

Alsdann folgt

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{18 \cdot 27^3}{12} + 18 \cdot 27 \left(16,6 - \frac{27}{2} \right)^2 - \left[\frac{15,8 \cdot 6,2^3}{12} \right. \\
 &+ 15,8 \cdot 6,2 \left(27 - 16,6 - \frac{6,2}{2} \right)^2 + \frac{8,6 \cdot 18,6^3}{12} \\
 &\left. + 8,6 \cdot 18,6 \left(16,6 - \frac{8,6}{2} \right)^2 + \frac{20^3 \cdot 8}{12} + 20 \cdot 8 \left(16,6 - \frac{20}{2} \right) \right] = 2463,
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J' = & \frac{27 \cdot 18^3}{12} + 27 \cdot 18 \left(\frac{18}{2} - 8,2 \right)^2 - \left[\frac{6,2 \cdot 15,8^3}{12} \right. \\
 & + 6,2 \cdot 15,8 \left(1,1 + \frac{15,8}{2} - 8,2 \right)^2 + \frac{18,6 \cdot 8,6^3}{12} \\
 & \left. + 18,6 \cdot 8,6 \left(8,2 - \frac{8,6}{2} \right)^2 + \frac{20 \cdot 8^3}{12} + 20 \cdot 8 \left(18 - \frac{8}{2} - 8,2 \right)^2 \right] = 1672.
 \end{aligned}$$

Die betreffenden auf die entsprechenden Axen bezogenen Widerstandsmomente würden sich endlich folgendermaßen ergeben:

$$W = \frac{J}{\eta} = \frac{2463}{16,6} = 148 \quad (\text{weil nämlich } \eta > \frac{b + h_1}{2} \text{ ist})$$

$$W' = \frac{J'}{h - \xi} = \frac{1672}{18 - 8,3} = 172 \quad (\text{weil } \xi < \frac{h}{2} \text{ ist}),$$

denn das Widerstandsmoment wird stets aus der Division des betreffenden Trägheitsmoments durch den Abstand des von der zugehörigen Axe entferntesten Teil des Umfangs der Querschnittsfläche von dieser Axe erhalten.

§ 4.

Verstärkung gewalzter Trägerprofile.

Wenn es sich darum handelt, die Tragfähigkeit eines Trägers zu vermehren, so vergrößert man am einfachsten durch künstliche Vermehrung der Gurtungsquerschnitte das Widerstandsmoment derselben. Wie man dies bei Holzkonstruktionen durch Herstellung von verbolzten und verdübelten Balken erreicht, so geschieht dies bei eisernen gewalzten I Trägern durch Aufeinandernieten zweier I Träger oder häufiger durch Aufnieten von Lamellen auf die Trägerflansche. Ist h die Höhe und f der Querschnitt und i das Trägheitsmoment, also $w = \frac{i}{h/2} = \frac{2i}{h}$ das Widerstandsmoment eines Trägers, so erhält man durch Aufeinandernieten zweier gleichen solchen Träger ein zusammengesetztes Profil (Fig. 8), dessen

$$J = 2 \left(i + f \cdot \frac{h^2}{4} \right)$$



Fig. 8.

und dessen

$$W = \frac{J}{h} = 2 \left(\frac{i}{h} + f \cdot \frac{h}{4} \right) = w + f \cdot \frac{h}{2}$$

ist. Die Nietlöcher sind unwesentlich, da sie in der neutralen Axe liegen.

Werden nicht zwei Träger aufeinander genietet, sondern nur ein solcher durch Aufnieten je einer Lamelle von der Breite b und der Stärke δ auf den Oberflansch und einer unter den Unterflansch verstärkt, so erhält der auf diese Weise zusammengesetzte Querschnitt (Fig. 9), wenn t die Flanschenstärke des Trägers und d der Nietdurchmesser ist, ein Widerstandsmoment

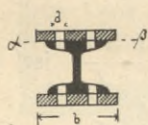


Fig. 9.

$$W = w + \frac{b}{6} \left[(h + 2\delta)^2 - h^2 \right] - \frac{2d}{6} \left[(h + 2\delta)^2 - (h - 2t)^2 \right]$$

oder nach § 3 angenähert $W = w + b\delta h$; zweckmäÙig wählt man $\delta = t$, und alsdann $d = 2\delta$.

Ferner kann man in ähnlicher Weise verstärkte Träger durch Kuppelung zweier nebeneinander gestellter I oder II Eisen herstellen, die dann mit gemeinschaftlichen Lamellen verbunden werden (Fig. 10).

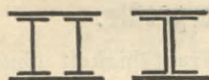


Fig. 10.

Was die Nietteilung anbetrifft, so ist bekanntlich die in der Fuge $\alpha\beta$ auftretende Schubkraft im Abstand x von der Mitte der Spannweite $T = \frac{S}{J} \mathfrak{Q}_x$, wobei S das statische Moment des oberhalb der Fuge $\alpha\beta$ liegenden Querschnitts bezogen auf die neutrale Axe, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts und \mathfrak{Q}_x die Vertikalkraft an der Stelle x , d. h. die Differenz zwischen dem Reaktionswert und der

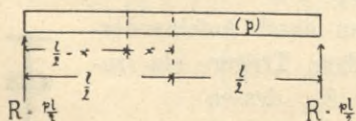


Fig. 11.

Belastung der Strecke $\frac{l}{2} - x$ bedeutet (Fig. 11), also bei gleichmäßiger Belastung mit p pro lfd. Längeneinheit den

Wert $\frac{pl}{2} - p\left(\frac{l}{2} - x\right) = px$ hat. Nun ist genau genug

$S = \frac{b\delta h}{2}$; J wird nach der Formel $\frac{bh^3}{12}$ ebenso, wie vor-

hin W nach der Formel $\frac{bh^2}{6}$ entwickelt oder ebenfalls an-

genähert $J = i + \frac{b\delta h^2}{2}$ gesetzt. Es ist also $\frac{S}{J}$ eine Kon-

stante. Nun vermögen die beiden Niete in der Fuge $\alpha\beta$ eine Kraft $\frac{2\pi d^2}{4} 830 = 1300 d^2$ zu übertragen, genügen

also an der Stelle x für eine Strecke $e_x = \frac{1300 d^2 J}{\mathfrak{B}_x \cdot S}$, so

dafs, wenn nun noch der Wert $\mathfrak{B}_x = px$ eingesetzt wird, sich die Bedingung $e_x \cdot x = \frac{1300 d^2 \cdot J}{p \cdot S} = const.$ ergibt. Am

Auflager ist $\mathfrak{B} = \frac{pl}{2}$, daher hier e am kleinsten, also hier die engste Nietteilung erforderlich, welche nach der Mitte zu immer gröfser werden kann. In der Mitte selbst ist $\mathfrak{B} = 0$, daher ist hier nie ein Niet zu setzen, weil er gänzlich unwirksam wäre.

Häufig werden die Lamellen nur in einem mittleren Teil der Spannweite angeordnet, indem nach den Auflagern hin, wo das Angriffsmoment geringer wird, das Widerstandsmoment des unverstärkten Trägers ausreicht. Die erforderliche Lamellenlänge x nach jeder Seite von der Mitte aus folgt dann nach der Gleichung der Momentenparabel (Fig. 12)

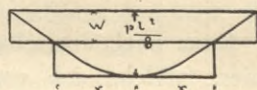


Fig. 12.

$$x^2 : \frac{l^2}{4} = \frac{pl^2}{8} - w : \frac{pl^2}{8},$$

welche $x = \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2w}{p}}$ liefert.

Nun müssen die Lamellen aber so viel länger sein, als die ihrem Querschnitt entsprechende Nietzahl bedingt. Diese

Nietzahl beträgt $2n = \frac{b\delta}{\frac{3,14}{4}d^2}$, oder wenn 2δ für d ein-

gesetzt wird: $n = \frac{b}{6,28\delta}$ und erfordert eine Mehrlänge der Platte an jedem Ende um $2,5dn$. Dabei ist aber der Wert für n so weit aufwärts abzurunden, daß n eine ganze Zahl ist. Man erhält alsdann für die erforderlichen Lamellenverlängerungen Werte, die zwischen $\frac{2}{3}$ und $\frac{4}{5}b$ liegen.

Ganz in entsprechender Weise ist zu verfahren, wenn auf jeden Flansch zwei Lamellen aufgelegt sind. Es wird dann die äußerste Lamelle von der inneren und diese vom lamellenlosen Träger beiderseits überragt, wie aus den Momentenwerten (Parabelordinaten) und dem um ein oder beide Lamellenpaare reduzierten Widerstandsmoment sich ergibt (Fig. 13). Alsdann sind die erforderlichen Mehrlängen wieder zuzulegen.

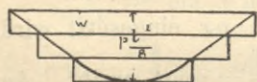


Fig. 13.

§ 5.

Blechträger.

Ganz nach demselben Prinzip werden Blechträger konstruiert, welche sich von den durch Lamellen verstärkten Walzträgern nur insofern unterscheiden, als an Stelle der letzteren eine aus vier Winkeleisen und einem Stehblech zusammengesetzte Konstruktion tritt. Die Höhe h eines solchen Blechträgers (Fig. 14) wählt man im Hochbau etwa zu $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{16}$ der Spannweite und bestimmt alsdann den erforderlichen Gurtungsquerschnitt f , aus welchem angenähert das Widerstandsmoment $W = fh\sigma$ folgt, nach Bedarf des aufzunehmenden Angriffsmoments M . Dabei bedeutet σ wieder die zulässige Beanspruchung des Materials.



Fig 14.

Bisweilen ordnet man auch zwei Stehbleche nebeneinander an, wodurch der sogenannte Kastenträger (Fig. 15) entsteht, dessen Berechnung indessen in keiner Weise von der des einfachen Blechträgers abweicht. Die vier inneren Winkleisen können jedoch nur angeordnet werden, wenn die Dimensionen des Trägerquerschnitts groß genug sind, daß ein Mann zwecks Ausführung der Nietung hineinkriechen kann.

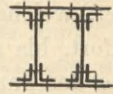


Fig. 15.

Während die Angriffsmomente bei diesen Konstruktionen fast ausschließlich von den Gurtungen ohne wesentliche Mitwirkung des Stehblechs aufgenommen werden, dient letzteres vorzugsweise zur Übertragung der Vertikalkräfte. Aus konstruktiven Gründen wählt man die Stehblechstärke nicht viel geringer als 1 cm, obgleich theoretisch in vielen Fällen Blechstärken von 2 bis 3 mm ausreichend sein würden. Von den Lamellenlängen gilt das im vorigen Paragraphen Gesagte auch hier. Die Winkleisen braucht man bis an die Auflager hin, man wählt sie daher zweckmäßig möglichst klein.

Für die Nietteilung kommen hier nicht die vertikalen Niete, welche ein Verschieben der Lamellen auf den Winkleisen zu hindern haben, sondern die horizontalen, welche die ganze Gurtung am Stehblech halten müssen, in Frage, und zwischen diese haben sich dann jene zwischenzuordnen. Das Stehblech nimmt die Vertikalkräfte auf. An

einem (Fig. 16) herausgetrennten Blechstück von der Breite e_x (Nietabstand an der Stelle x von der Trägermitte aus gezählt) erzeugt die Vertikalkraft ein Drehmoment $\mathfrak{B}_x \cdot e_x$, welchem die beiden vollgezeichneten Nietquerschnitte gegenüber am Hebelarm h wirkend das Gleichgewicht halten

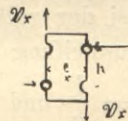


Fig. 16.

müssen. Daraus folgt die Bedingung $\mathfrak{B}_x \cdot e_x = \frac{\pi d^2}{4} \cdot k \cdot h$ oder mit Einsetzung des Werts $\mathfrak{B}_x = px$ wieder $e_x \cdot x = const.$

Vom Auflager beginnend, wo $\mathfrak{B} = \frac{pl}{2} = max$ ist, be-

hält man die hiernach ermittelten Nietabstände für 6—10 Nietteilungen bei und geht dann zur nächst weiteren Teilung, dem inzwischen kleiner gewordenen Wert \mathfrak{B}_x entsprechend, über, welche wieder für 6—10 Niete beibehalten wird, und so fort, bis man $e_x = 15d$ erhält, welche Teilung man dann über den ganzen mittleren Trägerteil als grössten Nietabstand durchführt, soweit dies nach dem jenseits der Mitte wieder wachsenden Wert von \mathfrak{B}_x zulässig ist, d. h. bis zu der Stelle,

wo $\mathfrak{B}_x = \frac{\pi dk \cdot h}{60} = \text{rot. } 40 dh$ ist. In der Trägermitte selbst,

wo $\mathfrak{B}_x = 0$ ist, wird nie ein Niet angeordnet. Der Steg muß gegen Einknicken an den Auflagern und auch sonst in gewissen Abständen, namentlich unter den Angriffspunkten von Einzellasten, bei Balkenlagen unter jedem zweiten Balken aussteift werden. Diese Aussteifungen erfolgen durch je zwei Flacheisen, zwei Winkeleisen, zwei Γ Eisen

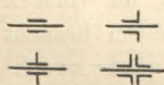


Fig. 17.

oder auch vier Winkeleisen (Fig. 17) je nach dem Gewicht der zu übertragenden Einzel-lasten, welche von dem zu verwendenden Aussteifungsquerschnitt mit der zulässigen Beanspruchung müssen aufgenommen werden

können. Die Anzahl Niete, mit denen die Aussteifungsprofile an das Stehblech anzuheften sind, ergibt sich ebenfalls aus der Gröfse der aufzunehmenden Last, wodurch ev. die Anordnung von Γ Eisen, in welchen zwei Nietreihen Platz finden, bedingt werden kann, obwohl ein \perp Querschnitt ausreichend wäre. Bei der zulässigen Beanspruchung σ erfordert hiernach die Aussteifung unter einer Einzellast P einen Querschnitt $f = \frac{P}{\sigma}$ und eine Nietzahl $n = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4} k}$ mit dem Durchmesser d .

Bei gleichmäfsiger Belastung (durch Mauerwerk) werden Absteifungen in Abständen gleich der anderthalbfachen bis doppelten Trägerhöhe angeordnet.

Bei grofsen Trägerlängen kann ein Stofs der Blechwand erforderlich werden. Derselbe wird dann in der Mitte angeordnet, wo die Vertikalkraft $\mathfrak{B} = 0$ ist, und durch Aus-

steifungs l Eisen gedeckt. Andernfalls müssen Stofsbleche Verwendung finden, welche soviel Nieten auf jeder Seite des Stofses aufnehmen können, als zur Übertragung der an der Stofsstelle herrschenden Vertikalkraft erforderlich sind. Ein Stofs der Gurtungen dürfte bei Hochbaukonstruktionen nicht vorkommen, da die erforderlichen l Eisen und Lamellenbleche in Längen bis 15 m in den Handel kommen, was wohl immer ausreichend sein wird. Läßt sich ein Stofs in den Gurtungen gleichwohl nicht vermeiden, so erfolgt dieser bei den Winkeleisen durch Auflegen von Deckwinkeln, und bei den Lamellen durch Überlegen von Platten, welche zu beiden Seiten des Stofses mit einer solchen Nietzahl angeschlossen werden müssen, als durch die Gröfse des an der Stofsstelle herrschenden Angriffsmoments unter Berücksichtigung der zu ersetzenden Querschnittfläche bedingt ist.

Was die Art und Weise der Auflagerung der Trägerenden auf dem diese unterstützenden Mauerwerk betrifft, so sei hier nur erwähnt, dafs stets nur ein Ende fest mit demselben verbunden wird, das andre Ende jedoch verschieblich konstruiert werden mufs, um dem Träger die Möglichkeit zu geben, sich bei Temperaturänderungen ausdehnen oder zusammenziehen zu können. Ein derartiges Gleitlager besteht aus zwei glatt gehobelten horizontal aufeinanderliegenden Platten, von denen die obere sich auf der fest im Mauerwerk verankerten unteren zwischen Führungsleisten verschieben kann. Ausführlicheres über die Konstruktion der Auflager findet sich im § 11.

§ 6.

Grundzüge der Graphostatik.

Man stellt graphisch eine Kraft dar durch eine gerade Linie in der Richtung der Kraftwirkung und von einer ihrer Gröfse in einem beliebig zu wählenden Kräftemafisstab entsprechenden Länge. Der Sinn der Kraftichtung wird durch einen Pfeil angedeutet.

Nach dem bekannten Satz vom Parallelogramm der Kräfte erfolgt die Bewegung eines Punkts, auf den zwei Kräfte A und B wirken, in Richtung der Diagonale des aus ihnen gebildeten Parallelogramms (Fig. 18). Dabei ist der Effekt derselbe, ob die Kräfte zugleich oder nacheinander wirken. Die Resultante R zweier Kräfte A und B ist also auch die dritte Seite eines Dreiecks, dessen beide anderen

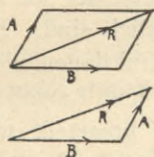


Fig. 18.

Seiten durch Aneinanderreihen der Kräfte gebildet sind. — Kehrt man den Sinn der Krafrichtung in der Resultanten um (Fig. 19), so erhält man diejenige Kraft $-R$, welche den beiden andern das Gleichgewicht hält. Drei solche Kräfte erzeugen zusammen den Effekt Null; jede von ihnen ist gleich und entgegengesetzt der Resultanten aus den beiden andern.

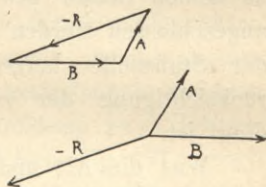


Fig. 19.

Dasselbe gilt von noch mehr Kräften und führt zu dem Satz: Kräfte, die auf einen Punkt wirken, halten einander das Gleichgewicht, wenn sie sich (in beliebiger Reihenfolge) zu einem geschlossenen Polygon aneinanderreihen lassen. — Durch Umkehrung der Pfeilrichtung bei einer dieser Kräfte erhält man die Resultante aus allen übrigen.

Wirken die Kräfte nicht auf einen Punkt, sondern auf ein zusammenhängendes ebenes Gebilde, so kommt für die Bestimmung der Resultanten neben ihrer Größe und Richtung, welche wie vorhin aus der Schlußlinie des von ihnen zu bildenden Polygonzuges gefunden wird, auch noch ihr Angriffspunkt, d. h. also ihre Lage zu den übrigen in Betracht, und damit die Frage, ob bei sich schließendem Kräftepolygon neben dem durch Umkehrung der Pfeilrichtung erzeugten Gleichgewicht gegen voranschreitende Bewegung des Gebildes auch Gleichgewicht gegen Drehung desselben bestehe, oder ob sich ein resultierendes Kräftepaar ergibt. Die graphische Darstellung eines Kräftepaars oder Dreh-

moments geschieht durch zwei einander gleiche und entgegengesetzt gerichtete Kräfte P , die durch den Hebelarm p miteinander verbunden sind (Fig. 20), und repräsentiert den Wert und Drehungssinn des Moments $M = Pp$.

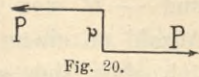


Fig. 20.

Um zunächst die Lage der Resultanten einer Anzahl nach Lage, Richtung und Gröfse gegebener an einem System in seiner Ebene wirkender Kräfte P_1 bis P_5 zu ermitteln,

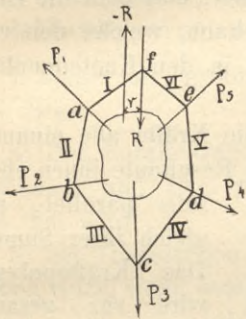
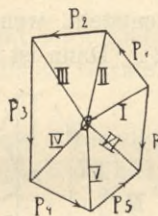


Fig. 21.

zerlege man (Fig. 21) die Kraft P_1 in einem beliebigen Punkt a derselben nach zwei beliebigen Richtungen I und II . Die Gröfse dieser



beiden Hilfskräfte I und II findet man aus dem Kräfte-dreieck $PIII$, durch welches zugleich der Pol O gewonnen wird. Geht man mit der Kraft II an P_2

heran, so kann man im Schnittpunkt b Gleichgewicht durch eine neue Hilfskraft (Seilspannung) III herstellen, deren Gröfse und Richtung aus dem Kräfte-dreieck $III P_2 III$ folgt. In dieser selben Weise konstruiert man weiter und erhält so die Punkte c, d, e und die Seilstrahlen IV, V, VI . Im Kräftepolygon bilden nun schliesslich die Kräfte $IVIR$ ein Dreieck, in dem R die Schlufslinie des von den Kräften P_1 bis P_5 gebildeten Polygonzugs ist. Zum Gleichgewicht ist also erforderlich, dass diese drei Kräfte durch ein und denselben Punkt f , den Schnittpunkt von I und VI im Seilpolygon gehen, wodurch die Lage der Resultanten R , deren Richtung und Gröfse aus dem Kräftepolygon bekannt ist, bestimmt wird. Durch Pfeilumkehrung erhält man die Kraft $-R$, welche den übrigen das Gleichgewicht hält. Würde am System eine solche Kraft $-R'$ vorhanden sein, sich aber mit R nicht decken, so schlosse sich zwar das Kräftepolygon von selbst, aber es würden die Kräfte

R und $-R'$ ein resultierendes Kräftepaar $M = Rr$ ergeben, dessen Hebelarm r der Abstand der beiden Kraftlinien R und $-R'$ von einander wäre. Zum Gleichgewicht einer Anzahl an einem System wirkender Kräfte ist also erforderlich, daß sich sowohl das aus ihnen zu bildende Kräftepolygon schließt, als auch, daß ein aus beliebigem Pol konstruiertes Seilpolygon sich so um sie legen läßt, daß seine Knotenpunkte sämtlich auf die Krafrichtungen fallen. Die Bezeichnung Seilpolygon rührt daher, daß man die Hilfskräfte als Seilspannungen auffassen kann, welche den vorhandenen Kräften das Gleichgewicht in den Knotenpunkten zu halten in stande sind.

Ein Spezialfall entsteht, wenn die Kräfte alle einander parallel sind (Fig. 22). Dann ist ihre Resultante ihnen ebenfalls parallel, und gleich ihrer Summe.

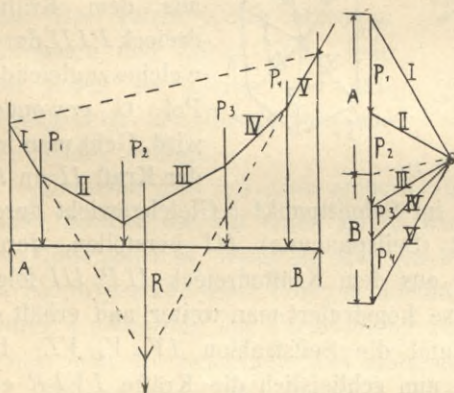


Fig. 22.

Das Kräftepolygon wird zur geraden Linie, das Seilpolygon wird aber ebenso wie vorhin aus einem beliebigen Pol O konstruiert, und die Resultante des Systems R geht durch den Schnittpunkt der beiden äußersten

Seilseiten. Bilden diese Kräfte die Belastung eines an beiden Enden gestützten Trägers, so erhält man durch die Konstruktion des Seilpolygons auch die Größen der beiden Reaktionen A und B , indem man zur Schlußlinie des Seilpolygons (Verbindungsline der Schnittpunkte der beiden Auflagervertikalen mit den entsprechenden äußersten Seilseiten) eine Parallellinie durch den Pol zieht. Diese teilt dann die Lastlinie in die beiden Reaktionen, deren Summe natürlich gleich der Summe der Lasten sein muß.

§ 7.

Gegliederte Träger.

Gegliederte Träger sind Systeme von geradlinigen Stäben, die mit ihren Enden gelenkartig zu einem unverschieblichen Ganzen verbunden sind. Um die Unverschieblichkeit zu erzielen, sind die Stäbe derart anzuordnen, daß sie miteinander Dreiecke bilden. Die Form ist dabei ganz beliebig, doch kann man folgende Haupttypen unterscheiden (Fig. 23):

I. Träger mit geradlinigen Gurtungen;
und zwar:

a) Der Parallelträger mit zwei Endvertikalen und zwei parallelen Gurten. Aus ihm wird

b) der Trapezträger, wenn einer der beiden Gurte einen ausspringenden Knick erhält. Aus ihm wird

c) der Dreiecksträger beim Fortfall der Endvertikalen. Die beiden letzteren bilden bereits die Übergänge zur Gruppe:

II. Träger mit polygonalen Gurtungen;
und zwar:

d) Fischträger mit beiderseits nach außen konvexen Gurtungen;

e) Segmentträger mit konvexem Obergurt und geradlinigem Untergurt;

f) Fischbauchträger mit geradlinigem Obergurt und konvexem Untergurt;

g) Sichelträger mit konvexem Obergurt und ebenfalls nach oben konvexem (also nach unten konkavem) Untergurt;

h) Kavaliertträger mit geradlinigem Untergurt und einem aus zwei in der Mitte eine ausspringende Spitze bildenden nach oben konkaven Teilen gebildeten Obergurt.

Die Träger der zweiten Gruppe können mit, auch ohne Endvertikalen konstruiert werden.

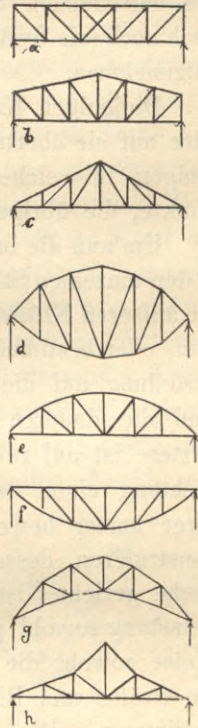


Fig. 23.

Die Lasten, welche die gegliederten Träger aufzunehmen haben, greifen entweder direkt in den Knotenpunkten des Systems an, in welchem Fall sämtliche Stäbe nur axial (auf Zug oder auf Druck) beansprucht werden, oder die Belastung ruht auf einzelnen Stäben selbst, und wird von diesen wie von einem Balken auf zwei Stützen auf die beiden benachbarten Knotenpunkte übertragen. Im letzteren Fall haben die betreffenden Stäbe neben der axialen Beanspruchung auch noch (als Systeme zweiter Ordnung) Biegungsspannungen aufzunehmen.

Diejenigen Knotenpunkte, in welchen Lasten angreifen, oder auf sie übertragen werden, nennt man Lastpunkte; diejenigen, in welchen die Reaktionen angreifen, heißen Stützpunkte, die übrigen sind Hilfspunkte.

Um nun die inneren Kräfte des Systems (die Spannungen in den einzelnen Stäben) ermitteln zu können, müssen zunächst die äusseren Kräfte, welche an dem System angreifen, bekannt sein, oder bestimmt werden. Es ist dazu zunächst die Lastverteilung auf die Knotenpunkte vorzunehmen und alsdann sind die dadurch bedingten Reaktionen zu ermitteln. Das letztere ist auf rein statischem Wege nur möglich, wenn die Richtung einer Reaktion bekannt ist. Daher ist ein Auflager immer beweglich (als Gleit- oder als Rollenlager) zu konstruieren, dessen Reaktion dann rechtwinklig zur Gleitfläche gerichtet ist. Alsdann läßt sich für jede beliebige Belastung sowohl graphisch als auch analytisch in einfacher Weise sowohl die Gröfse dieser Vertikalreaktion, als auch die Gröfse und Richtung der Reaktion des festen Auflagers bestimmen. Die Verschieblichkeit eines der beiden Auflager ist überdies auch durch die infolge von Temperaturwechseln auftretenden Längenänderungen der Konstruktionsteile bedingt.

Zur Bestimmung der Gröfse der Reaktionen, soweit von ihnen die Systemspannungen abhängen, sind die wirklichen, für die Dimensionen der erforderlichen Auflagerplatten maßgebenden Auflagerdrücke um die auf den Auflagerknotenpunkt entfallende Knotenpunktlast zu verringern, da diese

direkt vom Auflager getragen wird, also die Systemspannungen nicht beeinflusst.

Die Ermittlung der Systemspannungen beruht auf der Erwägung, daß die in jedem Knotenpunkt wirkenden Kräfte (innere und äußere zusammen) einander das Gleichgewicht halten müssen, und kann auf vier verschiedene Methoden erfolgen:

I. Die Methode der Gleichgewichtsbedingungen (Schwedlersche Methode). Man denkt sich durch einen Schnitt, welcher nur drei Stäbe trifft, ein Fragment abgetrennt, und stellt Gleichgewicht an demselben durch die als äußere Kräfte gedachten Spannungen der geschnittenen Stäbe her, und zwar ist es dabei üblich, dieselben stets als Zugkräfte anzusetzen; ergibt sich ein so ermittelter Spannungswert dann negativ, so wird der betreffende Stab mit dieser Kraft auf Druck beansprucht. Aus den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene ($\Sigma V = 0$; $\Sigma H = 0$; $\Sigma M = 0$) erhält man die unbekannt Spannungen der drei durchgeschnitten gedachten Stäbe, zu welchem Zweck alle in Frage kommenden Kräfte nach zwei Richtungen (vertikal und horizontal) zu zerlegen sind. Für die Aufstellung der Momentengleichung wählt man den Drehpunkt so, daß zwei der unbekannt Kräfte ausfallen, also in ihrem Schnittpunkt miteinander. Im nebenstehenden System (Fig. 24) trifft z. B. der Schnitt $m-n$ die drei bezüglich unter den Winkeln α , β , γ gegen die Horizontale geneigten Stäbe X , Y , Z . Sind nun die Komponenten H und V der Reaktion R bekannt, und wirkt die am Fragment vorhandene Last P unter dem Winkel δ gegen die Horizontale, dann folgt aus den drei Gleichgewichtsbedingungen für das Fragment:

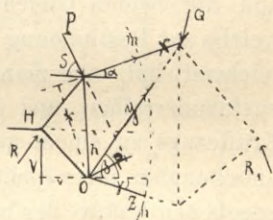


Fig. 24.

1. $H + P \cos \delta + X \cos \alpha + Y \cos \beta + Z \cos \gamma = 0$;
2. $V - P \sin \delta + X \sin \alpha + Y \sin \beta - Z \sin \gamma = 0$;
3. für o als Drehpunkt: $-Hh + Vv + Pp + Xx = 0$.

Die Hebelarme greift man aus einer in größerem Maßstab (1 : 50) aufgetragenen Zeichnung des Trägersystems (Liniendiagramm genannt) ab, und erhält aus der Gleichung 3 sofort X und zwar negativ; es ist also Druck. Durch Einsetzen dieses Wertes in die beiden ersten Gleichungen findet man dann Y und Z .

II. Die Momentenmethode (Rittersche Methode) ist durch die dritte Gleichung der ersten Methode ausgesprochen. Drei Momentengleichungen, jede für den Schnittpunkt der beiden andern Stäbe als Drehpunkt, liefern direkt die drei gesuchten Werte.

III. Die Knotenpunktmethode. Trennt man durch einen Schnitt einen einzelnen Knotenpunkt heraus, so entsteht ein Spezialfall der ersten Methode. Dann gibt es keine Momentengleichung, da alle Kräfte in einem Punkt angreifen. Man hat nur die zwei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma V = 0$ zur Verfügung; es dürfen daher nur zwei Kräfte unbekannt sein, die übrigen Spannungen muß man bereits kennen. Man kann nun entweder sämtliche in dem herausgetrennten Knotenpunkt zusammenlaufenden Stabkräfte nebst den etwa in demselben angreifenden äußeren Kräften in ihre Horizontal- und Vertikalkomponenten zerlegen, und die beiden Gleichungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma V = 0$ bilden, welche zur Bestimmung der beiden Unbekannten gerade ausreichend sind, oder man kann die bekannten Kräfte graphisch aneinanderreihen, und erhält durch Vervollständigung dieses Kräftezugs zu einem geschlossenen Polygon die Größen der unbekanntenen, ihren Richtungen nach durch das Liniendiagramm gegebenen Kräfte der beiden gesuchten Stabspannungen. Da der Umfahrungssinn im Kräftepolygon kontinuierlich sein muß, ergibt sich zugleich dabei, ob die unbekanntenen Stabspannungen als Druck oder Zug auftreten. Führt die Kraft-richtung im Kräftepolygon im Vergleich mit dem Liniendiagramm zum Knotenpunkt hin, so hat der betreffende Stab Druckspannungen, im entgegengesetzten Fall Zugspannung.

Da man für die Knotenpunktmethode nur zwei Unbekannte haben darf, so muß man am Auflager anfangen,

und dann von Knotenpunkt zu Knotenpunkt weitergehen. Man pflegt bei graphischer Behandlung die einzelnen Polygone in einer einheitlichen Figur zu vereinigen. Um das zu ermöglichen ist es aber erforderlich, daß man zuerst die äußeren Kräfte (Lasten und Reaktionen) in einer bestimmten Reihenfolge das ganze System umfahrend, aneinanderträgt, und dann in demselben Sinn die einzelnen Knotenpunkte umfährt, und danach die Reihenfolge der einzelnen Kräfte (innere und äußere) an jedem Knotenpunkt für das Aneinandertragen derselben wählt. Man erhält auf diese Weise den reziproken Cremonaschen Kräfteplan, in welchem die im Liniendiagramm durch einen Punkt gehenden Kräfte geschlossene Figuren bilden, während die Stäbe, welche im Liniendiagramm eine geschlossene Figur bilden, hier durch einen Punkt gehen.

Ist im nebenstehenden System (Fig. 25) der Obergurt mit p pro Längeneinheit belastet, so entfällt, wenn die Feldlänge mit λ bezeichnet wird, auf die drei mittleren Knotenpunkte eine Last von je $p\lambda = P$ und auf die beiden Auflagerpunkte je $\frac{P}{2}$. Letztere vermindern den wirklichen Auflagerdruck von je $2P$ auf die für die Systemspannungen zur Geltung

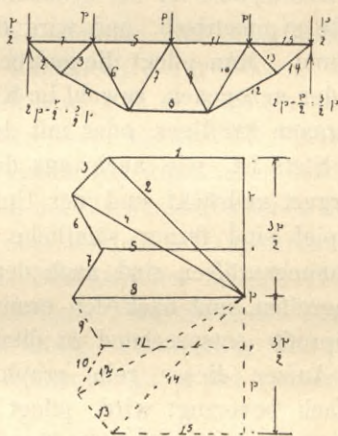


Fig. 25.

kommenden Reaktionswerte von je $\frac{3}{2} P$, in dem die Endlasten $\frac{P}{2}$ direkt in die Auflager gehen. Im Kräfteplan beginnt der Zug der äußeren Kräfte beim Punkt O und führt von hier zunächst um $A = \frac{3}{2} P$ aufwärts (linke

Auflagerreaktion), alsdann in derselben vertikalen geraden Linie abwärts um $3P$ (die drei mittleren Knotenpunktslasten), deren Summe gleich der Summe beider Reaktionen $A + B$ ist, und schliesslich wieder von B aufwärts (rechte Reaktion) bis zum Punkt O , wo sich das Kräftepolygon schliesst. Die inneren Kräfte, welche man mit S und einem Index, welcher einer durchlaufenden Numerierung der Stäbe im Liniendiagramm entspricht, oder auch nur mit diesen Nummern zu bezeichnen pflegt, sind für die einzelnen Knotenpunkte nun ebenfalls von links nach rechts herum, wie die Aneinanderreihung der äusseren Kräfte im Kräftepolygon erfolgt war, aneinanderzutragen, beim Auflager A beginnend. Die einzelnen im Kräfteplan vereinigten Knotenpunktpolygone sind: I. $A, 1, 2$; II. $2, 3, 4$; III. $3, 1, p, 5, 6$; IV. $4, 6, 7, 8$. Damit ist der halbe Träger bestimmt. Die andre (punktirte) Hälfte des Kräfteplans ist bei symmetrischer Belastung der ersten Hälfte symmetrisch, und wird dann in der Regel nicht gezeichnet. Man pflegt die gedrückten Stäbe, zum Unterschied von den gezogenen, sowohl im Kräfteplan als auch im Liniendiagramm kräftiger, oder mit doppelten Linien auszuziehen.

Stets ist, wie auch aus dem Beispiel ersichtlich, der Obergurt gedrückt und der Untergurt gezogen. In diesem Beispiel sind ferner sämtliche Gitterstäbe gedrückt. Die Spannungsgrößen sind nach dem gewählten Kräftefestsstab abzugreifen, und nach den ermittelten Spannungen dann die Stabprofile entsprechend zu dimensionieren.

Außer dieser rein graphischen Behandlung, welche vielfach bevorzugt wird, pflegt von den rein analytischen Methoden meistens nur die Momentenmethode Anwendung zu finden, da diese für jeden Stab eine einzige Gleichung liefert, aus welcher sich die gesuchte Spannung unmittelbar ergibt, während bei der Methode der Gleichgewichtsbedingungen und bei der analytischen Behandlung der Knotenpunktmethode die Kräfte erst in Komponenten zerlegt werden müssen, und sich dann erst aus drei bzw. zwei Gleichungen die Unbekannten finden lassen, so daß man also erst auf Umwegen zum Ziel gelangt. Auf eine dieser beiden Methoden

zurückzugreifen ist man jedoch dann genötigt, wenn zwei der geschnittenen drei Stäbe einander parallel sind.

IV. Die analytisch-graphische Methode beruht darauf, daß man die Spannungen der Stäbe ihren Längen proportional setzen kann, wenn der Kräfteplan und das Konstruktionsdiagramm einander ähnliche Figuren sind, und man die Winkelfunktionen durch Seitenlängen des letzteren ausdrücken kann. Nur wenn dies der Fall ist, findet diese Methode mit Vorteil Anwendung, und ist dann allerdings die am schnellsten zum Ziel führende. Ein Beispiel hierzu bildet namentlich der einfache oder doppelt armierte Balken (vgl. § 8).

§ 8.

Der armierte Balken.

Während im § 4 die Vermehrung der Tragfähigkeit vorhandener Balken durch künstliche Vergrößerung ihres Widerstandsmoments behandelt war, gibt es noch ein andres Mittel, denselben Zweck zu erreichen, nämlich die Verringerung der Spannweite durch Beschaffung künstlicher mittlerer Stützpunkte, was bei Holz- und bei Eisenkonstruktionen durch Herstellung eines einfachen oder doppelten Hängewerks mit oder ohne Einschaltung von Druckstreben erfolgt. Durch letztere werden bei an sich geringer Trägerhöhe die Systemspannungen des Hängewerks infolge Vermehrung der Pfeilhöhe verringert, welche andernfalls höchstens der Trägerhöhe gleich sein könnte.

Ist l die ganze freie Länge (Fig. 26) des beiderseits bei A und B gestützten, mit p pro Längeneinheit belasteten Balkens, so entfällt auf einen in der Mitte zwischen A und B einzuschaltenden Stützpunkt D nach der Theorie der kontinuierlichen Träger ein Lastanteil $P = \frac{5}{8}pl$, mit welchem die unter D angebrachte, mit zwei Zugbändern S nach den

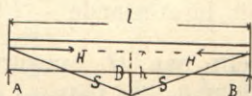


Fig. 26.

Auflagern hin verspannte Strebe gedrückt wird. Die auf die äußeren beiden Stützpunkte A und B entfallenden Lastanteile von je $\frac{3}{16}p$ gehen direkt in die Auflager hinein, und die für die Systemspannungen in Betracht kommenden Reaktionswerte ermäßigen sich auf

$$A = B = \frac{pl}{2} - \frac{3}{16}pl = \frac{5}{16}pl = \frac{P}{2}.$$

Nach der analytisch-graphischen Methode findet man aus dem Dreieck mit den Seiten $\frac{l}{2}$, h , S , welches dem Kräfteplan für den Auflagerpunkt ähnlich sein würde, unmittelbar die Horizontalkraft $H : \frac{l}{2} = A : h$ oder $H = \frac{5}{32} \frac{pl^2}{h}$ oder $H = \frac{Pl}{4h}$ und ebenfalls die Spannung im Zugbände aus

$$S : H = \sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2} : \frac{l}{2},$$

welche

$$S = \frac{P}{2h} \sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2} = \frac{5}{16} \frac{pl}{h} \sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2}$$

liefert. Der Balken selbst wirkt außerdem als System II. Ordnung mit seiner Biegezugfestigkeit zur Lastübertragung auf die Knotenpunkte, und erhält dadurch das Moment

$M_1 = \frac{pl^2}{32}$ über der Stütze D , und die Maximalmomente beiderseits im Abstände $\frac{3}{16}l$ von den Auflagern $M_2 = -\frac{9}{512}pl^2$.

Greift nun H exzentrisch am Hebelarm a oberhalb der Mittellinie des Balkens an, so erzeugt es außer seinem Axialdruck nach das Moment $Ha = \frac{5}{32} \frac{pl^2}{h} a = M$, um welches M_1 verringert und M_2 vergrößert wird. Der sich daraus ergebende absolut größere Wert wird als ΣM für die Beanspruchung des Balkens in Rechnung gestellt, welche man, wenn der Querschnitt des Balkens $= F$ und sein Widerstands-

moment = W ist, in bekannter Weise aus der Gleichung $\sigma = \frac{H}{F} + \frac{\Sigma M}{W}$ findet.

Zur Erzielung einer wirkungsvollen Armierung ist die Anordnung einer Strebe nicht zu umgehen. Die Zugbänder läßt man dann in der halben Balkenhöhe angreifen, um den Einfluß des Moments Ha zu vermeiden. Wollte man nämlich durch ein solches die Differenz zwischen dem Maximal- und Stützenmoment, welche $\frac{pl^2}{32} - \frac{9pl^2}{512} = \frac{7pl^2}{512}$ beträgt, ausgleichen, so müßte $H \cdot a = \frac{7pl^2}{1024}$ sein. Nun ist $H = \frac{5pl^2}{32h}$; es würde also folgen $\frac{a}{h} = \frac{7}{160}$. Ist nun d die Balkenstärke und f die freie Strebenlänge, so würde für $a = \frac{d}{2}$ sich $h = f + d$ ergeben, und es müßte dann $f = \text{rot } 10,5d$, also verhältnismäßig recht beträchtlich werden. Umgekehrt ergäbe bei gänzlichem Fortfall der Strebe, also aus $h = a + \frac{d}{2}$ sich $a = \text{rot. } \frac{d}{44}$, also ein nicht nennenswerter Betrag.

Ganz ebenso ist der Gang der Rechnung bei zwei mittleren Stützpunkten, deren jeder dann die Last $P = \frac{11}{30}pl$ erhält, wenn durch sie die ganze Spannweite in drei gleiche Teile zerlegt ist. Es wird dann $H = \frac{Pl}{3h}$, während die Momente über den Stützen $M_1 = \frac{pl^2}{90}$ und die Maximalmomente in den Intervallen $M_2 = -\frac{2}{225}pl^2$ in den beiden Endfeldern, und $M_3 = \frac{pl^2}{360}$ im Mittelfeld werden. Unter Hinzunahme des eventuell von H durch dessen exzentrischen Angriff herrührenden Moments $M = Ha$ ergibt sich dann wieder die Beanspruchung $\sigma = \frac{H}{F} + \frac{\Sigma M}{W}$.

Eine mehrfache Armierung führt auf die Form des Fischbauchträgers, wie derselbe in § 7 als Beispiel behandelt worden ist.

§ 9.

Die ungünstigste Belastung gegliederter Träger.

Die Frage nach der für die Beanspruchung der einzelnen Stäbe eines beliebigen Feldes in einem gegliederten Träger ungünstigsten Belastungsweise desselben beantwortet sich durch die Betrachtung des von einem durch die fraglichen Stäbe gelegten Schnitt abgetrennten unbelasteten Träger-Fragments, für dessen Gleichgewichtszustand man aus dem bekannten Drehsinn der Reaktion, welche als einzige äußere Kraft an dem unbelasteten Fragment wirkt, auf den unbekanntem Drehsinn der gesuchten Stabspannung, und aus diesem auf die Spannung selbst schließen kann.

I. Obergurtstäbe (Fig. 27). Jede Last P rechts vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am unbelasteten linken Fragment eine

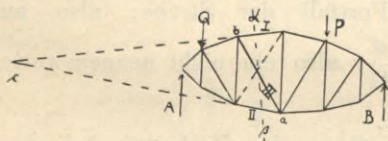


Fig. 27.

Reaktion A , welche gegen den als Drehpunkt zu wählenden Schnittpunkt a der beiden andern durchschnittenen Stäbe rechts dreht, folglich muß I

links drehend wirken, also Druck ausüben. Ferner erzeugt jede Last Q links vom Schnitt $\alpha\beta$ am jetzt unbelasteten rechten Fragment eine Reaktion B , die gegen a links dreht; folglich muß I rechts drehend wirken, also ebenfalls Druck ausüben, also der Obergurt erhält stets Druck, und zwar den Maximaldruck bei totaler Belastung.

II. Untergurtstäbe. Jede Last P rechts vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am linken Fragment eine Reaktion A , die gegen den als Drehpunkt zu wählenden Schnittpunkt b der beiden andern durchschnittenen Stäbe rechts dreht, folglich muß II links drehen, also Zugspannung ausüben. Jede Last Q links vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am rechten Fragment eine Reaktion B , welche gegen b links dreht, folglich muß II rechts drehen, also ebenfalls Zugspannung ausüben. Folglich

erhält der Untergurt nur Zug, und zwar den Maximalzug bei totaler Belastung.

III. Diagonalstäbe. Hier sind drei Fälle zu unterscheiden, je nachdem der als Drehpunkt zu wählende Schnittpunkt c des Obergurts und Untergurts des durchschnittenen Feldes aufserhalb der Auflagervertikale, gerade in dieselbe, oder innerhalb der Trägerspannweite fällt.

1. c liegt aufserhalb von A . Jede Last P rechts vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am linken Fragment eine um c links drehende Reaktion A , folglich mufs III rechts drehen, also, wenn sie von der Trägermitte nach dem Auflager hin ansteigt, Zug ausüben. Jede Last Q links vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am rechten Fragment eine Reaktion B , welche gegen den Punkt c ebenfalls links dreht, folglich mufs III wiederum rechts drehen, jetzt also Druck ausüben. Für eine vom Auflager aus nach der Trägermitte hin ansteigende Diagonale, wie die punktiert eingezeichnete, würde in beiden Fällen das Entgegengesetzte stattfinden. Folglich können, wenn der Schnittpunkt der Gurtungen aufserhalb der Trägerspannweite fällt, sämtliche Diagonalen sowohl Druck- als auch Zugspannungen erhalten, je nachdem von ihrem Felde aus nur der eine oder nur der andre Teil des Trägers belastet ist. Die Maximalspannungen treten in beiden Fällen auf, wenn der bezügliche eine Trägerteil vollbelastet, der andre aber gänzlich entlastet ist.

Dies trifft zu bei allen Trägern mit einseitigen oder beiderseitigen polygonalen Gurtungen, desgleichen beim Trapezträger, und auch bei dem Parallelträger, bei welchem der Schnittpunkt c unendlich weit entfernt liegt. Es müssen daher bei diesen Trägern die Diagonalen mit einseitiger Last berechnet werden.

2. c fällt in die Auflagervertikale (Fig. 28). Jede Last P rechts vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt links eine Reaktion A ohne Hebelarm, die also kein Moment erzeugt; folglich ist die Diagonale spannungslos, gleichviel, ob sie von der Mitte zum

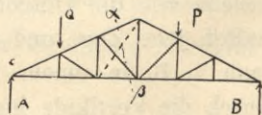


Fig. 28.

Auflager hin, oder umgekehrt ansteigt. Jede Last Q links vom Schnitt erzeugt am rechten Fragment eine gegen c links drehende Reaktion B , folglich muß die Diagonale rechts drehen, d. h. Druck ausüben, wenn sie von der Trägermitte zum Auflager ansteigt, jedoch Zugspannung, wenn sie vom Auflager zur Trägermitte ansteigt (wie die punktive). Hierher gehören alle Dreiecksbinder (Satteldächer), bei welchen also die Gitterstäbe (denn das gleiche gilt auch für Vertikalstäbe) nicht mit einseitiger Last berechnet zu werden brauchen. Die totale Belastung, welche für die Gurtungen maßgebend ist, erzeugt auch in den Gitterstäben die größten Beanspruchungen. Bei Anwendung einer Endvertikale jedoch würde c außerhalb des Auflagers fallen und daher der erste Fall eintreten.

3. c fällt innerhalb von A (Fig. 29). Jede Last P rechts vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am linken Fragment eine

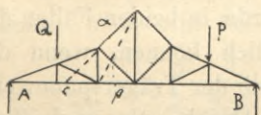


Fig. 29.

gegen c rechts drehende Reaktion A , folglich muß die Diagonale links drehen, d. h. Druck ausüben, wenn sie zum Auflager hin ansteigt.

Jede Last Q links vom Schnitt $\alpha\beta$ erzeugt am rechtsseitigen Fragment eine links drehende Reaktion B , folglich muß die Diagonale rechts drehen, also, wenn sie zum Auflager hin ansteigt, ebenfalls Druck ausüben. Die zur Mitte ansteigende punktierte Diagonale würde in beiden Fällen Zugbeanspruchung erhalten. Hierher gehören die sogenannten Kavaliertträger, bei denen also ebenfalls die Gitterstäbe bei totaler Belastung die größten Spannungen erhalten.

4. Die Vertikalstäbe verhalten sich stets entgegengesetzt wie die Diagonalen. Erhalten diese Druck, so erhalten jene Zug, und umgekehrt. Man erkennt dies, wenn man z. B. in einem Polygonalträger einen Schnitt schräg durch die Vertikale legt (Fig. 30). Jede Last P rechts vom Schnitt, auch p am oberen Ende der durchschnittenen Vertikalen, erzeugt am linken Fragment eine um den Schnittpunkt c der Gurtungen links drehende Reaktion, folglich

mufs die Vertikale rechts drehen, also Druck ausüben. Jede Last Q links vom Schnitt, auch eine Last q am unteren Ende der durchschnittenen Vertikalen, erzeugt am rechtsseitigen Fragment eine gegen c ebenfalls links drehende Reaktion, folglich mufs die

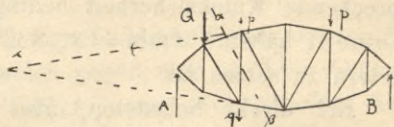


Fig. 30.

Vertikale wiederum rechts drehen, d. h. jetzt Zug ausüben. Also hier müssen auch die Vertikalen mit einseitiger Last berechnet werden.

Ganz entsprechend ergibt sich für den zweiten und auch für den dritten Fall, daß die Vertikalen bei zum Auflager hin ansteigenden Diagonalen nur Zug, bei zur Mitte ansteigenden Diagonalen nur Druck erhalten, und daher in diesen beiden Fällen die größte Beanspruchung bei voller Belastung zu leisten haben.

Dies alles gilt jedoch nur für vertikale Belastungen. Treten horizontal wirkende äußere Kräfte auf, so sind besondere Untersuchungen erforderlich.

§ 10.

Allgemeine Regeln für die Konstruktion gegliederter Träger.

Nachdem für alle Stäbe die maximalen Spannungen ermittelt sind, werden die einzelnen Stabprofile so dimensioniert, daß die Querschnittsflächen die bezüglichen Spannungen mit der zulässigen Materialbeanspruchung aufzunehmen imstande sind. Ist letztere $= \sigma$ und die Spannung $= S$, so ist die erforderliche Querschnittsfläche $f = \frac{S}{\sigma}$; oder bei Verwendung eines Querschnitts f zur Aufnahme der Spannung S ergibt sich die Beanspruchung $\sigma = \frac{S}{f}$.

Bei den gezogenen Stäben ist nur der Nettoquerschnitt, d. h. die Querschnittsfläche abzüglich des durch die Nietung unwirksam werdenden Streifens zu berücksichtigen.

Die gedrückten Stäbe müssen neben der erforderlichen Querschnittfläche das durch die nötige, ihrer Länge entsprechende Knicksicherheit bedingte minimale Trägheitsmoment haben. $J_{\min} = 3 \cdot S \cdot l^2$, wobei S in tons und l in Metern zu setzen ist.

Bei direkt belasteten, also gleichzeitig als Systeme II. Ordnung dienenden Stäben muß ferner das zur Übertragung der ein Biegemoment M erzeugenden Belastung auf die Knotenpunkte erforderliche Widerstandsmoment vorhanden sein, und sie müssen auf zusammengesetzte Beanspruchung untersucht werden, welche sich aus der bekannten Formel $\sigma = \frac{S}{f} \pm \frac{M}{W}$ ergibt, und die zulässige Beanspruchung nicht übersteigen darf.

In den Knotenpunkten sind die einzelnen Stäbe so zusammenzuführen, daß die Schwerlinien aller sich in einem Punkt, dem theoretischen Knotenpunkt des Konstruktionsdiagramms schneiden. Die Knotenpunktbildung geschieht durch Aufnieten der einzelnen Stäbe auf besondere Knotenbleche, die so zu bemessen sind, daß jeder Stab mit einer Nietzahl angeschlossen werden kann, welche der von ihm zu übertragenden Kraft entspricht. Die Nietteilung wird hier so enge als möglich ($e = 2 \frac{1}{2} d$) gewählt, um die Knotenbleche möglichst klein halten zu können. Außerdem formt man dieselben so, daß sie möglichst wenig Ecken erhalten. Besonders sind einspringende Winkel möglichst zu vermeiden.

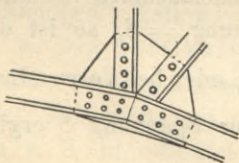


Fig. 31.

An den unteren Knotenpunkten eines Sichelträgers würde man z. B. das Knotenblech den Winkel abstumpfend unter den Gurtungen heraustreten lassen (Fig. 31). Die Unterbringung der erforderlichen Nietzahl macht namentlich an den Auflagerknoten-

punkten flacher Dreiecksträger häufig Schwierigkeiten. Der spitze Winkel daselbst sollte wenigstens 20° betragen. Bei spitzeren Winkeln pflegt man das ganze erste Dreiecksfeld

durch das verlängerte Auflagerknotenblech auszufüllen, und mit ihm zugleich die beiden benachbarten Knotenbleche zu verschmelzen.

Die einzelnen Stäbe der gegliederten Träger werden fast immer zweiteilig, symmetrisch gegen eine mittlere vertikale Axenebene des ganzen Trägers, aus zwei einander kongruenten Hälften mit einem der Stärke des Knotenblechs (0,6 bis 2,5 cm) entsprechenden Zwischenraum gebildet, in welchen das letztere an der Anschlussstelle hineingreift. Bei gedrückten Stäben sind Futterstücke mindestens in solchen Abständen von einander in diesen Zwischenraum einzunieten, dass das minimale Trägheitsmoment jedes einzelnen Profiltails für die Knicksicherheit auf die Länge zwischen zwei benachbarten Verbindungsstellen genügt. Man vernietet die gedrückten Stäbe jedoch im allgemeinen mit einer viel engeren Teilung, für welche man höchstens das 10 bis 12fache der geringsten Querdimension des einzelnen Profiltails zu wählen pflegt. Da das für die Knicksicherheit erforderliche Trägheitsmoment im quadratischen Verhältnis mit der Stablänge wächst, so vermeidet man Druckstäbe von größerer Länge, so weit es sich tun läßt. Aus diesem Grunde ordnet man bei Trägern mit vertikaler Felderteilung die Diagonalen immer so an, daß sie nur Zugbeanspruchungen erhalten. In Fällen, wo bei wechselnder Belastung beiderlei Beanspruchungen auftreten können, bringt man dann gekreuzte Diagonalen an, die dann abwechselnd in Funktion treten, indem die nicht geleisteten Druckspannungen der einen, welche dann schlapp hängt, von der andern als Zugspannung aufgenommen werden. Bei parabolisch geformten Polygonalträgern, deren Gurtungsform also dem Verlauf der Stützlinie für gleichmäßige Belastung folgt, müssen zur Aufnahme ungleichmäßiger Belastungen Kreuzdiagonalen in allen Feldern angebracht werden, da die Diagonalen aller Felder bei gleichmäßiger Belastung, also lediglich unter Eigengewicht, spannungslos sind. Bei den übrigen Trägern, welche Spannungswechsel in den Diagonalen ergeben, also namentlich bei den Parallelträgern werden jedoch gekreuzte Diagonalen

nur in denjenigen Mittelfeldern erforderlich, in welchen die nach den Auflagern hin ansteigenden Hauptdiagonalen nicht durch das Eigengewicht des Trägers und sonstige unveränderliche Belastung derselben so stark in Zugspannung versetzt werden, daß durch das Auftreten von zufälliger einseitiger Belastung, welche Druck erzeugen würde, diese Zugspannung nur verringert, aber nicht aufgehoben oder gar übertroffen wird. Die in den Mittelfeldern, soweit es hiernach erforderlich ist, notwendigen nach der Trägermitte hin ansteigenden Hilfsdiagonalen brauchen jedoch weit weniger Querschnitt als die Hauptdiagonalen, und müssen daher besonders berechnet werden (vgl. § 12). Nur bei ungerader Felderteilung werden im mittelsten Felde beide Diagonalen einander gleich, und würden bei nur gleichmäßiger Vollbelastung der ganzen Trägerlänge beide spannungslos sein.

Während man es auf diese Weise erreicht, nur auf Zug beanspruchte Diagonalen zu haben, müssen dann natürlich die Vertikalen durchweg knickfest konstruiert werden, da sie unter allen Umständen Druckspannungen erhalten. Wo bei Polygonalträgern ohne vertikale Felderteilung lauter geneigte Gitterstäbe die Gurtungen gegeneinander versteifen, pflegen ebenfalls überall Druckspannungen auftreten zu können, und es werden dann ebenfalls alle Stäbe knickfest konstruiert.

Zu den unter allen Umständen stets gedrückten Stäben gehört endlich auch die ganze obere Gurtung bei allen Tragsystemen.

Was nun die Wahl der zu verwendenden Stabprofile betrifft, so müssen dieselben also zunächst für alle gedrückten Konstruktionsglieder knickfest sein. Diese Eigenschaft besitzen für die vorliegenden Zwecke in erster Linie

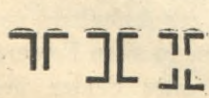

Eisen und ungleichschenklige oder gleichschenklige Winkeleisen, welche zu zweien, die letzteren auch eventuell zu vieren angeordnet (Fig. 32), bequemen

Fig. 32.

Anschluß bietende symmetrische Querschnitte liefern. T und U Profile sind weniger geeignet, finden jedoch ebenso wie Kreuz-eisen bisweilen für kurze Druckstäbe ebenfalls Verwendung.

Ist die Beanspruchung nur eine geringe, so genügen vielfach auch zwei durch Stehbolzen gegeneinander ausgesteifte Flacheisen. Für die nur gezogenen Konstruktionsglieder würden zwar Flacheisen stets verwendbar sein, doch pflegen daraus vorzugsweise nur die Diagonalen in Trägern mit vertikaler Felderteilung hergestellt zu werden, während für die Untergurte vielfach den Obergurten ähnliche Querschnitte gewählt werden. Die nur gezogenen Stäbe brauchen, wenn sie aus Doppel-Profilen hergestellt werden, bei richtiger Anschlußnietung eigentlich nicht weiter innerhalb ihrer Länge miteinander verbunden zu werden. Es kommt jedoch vor, daß die Anschlußnieten schief angezogen werden, wodurch eine Durchbiegung des einen Stabes veranlaßt wird, so daß er nachher nicht zur Wirkung gelangt. Daher vernietet man auch die gezogenen Stäbe miteinander, bevor sie eingesetzt werden, um eine gleichmäßige Kraftverteilung zu erzielen. Um ein Kröpfen an den Stoßplatten zu vermeiden, sind stets Futterstücke von der Stärke derselben zwischenzunieten. In Dachkonstruktionen finden für nur gezogene Stäbe auch Zugstangen aus Rundeisen häufig Verwendung, welche für die Anschlüsse an den Knotenblechen zu Ösen ausgeschmiedet werden. Sie bieten namentlich den Vorteil einer leichten Regulierung ihrer Anspannung, was sich mittels eines Schraubenschlosses mit zwei Contregewinden bequem erreichen läßt, während es mit mehr oder weniger Schwierigkeiten verbunden ist, Flacheisen oder gar Profileisen von vornherein mit einer gewissen Spannung einzusetzen, welche unbedingt erforderlich ist, damit die Stäbe im Bedarfsfall alsbald in Wirksamkeit zu treten genötigt sind.

Ein besonderer Gesichtspunkt ist schließlic noch zu beachten bei der Wahl des Profils für solche Stäbe, welche nicht nur Axialbeanspruchung (Zug oder Druck) erhalten, sondern die zugleich als Systeme II. Ordnung mittels Biegunszuspannungen eine unmittelbar auf ihnen ruhende Belastung nach den beiden sie begrenzenden Knotenpunkten hin zu übertragen haben. Für solche zugleich auf Biegung beanspruchte Gurtungsstäbe müssen also Profile gewählt

werden, deren Schwerpunktaxe möglichst hoch, wenn sie axial gedrückt, also Obergurtstäbe sind, und möglichst tief liegt, wenn sie axial gezogen, also Untergurtstäbe sind, damit die Festigkeit des Materials im Sinne beider Beanspruchungen möglichst gleichmäßig ausgenutzt werden kann. Am geeignetsten ist also dann ein in der Regel aus zwei Winkeleisen zusammengesetztes $\overline{\text{T}}$ Profil, dessen Abmessungen sich in folgender Weise ausrechnen lassen. Es lassen sich, wenn η den Schwerpunktabstand von Außenkante Flansch, F den Querschnitt und J das auf die zum Flansch parallele Schwerpunktaxe bezogene Trägheitsmoment bezeichnet, η , F , J als Funktionen der Flanschbreite x und der Steghöhe y leicht bestimmen, wenn die Flansch- und Stegstärke etwa gleich $\frac{1}{10}$ der Profilhöhe angenommen wird. Für ein Angriffsmoment M von der unmittelbaren auf Biegung wirkenden Belastung eines Obergurtstabs ist dann

$$\sigma_{\text{I}} \text{ Druck} = \frac{\eta M}{J}$$

und σ_{I} (Zug) = $\frac{(y - \eta) M}{J}$, während vom Axialdruck S herrührend σ_{II} (Druck) = $\frac{S}{F}$ ist. Aus den beiden vereinigten Gleichungen

$$\sigma_{\text{I}} \text{ Druck} + \sigma_{\text{II}} = \sigma_{\text{I}} \text{ Zug} - \sigma_{\text{II}} = K$$

erhält man dann die gesuchten Dimensionen x und y , wobei mit K die zulässige Beanspruchung bezeichnet ist. Handelt es sich um Untergurtstäbe, so ist die Axialspannung S eine Zugkraft, also $\sigma_{\text{II}} = \frac{S}{F}$ eine Zugbeanspruchung, das Profil muß umgekehrt \perp liegen, und die bezüglichen Gleichungen lauten dann

$$\sigma_{\text{I}} \text{ Zug} + \sigma_{\text{II}} \text{ Zug} = \sigma_{\text{I}} \text{ Druck} - \sigma_{\text{II}} \text{ Zug} = K.$$

Im ersteren Fall müssen natürlich außerdem auch noch die Trägheitsmomente beide, sowohl J , als das auf die dazu rechtwinklige Schwerpunktaxe bezogene J' ausreichend sein, um eine der Stablänge entsprechende Knicksicherheit zu bieten.

§ 11.

Konstruktion der Auflager.

Die vermittelnden Konstruktionsglieder, durch welche die Reaktionslast der Endknotenpunkte auf die unterstützenden Bauteile übertragen wird, sind die hauptsächlich aus Gußeisen herzustellenden Auflagerungen, schlechtweg Lager genannt. Man unterscheidet zwei wesentlich von einander verschiedene Arten der Lagerung: Plattenlager und Scharnier- oder Kipplager. Bei den ersteren, welche für Trägerspannweiten bis zu 16 m Anwendung zu finden pflegen, ruht das Trägerende mit einer ebenen Fläche, der Sohlplatte, unmittelbar auf der eigentlichen im Auflagermauerwerk oder Werkstück befestigten Lagerplatte. Bei den für größere Spannweiten anzuwendenden Kipplagern erhält die Sohlplatte eine Querrippe, welche, beiderseits durch Längsrippen versteift, die Last auf eine Zylinderschale, Matrize genannt, überträgt, die ihrerseits auf einem ähnlich gestützten auf der Lagerplatte befindlichen Vollzylindersegment ruht, wodurch ein um die Axe des letzteren drehbares Scharnier gebildet wird. Bei beiden Auflagerungsarten ist wieder die Konstruktion des festen und die des beweglichen Auflagers zu unterscheiden. Das bewegliche Auflager wird beim Flächenlager als Gleitlager, beim Kipplager als Rollen- oder als Pendellager konstruiert.

Beim Blechträger und bei gegliederten Trägern mit geradlinigem horizontalen Untergurt wird unter die Winkeleisen des letzteren unmittelbar die Sohlplatte untergenietet. Bei andern Trägerformen wird das Endknotenblech nach unten soweit verlängert, daß es mit zwei dasselbe besäumenden Winkeleisen in gleicher Weise an die Sohlplatte angeschlossen werden kann (Fig. 33).



Fig. 33.

Die untere Lagerplatte erhält an ihrer Unterfläche entweder in der Mitte oder am Ende rechtwinklig gegen die Längsrichtung des Trägers eine Rippe, mit welcher sie in den Auflagerstein eingelassen und auf diese Weise fest-

gelegt wird. Bei Fortfall eines besonderen Auflagersteins wird sie direkt auf das Mauerwerk in eine 1 cm starke Zementabgleichungsschicht gelegt und in zwei einander gegenüberliegenden Ecken mit etwa 1 m langen Ankerbolzen festgehalten. Auf der Oberfläche ist die Lagerplatte für das

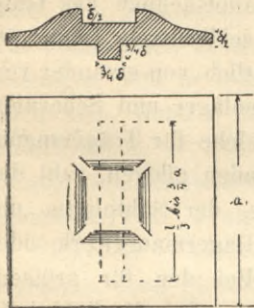


Fig. 34.

festen Plattenlager mit vier angegossenen Leisten versehen (Fig. 34), welche eine quadratische Fläche umschließen, in die sich die Sohlplatte des Trägers hineinlegt. Für die unteren Köpfe der Anschlusniete der letzteren sind, falls sie nicht in die Sohlplatte versenkt werden, entsprechende Höhlungen in der Lagerfläche vorhanden. Die vier Leisten stoßen in den Ecken nicht ganz zu-

sammen, sondern es bleiben hier Lücken, durch welche etwa eingedrungenes Wasser abfließen kann. Für das Gleitlager fallen die beiden Querleisten fort, und es begrenzen die zwei nur in Längsrichtung des Trägers vorhandenen Leisten beiderseits die Gleitfläche der Sohlplatte, welche sich zwischen denselben mit 1 mm Spielraum bequem hin und her bewegen kann. Natürlich müssen für die Nietköpfe der Sohlplatte, falls sie nicht versenkt sind, dann Rinnen in der Gleitfläche vorgesehen sein. Um die Verschieblichkeit beider Platten aufeinander möglichst zu erleichtern, müssen die einander berührenden Flächen glatt gehobelt und eingefettet werden.

Was die Dimensionierung anbetrifft, so soll die Breite der möglichst quadratischen Sohlplatte mit den unteren Schenkeln der Anschluswinkleisen abschneiden, woraus sich ihre Seitenlänge zu 15—25 cm ergibt. Die Stärke wird zweckmäÙig $= \left(20 + \frac{l}{2} \right)$ mm gewählt, wobei l die Trägerspannweite in Metern bezeichnet. Die Seitenlänge der unteren, ebenfalls möglichst quadratischen Lagerplatte folgt aus der zu tragenden Last und der Druckfestigkeit des Auflagermauerwerks, sie pflegt jedoch mindestens gleich

der dreifachen Seitenlänge der Sohlplatte gemacht zu werden. Ihre Stärke zwischen der Plattenunterfläche und der Sohlplattenlagerfläche ist auf $\delta = (40 + 0,9 l)$ mm zu bemessen. Die diese Lagerfläche überragenden Randleisten erhalten die Hälfte dieses Mafses als Höhe. Außerhalb der Leisten nimmt die Plattenstärke bis auf ihre Hälfte ab. Die untere Querrippe soll $\frac{3}{4}$ der Plattenstärke als Breite erhalten und auch um das gleiche Mafß unter der Unterfläche derselben heraustreten, während die Rippenlänge $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der Plattenbreite einnehmen soll. Ist λ die Länge der Lagerplatte, so soll ihr Abstand von der Mauerwerkskante mindestens $0,15 \lambda$ betragen.

Durch die Auflagerkonstruktion wird die Lichtweite l_1 stets eine geringere als die theoretische Stützweite l , welche man $l = l_1 + \lambda + 0,3 \lambda$ setzen kann. Unter Berücksichtigung des sich für λ ergebenden Werts kann man etwa $l = 1,01 l_1 + 0,40$ annehmen.

Bei Anwendung eines Rollenlagers ist stets auch die Konstruktion eines Kipplagers anzunehmen. Die einzelnen Bestandteile des Rollenlagers (Fig. 35) sind a) die Lagerplatte, b) der Rollwagen, c) der Zapfenträger, d) der Balancier mit der Sohlplatte. Die Stärke und Gröfße der unteren Lagerplatte wird ebenso wie beim Plattenlager bestimmt. Wie dort erfolgt die Art ihrer Festlegung mittels einer angegossenen unteren Querrippe und die Herstellung der Gleitbahn durch zwei seitliche Randleisten. Der Rollwagen besteht aus einer gewissen Anzahl gufseiserner Walzen mit eingeschraubten Stahlzapfen, welche in zwei an beiden Enden durch Stehbolzen mit einander verbundenen Flach-eisen gelagert sind. Der Walzendurchmesser wird zweckmäfsig $d = \left(10 + \frac{b}{6}\right)$ cm gewählt, wobei b die Breite der Rollen bedeutet. Die letztere, nach welcher sich auch die Breite der Gleitfläche zu richten hat, wird durch die etwa

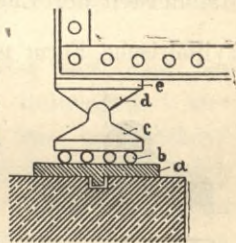


Fig. 35.

auf $\frac{1}{100}$ der Spannweite zu bemessende Breite der Sohlplatte bestimmt. Die erforderliche Anzahl der Rollen folgt dann $n = \frac{14R}{b\sqrt{d}}$, wobei R den Reaktionsdruck in Tonnen

bedeutet und die Maße für b und d in Zentimetern einzusetzen sind. Natürlich muß n eine ganze Zahl sein, und ist der gefundene Wert daher eventuell nach aufwärts abzurunden. An Stelle des Rollenlagers wendet man, wenn n sich sehr groß ergibt, bisweilen das Pendellager an, indem man die Teile der Rollen, die nicht zum Tragen dienen, fort-

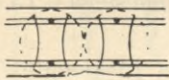


Fig. 36.

schneidet, so daß man die übrig bleibenden pendelförmigen Stücke näher aneinander rücken, also die Länge der Lagerplatte entsprechend verkürzen kann (Fig. 36).

Derartige Pendelstützen werden dann in einem doppelten Rahmen geführt.

Auf den Rollen lastet der Zapfenträger, welcher dieselben mit zwei an seiner Unterfläche befindlichen Randleisten von oberhalb ebenso umfaßt, wie von unterhalb die Randleisten der Lagerplatte. Der Zapfen erhält eine halbzylindrische Form mit dem Radius $r = \frac{4R}{b}$, wobei wieder

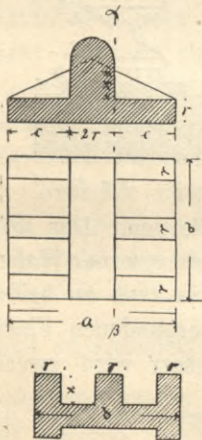


Fig. 37.

R in Tonnen und b in Zentimetern auszudrücken ist. Der gleiche Wert liefert zugleich die Stärke der unteren Platte des Zapfenträgers, gegen welche der mit dieser aus einem Stück gegossene Zapfen durch drei bis vier Paar Rippen von der gleichen Stärke versteift ist. Die ganze Höhe des Zapfenträgers wird so bemessen, wie es die Tragfähigkeit der nach dem Zapfenmittelpunkt laufenden Rippen ergibt. Ist a die Länge und b die Breite der Zapfenträgerplatte (Fig. 37), so ist ihr Überstand über die Zapfenstärke beiderseits

$c = a - 2r$. Vom gesamten Reaktionsdruck R entfällt

also auf dies Stück ein Anteil $P = \frac{Rc}{a}$, welcher gegen den meist beanspruchten Querschnitt $\alpha\beta$ ein Biegemoment ausübt. Das Widerstandsmoment dieses Querschnitts, welches angenähert $w = \frac{r}{6} (3h^2 + br)$ ist, muß also imstande sein, bei der zulässigen Maximalbeanspruchung (für Gufseisen auf Zug = $250 \frac{kg}{qcm}$) das Angriffsmoment $m = \frac{Pc}{2}$ aufzunehmen.

Daraus folgt $x = h - r$ als die Rippenhöhe an der Wurzel, Die Abmessungen des ganz entsprechend konstruierten Balanciers (Fig. 38) werden genau in derselben Weise ermittelt. Die Größe und Stärke der mit dem Balancier aus einem



Fig. 38.

Stück gegossenen Sohlplatte wird ebenso bestimmt, wie beim Plattenlager, und es wird die hierfür sich ergebende Stärke auch für die Matrize gewählt. Um ein seitliches Verschieben derselben auf dem Zapfenkörper zu verhindern, erhält letzterer eine oder mehrere Nuten, in welche entsprechende Arbeitsleisten, die in der Innenfläche der Matrize angegossen sind, eingreifen.

Das feste Scharnierlager unterscheidet sich vom beweglichen nur durch den Fortfall des Rollwagens. Der Lagerkörper wird dann entweder auf dem entsprechend höher zu legenden Auflagerwerkstück direkt versetzt, oder, wenn beide Auflagersteine in gleicher Höhe angeordnet werden, auf einem aus zwei mit den erforderlichen Rippen gegeneinander abgestützten Platten zu konstruierenden Lagerstuhl von entsprechender Höhe.

§ 12.

Der Parallelträger.

Während das in § 7 als Beispiel angeführte gegliederte System (Fischbauchträger) eine gerade und eine polygonale Gurtung und lauter schräge Gitterstäbe hatte, ist in vielen Fällen der Parallelträger zur Anwendung geeignet, welcher

zwei geradlinige einander parallele Gurtungen hat und entweder ebenfalls lauter schräge Wandglieder erhält, oder, was das häufigere ist, eine gleichmäßige Felderteilung durch Vertikalstäbe, und dann, zwecks der erforderlichen Dreiecksbildung, Diagonalen in den einzelnen rechteckigen Feldern. Um den letzteren nur Zugbeanspruchungen zuteil werden zu lassen, ordnet man dieselben von der Mitte nach beiden Auflagern hin ansteigend an, im mittelsten Felde, oder bei verhältnismäßig geringer permanenter und schwerer mobiler Last in den mittleren Feldern, nach Bedarf Kreuzdiagonalen. Für die Berechnung kommen die Endvertikalen und die Untergurtstäbe der beiderseitigen Endfelder nicht in Betracht. Erstere erhalten die vollen Auflagerreaktionen als Druckbeanspruchung, die Spannungen der letzteren sind theoretisch gleich Null. Da man die Stäbe aber braucht, so erhalten sie die gleichen Querschnitte als die Untergurtstäbe in den nächstbenachbarten Feldern. Für die Hochbaukonstruktionen kommen Parallelträger meistens als Unterzugträger über breiten Öffnungen, oder als Wände unter Dachreitern zur Verwendung. Im ersten Fall pflegen sie durch die von ihnen getragenen Mauerwerks-, Decken- und Dachkonstruktionen erhebliche Belastungen zu bekommen, und müssen demgemäß analytisch oder graphisch genau berechnet werden. Im letzteren Fall kommt nur eine verhältnismäßig geringe Last in Betracht, welche Querschnitte zu liefern pflegt, die meistens schon aus konstruktiven Gründen wesentlich stärker gewählt werden müssen. In solchen Fällen berechnet man, nachdem die Trägerhöhe h etwa $= \frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{12}$ der freien Länge gewählt ist, die Gurtquerschnitte f aus dem Maximalmoment $M = \sigma fh$, wobei σ die zulässige Eisenbeanspruchung ist. Diesen Querschnitt f behält man dann für beide Gurtungen über die ganze Spannweite bei. Ferner bestimmt man aus der Auflagerreaktion den Querschnitt und das Trägheitsmoment der Endvertikalen und behält in der Regel das erhaltene Profil ebenfalls für alle Vertikalen bei. Zu Diagonalen verwendet man Flacheisen, deren Nettoquerschnitt in den Auflagerfeldern etwa gleich dem $\frac{5}{4}$ -fachen der End-

vertikalen gemacht, und meistens für alle Diagonalen beibehalten wird, da überall schon der Nietung wegen ein gewisser Querschnitt durch die Praxis geboten ist. Unter kleinen Verhältnissen genügt ein Winkeleisen für jede Gurtung, und dasselbe Winkeleisen auch für die Vertikalen. Die letzteren pflegen dann auf der einen, die aus Flacheisen gebildeten Diagonalen auf der andern Seite eventuell ohne besondere Knotenbleche an die Gurtungen angeschlossen zu werden, während die Profile der letzteren einander abgewendet sind (Fig. 39).

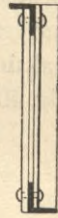


Fig. 39.

Bei schwereren Konstruktionen bedingt schon die erforderliche Größe der Querschnitte, daß man die Gurtungen und die Vertikalen zweiteilig mit dazwischen liegenden Knotenblechen herstellt; ebenso auch wenigstens in den äußeren Feldern die Diagonalen. Die Berechnung ist sowohl auf graphischem, als auch auf analytischem Wege einfach. Bezeichnet man mit O_m U_m D_m die Spannungen des Obergurts, Untergurts und der Diagonale im m^{ten} Felde, mit V_m die der Vertikale zwischen dem m^{ten} und $m + 1^{\text{ten}}$ Felde; ferner mit M_m das Angriffsmoment für einen durch das m^{te} Feld gelegten Schnitt und mit \mathfrak{Q}_m die am m^{ten} Knotenpunkt vorhandene Vertikalkraft, also die Differenz zwischen der Reaktion und der Belastung vom betreffenden Auflager bis an den m^{ten} Knotenpunkt, wobei der Auflagerknotenpunkt als nullter zu zählen ist, so erhält man:

$$- O_m = \frac{M}{h} = U_{m+1} \cdot V_m = - \mathfrak{Q}_m \quad \text{und} \quad D_m = \frac{\mathfrak{Q}_m}{\sin \alpha}, \quad \text{wobei}$$

h die Trägerhöhe, und α der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Horizontale bedeutet.

Beispielsweise habe ein zur Überbrückung der Bühnenöffnung eines Theaters zu verwendender Parallelträger eine freie Länge von $l = 14$ m und sei durch die obere Wand des Bühnenhauses, den Schnürboden und das Dach nebst Schnee- und Winddruck, alles in allem mit $p = 3000$ kg pro lfd. m belastet. Die Trägerhöhe werde zu 1,5 m angenommen, und die Feldbreite zu 2,0 m, so daß also im ganzen 7 Felder

entstehen. Dann ist die Knotenpunktlast $P = 2,0 p$ in allen mittleren Knotenpunkten und $\frac{P}{2} = 1,0 p$ in den beiden Auflagerpunkten. Die beiden letzteren kommen nur für die Endvertikalen in Betracht. Die in das System gehenden Reaktionen sind beiderseits je $3P = 3 \cdot 2p = 6p$. Dann ist (Fig. 40)

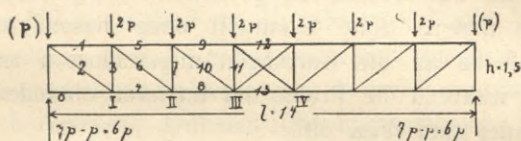


Fig. 40.

$$\begin{aligned}
 M_I &= 200 \cdot 6p &= 1200 p \\
 M_{II} &= 400 \cdot 6p - 200 \cdot 2p &= 2000 p \\
 M_{III} &= 600 \cdot 6p - (400 + 200) \cdot 2p &= 2400 p \\
 M_{IV} &= 800 \cdot 6p - (600 + 400 + 200) \cdot 2p &= 2400 p \\
 \mathfrak{B}_I &= 6p &= 6p \\
 \mathfrak{B}_{II} &= (6 - 2)p &= 4p \\
 \mathfrak{B}_{III} &= (6 - 2 \cdot 2)p &= 2p \\
 \mathfrak{B}_{IV} &= (6 - 3 \cdot 2)p &= 0.
 \end{aligned}$$

Ferner ist

$$h = 150 \text{ und } \frac{1}{\sin \alpha} = \frac{\sqrt{1,5^2 + 2,0^2}}{1,5} = \frac{2,5}{1,5} = \frac{5}{3}.$$

Also:

$$\begin{aligned}
 \frac{M_I}{h} &= \frac{1200}{150} p = 8p &= -O_I = U_{II} \\
 \frac{M_{II}}{h} &= \frac{2000}{150} p = 13,33p &= -O_{II} = U_{III} \\
 \frac{M_{III}}{h} &= \frac{2400}{150} p = 16p &= -O_{III} = U_{IV} \\
 \frac{M_{IV}}{h} &= \frac{2400}{150} p = 16p &= -O_{IV}. \\
 V_I &= -6p &D_I &= 6 \cdot \frac{5}{3} p = 10p \\
 V_{II} &= -4p &D_{II} &= 4 \cdot \frac{5}{3} p = 6,67p \\
 V_{III} &= -2p &D_{III} &= 2 \cdot \frac{5}{3} p = 3,33p.
 \end{aligned}$$

Weiter braucht nicht gerechnet zu werden, da jetzt dieselben Werte in umgekehrter Reihenfolge wiederkehren. Im Mittelfelde ist $\mathfrak{B} = 0$ und man würde also $D = 0$ erhalten. Man nimmt hier jedoch einen Wert etwa $\mathfrak{B}'_{IV} = \frac{\mathfrak{B}_{III}}{2}$ an, und verwendet hier gekreuzte Diagonalen $D = \frac{1}{2} D_{III} = 1,67 p$ und ebenfalls $D'_{IV} = D_{IV} = 1,67 p$. Ebenso ist $U_I = 0$; man wählt jedoch $U_I = U_{II} = 8 p$. Endlich muß die Auflagervertikale $V_o = -7 p$ sein. Dieselben Werte gelten entsprechend für die symmetrisch liegenden Stäbe der andern Trägerhälfte.

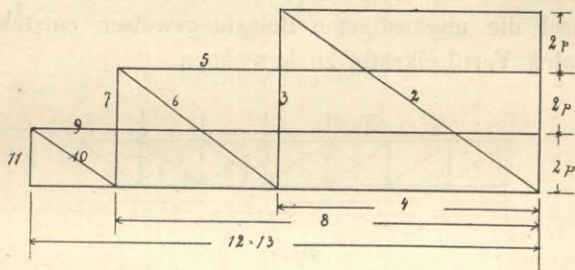


Fig. 41.

Graphisch erhält man in bekannter Weise den Kräfteplan (Fig. 41), aus welchem $O_{III}(9) = U_{IV}(13) = O_{IV}(12)$; ferner $U_I = 0$ und die Diagonalen im Mittelfelde ebenfalls gleich Null sich ergeben.

Bei einer geraden Felderzahl, wo also ein Knotenpunkt gerade in die Trägermitte fällt, würden auch in den an diese Mittelvertikale beiderseits sich anschließenden Diagonalen Spannungen auftreten; in den beiden Mittelfeldern pflegt man dann aber der Sicherheit wegen gekreuzte Diagonalen anzuordnen, wobei man die Hilfsdiagonalen etwa halb so stark als die Hauptdiagonalen machen würde.

Mit der vorstehenden Berechnung kann man sich begnügen, wenn der Träger für schwere permanente Belastung bestimmt ist, und nur im Verhältnis zu ihr geringe mobile

Belastung erhalten kann, oder wenn das Auftreten von letzterer überhaupt ausgeschlossen wäre. Anders jedoch im umgekehrten Fall, wenn bei geringer permanenter Last schwere mobile Lasten auftreten können.

Sollte z. B. diesem Proszeniumsträger entsprechend ein ebenfalls 14 m freiliegender Parallelträger konstruiert werden, welcher nur eine Schnürgalerie mit einem Gewicht von etwa $p = 50$ kg pro lfd. m. inkl. Trägereigengewicht zu tragen hätte, die indessen durch Maschinerien und dgl. mit $q = 240$ kg pro lfd. m sollte belastet werden können, so sind nur die beiden Gurtungen mit der Totallast von $(p + q) = 290$ kg pro lfd. m, also 580 pro Knotenpunkt, die Vertikalen und Diagonalen aber unter Berücksichtigung der durch die ungünstigsten Belastungsweisen entstehenden maximalen Vertikalkräfte zu berechnen.

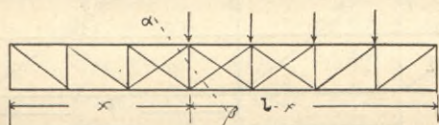


Fig. 42.

Die maximale Vertikalkraft für einen Schnitt durch die Vertikale bei x (Fig. 42) tritt auf, wenn sämtliche Knotenpunkte auf der Strecke $l-x$ vollbelastet, die übrigen entlastet sind. Dieser Zustand ist nun zwar unmöglich, da der Knotenpunkt bei x durch Belastung der Strecke $l-x$ nicht vollbelastet ist, sondern nur mit einem halben Feld. Wird aber die Strecke $l-x+\lambda$ vollbelastet, wenn mit λ eine Feldlänge bezeichnet wird, so sind die Knotenpunkte der Strecke x nicht gänzlich entlastet, da auf den Knotenpunkt bei $x-\lambda$ alsdann eine halbe Feldlast entfällt. Zur Erzeugung der wirklichen maximalen Vertikalkraft müßte die Belastung um eine gewisse Strecke über x hinaus in das letzte Feld vor x hineinreichen, welche sich nur in umständlicher Weise ermitteln läßt. Ein für die Praxis ausreichend genauer Näherungswert für die maximale, von der mobilen Last q herrührende Vertikalkraft wird jedoch durch die Formel

$\frac{q(l-x)^2}{2(l-\lambda)}$ gegeben. Die von der permanenten Belastung her-
rührende Vertikalkraft bei x beträgt bekanntlich $p\left(\frac{l}{2}-x\right)$,
folglich die gesamte maximale Vertikalkraft

$$\mathfrak{B} = p\left(\frac{l}{2}-x\right) + \frac{q(l-x)^2}{2(l-\lambda)}$$

Ersterer Wert wird für $x = \frac{l}{2}$ zu Null, und für $x > \frac{l}{2}$
negativ. Der letztere bleibt stets positiv. Es ergibt sich
nun für die einzelnen Querschnitte unter Einsetzung der
Werte $p = 50 \frac{\text{kg}}{\text{afd. m}}$, $q = 240 \frac{\text{kg}}{\text{afd. m}}$, $l = 14 \text{ m}$; $\lambda = 2 \text{ m}$,
also $\frac{q}{2(l-\lambda)} = 10$, folgende Tabelle:

Knoten- punkt	x	$\frac{l}{2}-x$	$p\left(\frac{l}{2}-x\right)$	$(l-x)$	$(l-x)^2$	$\frac{q(l-x)^2}{2(l-\lambda)}$	\mathfrak{B}_{max}
1	2	5	250	12	144	1440	1690
2	4	3	150	10	100	1000	1150
3	6	1	50	8	64	640	690
4	8	-1	-50	6	36	360	310
5	10	-3	-150	4	16	160	10
6	12	-5	-250	2	4	40	-210

Daraus ergibt sich, dafs erst im vorletzten Felde die
Vertikalkraft negativ wird. Es genügen also nur beiderseits
je in den beiden äufsersten Feldern einfache zu den Auf-
lagern hin ansteigende Diagonalen, während in den drei
Mittelfeldern Kreuzdiagonalen erforderlich sind. Dafs die
Diagonalen in den Endfeldern stets nur Zugbeanspruchung,
und zwar am meisten bei totaler Belastung des ganzen
Trägers erhalten, ist ohnehin klar; dieselben bilden nämlich
hier die eigentliche untere Gurtung, weil die wirkliche
untere Gurtung in den Endfeldern stets spannungslos ist
und die Endvertikalen sozusagen lediglich eine Fortsetzung
der Auflager bilden.

Für die Dimensionierung hätte man nun also folgende Resultate gewonnen:

Für die Vertikalen:

$$V_0 = V_7 = -(p + q) \frac{l}{2} = -290 \cdot \frac{14,0}{2} = -2030;$$

$$V_1 = V_6 = -\mathfrak{B}_1 = -1690; V_2 = V_5 = -\mathfrak{B}_2 = -1150;$$

$$V_3 = V_4 = -\mathfrak{B}_3 = -690.$$

Für die Diagonalen:

$$D_1 = D_7 = \frac{\mathfrak{B}_1}{\sin \alpha} = 1690 \cdot \frac{5}{3} = 2816,67;$$

$$D_2 = D_6 = \frac{\mathfrak{B}_2}{\sin \alpha} = 1150 \cdot \frac{5}{3} = 1916,67;$$

$$D_3 = D_5 = \frac{\mathfrak{B}_3}{\sin \alpha} = 690 \cdot \frac{5}{3} = 1150;$$

$$D_4 = D_4 = \frac{\mathfrak{B}_4}{\sin \alpha} = 310 \cdot \frac{5}{3} = 516,67;$$

$$D_5 = D_3 = \frac{\mathfrak{B}_5}{\sin \alpha} = 10 \cdot \frac{5}{3} = 16,67.$$

Man sieht also, daß für die nach der Trägermitte ansteigenden Hilfsdiagonalen D' erheblich geringere Querschnitte genügen werden, als für die Hauptdiagonalen D , welche von der Trägermitte nach den Auflagern hin ansteigen.

Einiger Aufmerksamkeit bedarf der Fall, daß die Belastung nicht auf dem Obergurt, sondern auf dem Untergurt, wie z. B. eine Balkendecke, ruht. Dann wird für jeden Knotenpunkt die Vertikalkraft um eine Knotenpunktlast geringer, da bei einem durch die Vertikale gelegten, außer ihr selbst nur zwei andere Stäbe treffenden Schnitt die Belastung des betreffenden Knotenpunkts hier am abgetrennten Auflagerfragment bleibt und mit zum Abzug vom Reaktionswert kommt. Demgemäß werden dann bei einem Träger von ungerader Felderzahl die beiden mittleren, bei gerader Felderzahl die mittelste Vertikale bei voller Belastung des ganzen Trägers gänzlich spannungslos. Die Endvertikalen haben ebenfalls nicht die direkte Belastung durch eine halbe Feldlast, sondern nur die gleichzeitig für das System in

Betracht kommende Auflagerreaktion aufzunehmen. Sämtliche Vertikalen können also dem Wert einer Knotenpunktlast entsprechend leichter gehalten werden. Auf die Diagonalen hat dies jedoch keinen Einfluss, da ihre Beanspruchung durch die auf ihrem unteren Angriffspunkt ruhende Knotenpunktlast wieder auf den vorigen Betrag kommt. Die Richtigkeit der vorstehenden Erörterungen ergibt sich auch ohne weiteres aus der Konstruktion des dieser Belastungsweise entsprechenden Kräfteplans (Fig. 43). Für den Einfluss

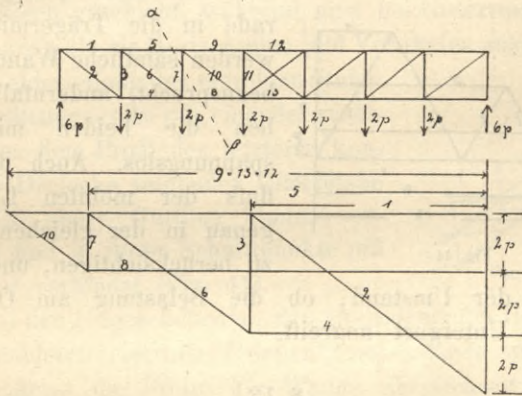


Fig. 43.

mobiler Belastung lässt sich die ganze Betrachtung vollständig ebenso wie vorhin durchführen, wenn nur die einzige Abweichung bezüglich der Vertikalen beobachtet wird. Es ist hier also stets $V_m = -\mathfrak{S}_{m+1}$, dagegen ist auch hier $D_m = \frac{\mathfrak{S}_m}{\sin \alpha}$ wie zuvor. Für die Gurtungstäbe ist es natürlich ebenfalls ohne Belang, ob die Belastung am Obergurt oder am Untergurt wirkt, da die Momentwerte nicht davon betroffen werden.

Für Parallelträger mit lauter geneigten Wandgliedern ist die Berechnungsmethode genau ebenso, wie für den Parallelträger mit vertikaler Felderteilung und weicht nur insofern ab, als an Stelle der Vertikalen die von den Auflagern zur Mitte hin ansteigenden Gitterstäbe eintreten, die

Sollen die Stufen aufgesattelt werden, so kann man bei Flacheisenwangen die Stufenprofile aus denselben ausschneiden, was jedoch wegen der dadurch bedingten größeren ursprünglichen Breite der Wangenbleche und wegen des bedeutenden Verlusts durch Verschnitt sehr kostspielig ist. Besser ist es daher, auch bei Flacheisenwangen dreieckige den Stufenprofilen entsprechende volle Stirnflächen aus Blech, oder auch nur vertikale und horizontale, die bezüglichlichen Dreiecksseiten bildende Blechstreifen und Winkelstücke aufzunieten, wie das eine oder das andere auch bei Wangen aus \square Eisen geschieht, während man bei Gitterwangen statt dessen auch die als Horizontalen und Vertikalen angeordneten, in der Felderteilung den einzelnen Stufen entsprechenden, also mit einander rechtwinklige, dem Profil der letzteren kongruente Dreiecke bildenden Gitterstäbe über die obere Gurtung hinaus verlängert und in ihrem Schnittpunkte mit einander verbindet (Fig. 45).

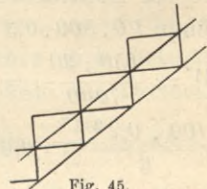


Fig. 45.

Bei den eingeschobenen, den eingestemmten Holztreppe nachgebildeten eisernen Treppenkonstruktionen muß natürlich zunächst die Breite der Wange ausreichend sein, um die Stufenprofile ganz in sich aufnehmen zu können. Der Anschluß der Stufen an den Wangen erfolgt durch vertikale und horizontale Winkeleisen, mit welchen die Setz- und Trittstufenbleche umrahmt sind, und die an die Wange angeietet werden. Bei Gitterwangen können die alsdann aus Winkeln zu konstruierenden Vertikalen und Horizontalen des Gitterwerks zugleich zum Anschluß der Stufenbleche verwendet werden.

Die Stufenprofile bestehen in allen Fällen aus je zwei in einem der Treppensteigung entsprechenden Abstand vertikal übereinander liegenden, die beiden Wangen rechtwinklig miteinander verbindenden horizontalen Winkeleisen mit einander abgekehrten horizontalen Schenkeln und einander zugekehrten vertikalen Schenkeln. Die letzteren beiden sind durch einen Blechstreifen, welcher die Setzstufe

bildet, oder statt dessen auch durch ein diesen ersetzendes Gitterwerk aus Flacheisenstäben miteinander verbunden, während die Trittstufe aus einem zwischen einem oberen und dem in derselben Horizontalebene liegenden benachbarten unteren dieser Winkeleisen verspannten Blech besteht, welches dann einen Belag aus Holz oder Stein erhält, oder durch ein ausreichend tragfähiges Riefelblech ersetzt werden kann.

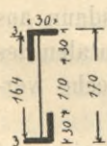
Was nun die Berechnung anbetrifft, so ist die Trittstufe eine auf allen vier Seiten aufliegende Platte von rechteckiger oder bei gewundenen Treppen von trapezförmiger Gestalt, welche eine Stärke von 2 mm zu erhalten pflegt. Bei 30 cm Auftrittsweite wäre die Belastung pro 1 m Stufenlänge $10 \cdot 500 \cdot 0,3 = 150 \text{ kg}$, wodurch ein Widerstandsmoment

$$W = \frac{150 \cdot 30}{7000} = 0,643 \text{ bedingt wäre. Vorhanden ist}$$

$$\frac{100 \cdot 0,2^2}{6} = 0,67, \text{ wird also stets ausreichend sein. Bei}$$

der Futterstufe wird das in der Regel ebenfalls 2 mm starke Blech für die Ermittlung des Widerstandsmoments stets vernachlässigt. Bei einer Stufenlänge von 1,5 m und einer Auftrittsweite von 30 cm beträgt die Belastung pro Stufe $1,5 \cdot 0,3 \cdot 500 = 225 \text{ kg}$ und unter Hinzurechnung des Eigengewichts höchstens 240 kg. Erforderlich ist also

$$W = \frac{240 \cdot 150}{7000} = 5,1. \text{ Bei der Wahl ganz kleiner Winkel}$$



von $s = 30 \text{ mm}$ Seitenlänge und $\delta = 3 \text{ mm}$ Stärke, deren Querschnittfläche $1,7 \text{ qcm}$ beträgt, erhält man bei einer Steigung von nur $h = 17 \text{ cm}$ (Fig. 46) schon ein vorhandenes Widerstandsmoment von ca.

Fig. 46.

$$W = \frac{2}{17} \cdot \frac{1}{12} (17^3 \cdot 3 - 16,4^3 \cdot 2,7 - 11^3 \cdot 0,3) = 26,5$$

oder nach einer anderen Näherungsformel

$$W = f \left(h - 2 \frac{s}{3} \right) = 1,7 \left(17 - 2 \cdot \frac{30}{3} \right) = 25,5.$$

Das Setzstufenprofil genügt also ebenfalls unter allen Umständen reichlich.

Werden die Stufen aufgesattelt, so hat die obere Horizontalseite des Dreiecks eine halbe Stufenlast zu tragen, also in unserem Falle $\frac{240}{2} = 120$ bei einer Spannweite gleich der Auftrittsbreite. Erforderlich ist

$$W = \frac{120 \cdot 30}{7000} = 0,51.$$

Ein Flacheisen von 30 mm Breite und 4 mm Stärke hat hochkantig gestellt $W = \frac{3^2 \cdot 0,4}{6} = 0,6$. Wäre die Auftrittsbreite, wie gewöhnlich üblich, nur 26 cm, so würde ein Flacheisen 30×3 bereits genügen, welches auch meistens dafür verwendet wird. Die vordere Vertikale des Dreiecks hat als Stütze die Hälfte von dieser Last, also $\frac{120}{2} = 60$ kg zu tragen. Es ist erforderlich neben $f = \frac{60}{875} = 0,07$ qcm Querschnittfläche ein Trägheitsmoment (bei 17 cm Steigung) von $f = 3 \cdot 0,06 \cdot 0,17^2 = 0,0052$. Das Flacheisen 30×3 mm hat 0,9 qcm Querschnitt und $J_{\min} = \frac{3 \cdot 0,3^3}{12} = 0,007$ und reicht auch noch für 20 cm Steigung aus. Diese Stärken genügen also unter allen Umständen, und umsomehr ein statt ihrer verwendetes volles Blechdreieck von 3 mm Stärke, zumal die nötigen Anschlußwinkel noch eine beträchtliche Armierung bilden.

Die Wange ist ein in maximo über die ganze Länge gleichmäßig belasteter, an beiden Enden unterstützter Träger in geneigter Lage. Da die Lasten nur vertikal wirken, so kommt als freie Länge nur die Horizontalprojektion in Frage. Beträgt diese beispielsweise 3,0 m, so entfällt bei 1,5 m Treppenbreite pro Wange eine Last inkl. Eigengewicht von $\frac{3,0}{2} \cdot 1,5 (500 + 100) = 1350$. Erforderlich

$W = \frac{1350 \cdot 300}{7000} = 58$. Es würde also ein 15 cm hohes

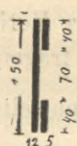


Fig. 47.

und 12 mm starkes Flacheisen, welches am oberen und unteren Rande mit je einem 4 cm breiten und 5 mm starken Flacheisen gegurtet wäre, genügen (Fig 47), da das dann vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{15^3 (1,2 + 0,5) - 7^3 \cdot 0,5}{6} = 58$$

beträgt. Auch das \square Eisen NP12 mit $W = 62$ könnte gewählt werden.

Aus Gitterwerk hergestellte Treppenwangen werden als Parallelträger berechnet (cfr. § 12). Aus $W = f \cdot h$ folgt für eine der Stufenhöhe gleiche Trägerhöhe in der vertikalen Richtung gemessen von 18 cm der erforderliche Gurtungsquerschnitt $f = \frac{58}{18} = 3,2$ qem. Ein Winkeleisen 35/35/6 hat $f = 3,84$, genügt also auch abzüglich eines Nietloches. Es beträgt die Maximalspannung dann $\sigma \cdot f = 3,2 \cdot 875 = 2800$ kg, und für den gedrückten Obergurt ist erforderlich $J = 2,8 (0,18^2 + 0,26^2) \cdot 3 = 0,81$ (hierbei ist $0,18^2 + 0,26^2$ das Quadrat einer Stablänge, gleich der Hypotenuse des Stufenprofilendreiecks). Vorhanden ist $J \text{ min} = 1,74$. — Die Endvertikale erfordert

$$f = \frac{1350}{2 \cdot 875} = 0,9 \text{ qem und } J = 3 \cdot \frac{1,35}{2} \cdot 0,18^2 = 0,07.$$

Ein Winkeleisen 25/25/3 hat $f = 1,43$ und $J \text{ min} = 0,36$. Dasselbe Winkeleisen genügt auch für die Horizontalen, welche in maximo

$$f = 0,9 \cdot \frac{0,26}{0,18} = 1,3 \text{ qem und } J \text{ min} = 0,07 \frac{0,26^2}{0,18^2} = 0,14$$

erfordern.

Der Anschluß der Wangenträger an die Podestträger erfolgt in bekannter Weise mittels eingieneteter Winkelaschen.

Schmiedeeiserne Treppen zeichnen sich durch ein geringes Eigengewicht aus, welches pro qm nur ca. 100 kg beträgt, und sind besonders geeignet, Treppenformen zu bilden, die sich in anderer Weise, wenigstens in unverbrennlichem Material höchstens aus Beton mit Eiseneinlagen und dann viel teurer, sonst aber nur in Holzkonstruktionen, und überhaupt kaum in derselben Leichtigkeit und Eleganz ohne vertikale Unterstützungen herstellen lassen.

Soll z. B. eine dreiarmige Treppe nach nebenstehender Skizze (Fig. 48) ausgeführt werden, ohne in den Knickpunkten

bei z Stützen zu erhalten, so wird die Wange xy in Form eines in der Vertikalebene zweimal gebrochenen Trägers hergestellt, dessen beide äußere Strecken zugleich als Podestträger zur Aufnahme des oberen und unteren Treppenlaufs, die mittlere Strecke als Wange ihres eigenen Treppenlaufs benutzt wird. Derartig gebrochene Träger können gegliedert,

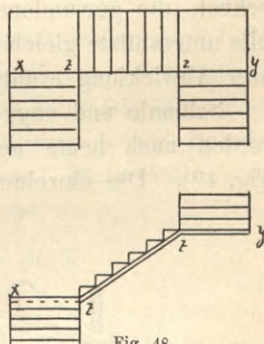


Fig. 48.

auch als Blechträger konstruiert werden. Im letztern Fall werden sie aus einzelnen Stücken zusammengesetzt, deren Stöße in bekannter Weise durch Laschen zu decken sind, welche sowohl das Moment, als die Vertikalkraft zu übertragen imstande sein müssen. Man kann auch entsprechend gebogene \square oder Γ Träger verwenden, es sind dann aber mit Rücksicht auf die bei der Biegung eintretenden Materialbeanspruchung zwei Profilvernummern stärker zu verwenden als die Rechnung ergibt.

Aber nicht nur in Treppenhäusern, die allseitig von Wänden umgeben sind, sondern auch ganz freistehend lassen sich gewundene Treppen aus Schmiedeeisen ohne jede vertikale Unterstützung, auch Wendeltreppen ohne Spindel in leichter Weise herstellen. Die durch die dazwischen gespannten Stufen gegeneinander ausgesteiften Wangen wirken dabei wie ein einheitlich verbundenes Ganze, und man er-

hält eine weit gröfsere Tragfähigkeit, als einer solchen Konstruktion rechnerisch zugemutet wird.

Die Wangen gewundener Treppen könnte man nach Art der runden Balkonträger berechnen, indem man das Angriffsmoment, welches die ganze auf die Wange entfallende Belastung an einem durch den Abstand des Schwerpunkts der Belastungsfläche vom Schwerpunkt der Wangenkurve gebildeten Hebelsarm erzeugt, auf den oberen und unteren Wangenanschluss zu verteilen hätte. In der Regel werden jedoch hiernach nur die Anschlussniete und Laschen berechnet, die gewundenen Wangen selbst jedoch als beiderseits unterstützte gleichmäfsig belastete Träger mit einer aus ihrer Abwicklung ermittelten freien Länge.

Schmale und enggewundene Wendeltreppen mit Spindel werden auch heute noch vielfach in Gufseisen hergestellt (Fig. 49). Die einzelnen Stufen bestehen dann aus kreis-

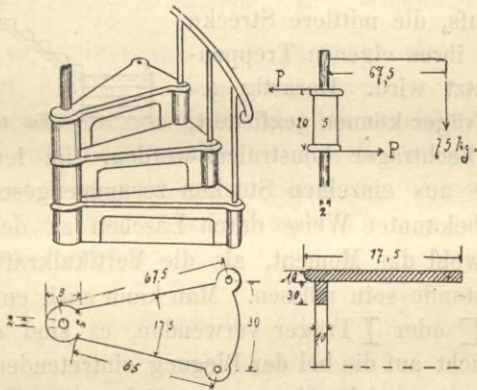


Fig. 49.

sektorförmigen Platten, an deren hinterem Ende der Rundseite sich ein Loch befindet, während an dem spitzen Ende und am vorderen Ende der Rundseite je eine Muffe von einer der Stufensteigung entsprechenden Höhe angegossen ist. Die beiden Muffen sind direkt unter der Stufenplatte und im Zusammenhang mit dieser durch eine Rippe miteinander verbunden. Die erstere der beiden Muffen wird über

die schmiedeeiserne Spindel gestreift, mit der letzteren stützt sich jede Stufe auf die nächst tiefere, und wird mit dieser durch das am hinteren Ende der Rundseite in der letzteren befindliche Loch mittels eines Bolzens verschraubt, welcher sich nach oben hin fortsetzend gleichzeitig die Geländersprosse bildet.

Solche gußeiserne Wendeltreppen wiegen 200—250 kg pro qm. Da sie aber nur als Verbindungstreppen für einzelne Personen zu dienen pflegen, so ist für ihre Tragfähigkeit ausreichend, wenn sie eine Totalbelastung von $650 \frac{\text{kg}}{\text{qm}}$ aufzunehmen vermögen. Die Berechnungsweise ergibt sich aus folgendem Beispiel: Stufenlänge 65 cm. Auftrittsbreite aufsen 0,30, desgleichen an der Spindel 0,05, also i/med Auftritt 17,5. Äußerer Muffendurchmesser 5 cm; Spindel-durchmesser 2 cm. Steigung 20 cm. Plattenstärke und Rippenstärke 1 cm. Rippenhöhe 3 cm.

Gesamtlast $650 \frac{\text{kg}}{\text{qm}}$. Last pro Stufe

$$\frac{0,3 + 0,05}{2} \cdot 0,65 \cdot 650 = 75.$$

Erforderlich $W = \frac{75 \cdot 67,5}{4 \cdot 250} = 5,97$. Schwerpunktlage des

Querschnitts $x = \frac{17,5 \cdot 1 \cdot 0,5 + 3 \cdot 1 \cdot 2,5}{(17,5 + 3) \cdot 1} = 0,8$ cm unter-

halb der Stufenoberfläche;

$$J = 17,5 \cdot \frac{0,8^3 + 0,2^3}{3} + 1,0 \cdot \frac{3,2^3 - 0,2^3}{3} = 35,7;$$

$W = \frac{35,7}{3,2} = 11,16$ vorhanden.

Erforderlicher Muffenquerschnitt pro Stufe

$$\frac{75}{2 \cdot 250} = 0,15 \text{ qcm.}$$

Vorhanden $\frac{(5^2 - 2^2) \cdot 3,14}{4} = 16,5$, derselbe reicht also für eine 20 Stufen hohe Treppe aus.

Durch jede Stufe wird ein Abscherungsmoment auf die Spindel ausgeübt im Betrage von $M = 75 \cdot \frac{67,5}{2}$, welches durch die Muffe in einem Kräftepaar vom Wert $20P$ zum Ausdruck kommt. Daraus die Scherkraft $P = \frac{75 \cdot 67,5}{2 \cdot 20} = 126$. Der Spindelquerschnitt gestattet eine Scherkraft von $600 \cdot \frac{2^2 \cdot 3,14}{4} = 1884$ kg. Die erforderliche Tragfähigkeit ist also in allen Konstruktionsteilen vorhanden!

§ 14.

Genietete Stützen.

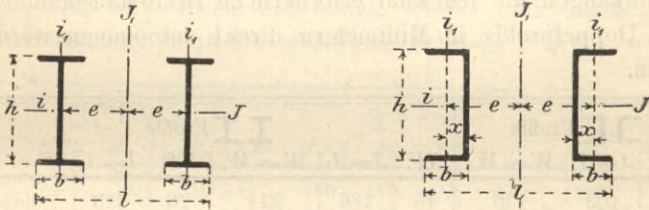
Schmiedeeiserne Stützen erhalten Profile, welche aus Winkeleisen mit verbindendem Gitterwerk nach Art der Parallelträger, oder in Verbindung mit Blechen nach Art der Blech- und Kastenträger, ferner aus zwei oder mehreren durch Traversen oder auch durch Gitterwerk miteinander verbundenen \square oder Γ Eisen, oder endlich aus Quadrant- oder aus Säuleneisen zusammengenietet werden, so daß zunächst die Querschnittfläche des verbundenen Profils der aufzunehmenden Belastung entspricht.

Bei der unter gewöhnlichen Verhältnissen meistens ausreichenden Konstruktion aus je zwei \square oder Γ Eisen kommt es namentlich auf den zu wählenden Abstand der beiden Einzelprofile voneinander an, und dabei können zwei verschiedene Gesichtspunkte maßgebend sein. Bei einer regelmäßigen Säulenstellung, wo jede Stütze ein Paar einander gegenüberliegende schwere Lasten (Unterzüge) und außerdem ein Paar wesentlich leichtere Lasten (Kappenträger), welche rechtwinklig zu jenen wirken, zu tragen hat, tritt durch schiefe Belastung nur nach der ersteren Richtung ein Biegemoment von beträchtlicherem Wert auf, gegenüber welchem das darauf rechtwinklig wirkende nicht in Betracht kommt. Man stellt alsdann die Stützen so, daß das Maximalwiderstandsmoment der beiden Einzelprofile für die Richtung des

Hauptbiegemoments zur Geltung kommt, und wählt den Axenabstand der beiden Einzelprofile voneinander so, daß die Knicksicherheit allseitig die gleiche ist, d. h. daß $J = J_1$ wird.

Hat jedoch eine Stütze infolge wechselnder Richtung der Trägerlage zwei nicht einander gegenüberliegende oder mehr als zwei Unterzüge zu tragen oder ist sie durch schwere maschinelle Anlagen derart schief belastet, daß sie nach verschiedenen Richtungen hin gleich großen Biegemomenten ausgesetzt sein kann, so empfiehlt es sich, den Axenabstand noch soweit zu vermehren, daß nach den beiden Hauptaxenrichtungen gleich große Widerstandsmomente entstehen, d. h. daß $W = W_1$ wird. Es wird dadurch zwar das Trägheitsmoment J_1 größer als erforderlich wäre, ein Mehraufwand an Querschnittsmaterial wird aber dabei vermieden.

Bezeichnen i und i_1 die Maximal- und Minimalträgheitsmomente, und f die Querschnittfläche der Einzelprofile, h deren Höhe und b deren Flanschbreite, ferner $2e$ den Axenabstand der beiden Einzelprofile voneinander und l die ganze Breitenausdehnung des Doppelprofils von Flanschaufsenkante bis Flanschaufsenkante, so ist (vgl. nebenstehende Figur) bei den



I Profilen $l = 2e + b$ und bei den **C** Profilen $l = 2(e + b - x)$, wobei x den Schwerpunktabstand des **C** Eisens von seiner äußeren Stegkante bezeichnet.

Alsdann ergibt sich

1. aus der Bedingung $J = J_1$ für **I** Profile und für

$$\text{C Profile } 2(i_1 + fe^2) = 2i; \text{ also } e = \sqrt{\frac{i - i_1}{f}}.$$

Hier ist $J = J_1 = 2i \max$ und $W \max = 2w \max$, während $W \min$ einen kleineren Wert hat, der aber nicht in Betracht kommt.

2. Aus der Bedingung $W = W_1$ zunächst allgemein

$$\frac{J}{h/2} = \frac{J_1}{l/2}, \text{ also } J_1 = \frac{l}{h} J \text{ und danach}$$

a) für I Profile:

$$2(i_1 + fe^2) = 2 \frac{2e + b}{h} \cdot i;$$

$$\text{also } e = \frac{i}{fh} + \sqrt{\frac{i}{fh} \left(b + \frac{i}{fh} \right) - \frac{i_1}{f}}.$$

b) für II Profile:

$$2(i_1 + fe^2) = 2 \frac{2(e + b - x)}{h} \cdot i;$$

$$\text{also } e = \frac{i}{fh} + \sqrt{\frac{l}{fh} \left(2(b - x) + \frac{i}{fh} \right) - \frac{i_1}{f}}.$$

Hier ist $W = W_1 = 2W_{\max}$ und $J \text{ min} = 2i \text{ max}$, während $J \text{ max}$ einen größeren Wert hat als erforderlich wäre.

Durch Ausrechnung obiger Formeln mit Einsetzung der verschiedenen II und I Profilen entsprechenden Zahlenwerte erhält man folgende Tabelle, aus welcher für beide Bedingungen die jedesmal erforderliche Breitenausdehnung l des Doppelprofils in Millimetern direkt entnommen werden kann.

II II Profile			I I Profile					
NP.	$J=J_1$	$W=W_1$	NP.	$J=J_1$	$W=W_1$	NP.	$J=J_1$	$W=W_1$
8	109	136	15	186	214	26	313	343
10	138	153	16	198	222	28	335	367
12	162	191	17	210	252	30	357	391
14	184	215	18	222	258	32	377	415
16	206	241	19	234	264	34	399	437
18	231	269	20	246	274	36	421	457
20	254	290	21	258	286	38	443	479
22	275	309	22	270	298	40	463	503
26	320	359	23	282	310	42 ^{1/2}	491	529
30	367	416	24	296	322	45	518	556

Wo nur geringe Trägheitsmomente erforderlich sind, wählt man II Profile für die Stützenkonstruktion, weil ihre

Flansche breiter als die der $\overline{\text{I}}$ Profile sind und die letzteren deshalb häufig nicht den für die Niete erforderlichen Raum bieten.

Zurzeit macht sich vielfach noch das Bestreben geltend, unter Hintenansetzung der vollständigen Ausnutzung des Materials solche Stützen mit rechteckigem Querschnittumfang zu konstruieren, d. h. so, daß $h = l$ wird. Dann kann natürlich nur das J min dieser verbundenen Konstruktion und das aus diesem sich ergebende W zur Geltung kommen. Man erhält dann die bezüglichen Werte aus den Formeln:

$$J = 2 \cdot i_1 + f \frac{(h - b)^2}{2} \quad \text{und} \quad W = \frac{2 \cdot J}{l} \quad \text{für Stützen aus}$$

$$2 \overline{\text{I}} \text{ Eisen. } J = 2 \left(i_1 + f \left[\frac{h}{2} - b + x \right]^2 \right) \quad \text{und ebenfalls}$$

$$W = \frac{2 J}{l} \quad \text{für Stützen aus } 2 \text{ } \square \text{ Eisen.}$$

Ausrechnung dieser Formeln liefert die in folgender Tabelle zusammengestellten Trägheitsmomente J und Widerstandsmomente W für Stützenquerschnitte, die nach dem Prinzip $h = l$ konstruiert sind:

Für \square NP 8, dessen Flansch breiter ist als die halbe Höhe, sind die Werte eingesetzt, welche sich durch Aneinandernietung ohne Zwischenraum ergeben.

$\overline{\text{I}}$ Profile			$\overline{\text{I}}$ Profile					
NP	J	W	NP	J	W	NP	J	W
8	40	9	15	760	113	26	6 482	500
10	130	26	16	976	122	28	8 815	630
12	243	41	17	1 209	142	30	11 687	779
14	446	64	18	1 536	171	32	15 271	954
16	720	90	19	1 890	200	34	19 545	1 150
18	1 093	127	20	2 312	231	36	24 867	1 382
20	1 641	164	21	2 788	266	38	30 957	1 629
22	2 445	222	22	3 346	304	40	38 203	1 910
26	4 632	356	23	3 961	345	42 ¹ / ₂	48 992	2 304
30	7 748	515	24	4 688	391	45	61 906	2 751

Beide Einzelprofile werden miteinander durch beiderseitige, am besten horizontale, auf jedem Einzelprofil mit

je zwei Nieten angeschlossene Traversen aus meistens 1 cm starkem und 15 cm breitem Eisenblech in solchen Abständen von einander verbunden, daß das Minimalträgheitsmoment eines Einzelprofils für die Knicksicherheit auf diese Länge ausreicht.

Bei schweren Konstruktionen, und vielfach auch bei den einfachen Verbindungen aus zwei \square oder I Profilen wird statt der horizontalen Traversen ein aus schmäleren Flacheisen bestehendes, die vulgäre Bezeichnung Tikeltakel führendes Gitterwerk angeordnet, dessen Stäbe dann unter 45° bis 60° ansteigend entweder kreuzweise sich überschneidend (doppeltes Gitterwerk) oder die einzelnen Stäbe abwechselnd einmal nach links und das andere Mal nach rechts steigend (einfaches Gitterwerk) auf die Flansche oder Lamellen genietet werden. Im letzteren Fall sollen sich die entsprechenden einander gegenüberstehenden Stäbe der beiden Seiten miteinander kreuzen. Die Nietungen werden

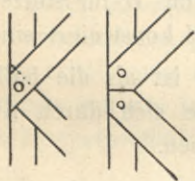


Fig. 50.

häufig in der Art ausgeführt, daß mit einem Niet die beiden sich dabei überdeckenden Enden zweier auf einander folgender Gitterstäbe gleichzeitig gefaßt werden. Besser ist es jedoch, die Gitterstäbe ohne Überdeckung an den Anschlußstellen aneinander stoßen zu

lassen und jedes Stabende mit einem besonderen Niet anzuheften (Fig. 50).

Was die Dimensionen der Traversen und der Gitterstäbe anbetrifft, so pflegt man dieselben nur dann zu berechnen, wenn bei schweren Konstruktionen die Stützen als gegliederte Systeme aus einzelnen Stäben in Felderteilung hergestellt werden. — Unter gewöhnlichen Verhältnissen jedoch werden dieselben erfahrungsmäßig in folgender Weise bestimmt: Bezeichnet a die Gesamtbreite der beiden zu verbindenden Profile, so erhalten horizontale Traversen eine Breite von $\frac{a}{3}$ bis $\frac{a}{4}$ und eine Stärke von $0,04 a$. — Die Stäbe eines einfachen Gitterwerks sollen eine Breite von $0,17 a$ und eine

Stärke von $0,03 a$, diejenigen eines doppelten Gitterwerks eine Breite von $0,13 a$ und eine Stärke von $0,02 a$ erhalten.

Für schwere Belastungen und bei bedeutenderen Höhen der Stützen, wo die erforderlichen Trägheitsmomente durch je zwei \square Eisen oder Γ Eisen nicht mehr gewonnen werden können, kann man entweder mehrere solcher Profile in geeigneter Weise miteinander verbinden, oder man stellt aus Lamellen in Verbindung mit gurtenden Winkeleisen, eventuell auch unter gleichzeitiger Verwendung von \square Eisen geeignete —|— förmige Profile her, die, je nachdem ein beiderseitiges gleiches Trägheitsmoment oder gleiches Widerstandsmoment gefordert wird, entsprechend zu dimensionieren sind. Sollen die Stützen ohne Umhüllung von Mauerwerk oder Drahtputz freistehen bleiben, so ist wegen der sehr wichtigen Unterhaltung des Anstrichs darauf Bedacht zu nehmen, daß nicht nur keine geschlossenen Hohlräume wie bei einem Kastenträger entstehen, sondern auch, daß zwischen den einzelnen Profiltteilen hinreichender Spielraum vorhanden ist, um mit dem Pinsel an alle Flächen gelangen zu können.

Der Fuß schmiedeeiserner Stützen wird in der Weise gebildet, daß auf die Flansche beiderseits eine nach unten sich verbreiternde am unteren Rande mit einem Winkeleisen besäumte Platte aufgenietet wird (Fig. 51).

Ist auch in der hierauf rechtwinkligen Richtung eine Verbreiterung erforderlich, so können an diese Platten außen beiderseits noch dreieckige Blechrippen sowohl rechtwinklig darauf, als auch eventuell in diagonaler Richtung angeschlossen

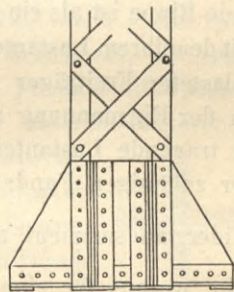


Fig. 51.

werden, welche am unteren Rande dann ebenfalls mit Winkeleisen besäumt und auch mittels je zweier Winkeleisen an die beiden seitlichen Hauptplatten angenietet werden. Die Fußwinkel der auf diese Weise entstehenden Rippenpaare, bzw. des Rippensystems werden dann rechtwinklig zu ihrer Richtung durch die eigentlichen Auflagerplatten miteinander

verbunden, welche ihrerseits den Druck auf den Fundamentkörper zu übertragen haben, mit welchem sie erforderlichenfalls zu verankern sind.

Statt der Anordnung seitlicher Rippen kann man bei Stützen die aus Lamellen und Winkeleisen bestehen, durch

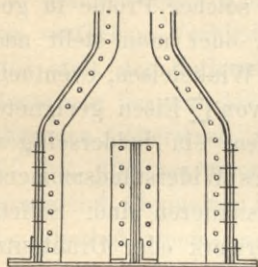


Fig. 52.

Sförmige Biegung der letztern dem unteren Teil der Stütze selbst nach dieser Richtung hin schon die erforderliche Verbreiterung zuteil werden lassen (Fig. 52), wobei dann auch die mittlere Blechwand entsprechend verbreitert wird, um jederseits eventuell noch den Anschluß je einer der Aussenplatten parallelen Rippe aufnehmen zu können.

Die Konstruktion der Kapitellplatten erfolgt in ganz ähnlicher Weise.

Was die Berechnung anbetrifft, so entfällt auf jede Rippe ein der Rippenanzahl entsprechender Teil der Gesamtlast, abzüglich des vom Provilquerschnitt selbst und dessen Winkeleisenumsäumung direkt zu übertragenden Lastanteils. Jede Rippe ist als ein am Ende eingespannter, von unten her mit dem ihrem Lastanteil gleichen Gegendruck des Fundaments belasteter Freitträger zu betrachten, dessen Maximalmoment an der Einspannung auftritt. Ist also Q der von der Rippe zu tragende Lastanteil und l ihre Länge, die wieder aus der zulässigen Fundamentbeanspruchung σ folgt, so muß ihr Widerstandsmoment an der Einspannung
$$W = \frac{Ql}{2\sigma} = \frac{\delta h^2}{6}$$
 sein, woraus für eine zwischen 10 und 25 mm zu wählende Blechstärke δ die Höhe h der Rippe an der Einspannungsstelle folgt, die dann geradlinig nach dem freien Ende hin abnimmt. Die Nietenzahl zum Anschluß der Zwischenrippen sowohl als auch der beiden seitlichen Hauptrippenplatten sind wie die Nietungen der Aussteifungen beim Blechträger zu berechnen. Der Querschnitt und die Nietung der besäumenden Fußwinkeleisen folgt aus der Entfernung der

unter den Rippen rechtwinklig zu ihrer Richtung anzuordnenden einzelnen Sohlplatten von einander, zwischen welchen sie sich und ihren Lastanteil als Balken auf zwei Stützen zu tragen imstande sein müssen.

Eine Verankerung des Säulenfußes mit dem Fundament ist nur dann erforderlich, wenn die Stütze nicht nur in vertikalem Sinn, sondern auch durch seitliche Kräfte auf Biegung beansprucht wird. Alsdann müssen die Sohlplatten aus biegungsfesten Profilen (flach liegenden Γ -Eisen) bestehen, oder es wird eine einheitliche entsprechend umsäumte Unterlagsplatte angeordnet. Die Verankerung erfolgt dann in der Regel in den vier Ecken. Ist M das aufzunehmende Biegemoment, P die vertikale Belastung der Stütze, und a der Abstand der Ankerpaare von einander, so muß, wenn Z die Zugkraft ist, welche jeder Anker auszuhalten hat, $2Za + P \cdot \frac{a}{2} = M$ sein, woraus dann zunächst

der erforderliche Querschnitt jedes Ankers $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Z}{\sigma}$ und

aufserdem die Abmessungen des Fundamentkörpers folgen, welcher an jedem Anker mit einem Gewicht $= Z$ hängen muß, so daß also aus $G = b^2 h \gamma = 4Z$, worin γ das spezifische Gewicht des Fundamentkörpers bezeichnet, die Ankerlänge h und der Querschnitt b^2 des Fundamentkörpers in Höhe der Ankerplatten folgt. Die unteren Ankerenden werden von kreisförmigen oder quadratischen mit vier oder acht Rippen versehenen Ankerplatten gebildet (Fig. 53), deren Durchmesser bzw. Seitenlänge gleich dem zehnfachen Durchmesser des Ankerbolzens gemacht wird und welche durch einen Splint am Ankerende gehalten werden. Am oberen Ende erhält der Anker ein Schraubengewinde und wird mit einer Mutter fest angezogen.



Fig. 53.

Konsolkonstruktionen.

Wenn ein frei im Raum liegender Punkt, welcher eine darauf ruhende Last zu tragen hat, ohne Stellung einer Säule darunter gestützt werden soll, so kann man dies durch Anordnung eines in der nächst gelegenen Wand eingespannten Auslegers erreichen. Ist die Belastung so schwer, oder die erforderliche Ausladung so groß, daß ein gewöhnliches I Profil oder zwei gekuppelte nicht mehr ausreichen, so kann man entweder zur Konstruktion eines dreieckig ge-

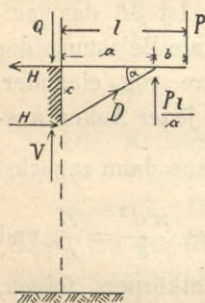


Fig. 54.

formten, mit Winkeleisen gegurteten vollwandigen Blechkonsols bzw. eines gegitterten Konsols greifen, oder den Ausleger am freien Ende bzw. an einem näher der Wand liegenden Punkt derselben durch eine gegen die letztere gesetzte Strebe unterstützen. Ist (Fig. 54) l die Auslegerlänge, P die Belastung am freien Ende, b der Abstand des letzteren vom Strebenangriffspunkt, also $l - b = a$ der Abstand derselben von der Wand und endlich α der Winkel der Strebenrichtung gegen die Horizontale, so muß die Auflast an der Einspannung des Auslegers $Q = \frac{Pb}{a}$ betragen, und die Knotenpunktlast über den Angriffspunkt der Strebe wird $V = P + Q = \frac{Pl}{a}$. Die unter α geneigte Strebe erhält durch diese Belastung eine axiale Druckspannung $D = \frac{V}{\sin \alpha}$, erzeugt aber gleichzeitig einen Horizontaldruck $H = V \cdot \operatorname{ctg} \alpha$, wie sich analytisch-graphisch aus dem Strebendreieck ablesen läßt. Der Ausleger muß also in der Wand verankert sein und erhält von hier bis zum Strebenangriff die Zugspannung H . Derselbe ist außerdem auf Biegung beansprucht, mit dem über dem Strebenangriff liegenden

Maximalmoment $M = Pb = Qa$. An ihrem Fußpunkt übt die Strebe einen Druck gegen die Wand aus, welcher sich hier wieder in die beiden Komponenten V und H zerlegt. Damit das Mauerwerk den Horizontaldruck aufnehmen kann, muß dasselbe, natürlich unter der Voraussetzung ausreichender Standsicherheit, eine Druckplatte von der Größe $\frac{H}{K}$ erhalten, wobei K die Festigkeit des Mauerwerks bezeichnet. Ist das Widerstandsmoment im Auslegerträger erheblich größer, als zur Aufnahme des Moments M erforderlich wäre, so kann der Überschufs dazu verwendet werden, einen entsprechenden Teil der Last P als freier Ausleger, ohne Inanspruchnahme der Strebenunterstützung zu tragen, und auf die Konstruktion der letzteren würde dann nur der verbleibende Lastrest entfallen. Greift die Strebe direkt unter der Last P , also am Auslegerende an, so wird $b = 0$, $a = l$, folglich $Q = 0$, $M = 0$; $V = P$; $D = \frac{P}{\sin \alpha}$; $H = P \operatorname{ctg} \alpha$.

Derartige Konstruktionen kommen zur Unterstützung von Treppenpodesten, sowie in der Mitte langer Treppenläufe und auch sonst als Hilfskonstruktionen, z. B. bei schwerbelasteten Erkern und dgl. vor. Ist die Wand nicht vorhanden, oder nicht genügend standsicher, um die ihr zugemuteten Funktionen zu erfüllen, so müssen die sämtlichen von ihr zu leistenden Kräfte durch einen Vertikalpfosten hergegeben werden, welcher am unteren Ende fest eingespannt sein muß. Dieser Pfosten wird zunächst an seinem oberen Ende durch eine, die fehlende Auflast ersetzende Kraft Q axial gezogen. Im Angriffspunkt der Strebe tritt dann die axiale Druckkraft $V = P + Q$ auf, so daß für den unteren Teil des Pfostens nur die Druckbelastung P übrig bleibt. Außerdem wird der Pfosten auf Biegung beansprucht durch das Moment $H \cdot a \cdot \operatorname{tg} \alpha = Pl$, welches diesen Maximalwert vom Strebenangriffspunkt bis zur Einspannung am Fußende beibehält, wo es von dieser aufgenommen werden muß. Bei der im allgemeinen beträchtlichen Beanspruchung, welcher derartige Pfosten ausgesetzt sind,

kommen dieselben fast ausschließlich in Form von Gitterträgern oder Blechträgern zur Ausführung und es liegt dann nahe, auch den Ausleger mit seiner Strebe zu einem Blechkonsol zu verschmelzen und endlich das ganze System als eine einheitliche, in der Vertikalebene gebrochene galgenförmige Blehkonstruktion (Fig. 55) zur Ausführung zu bringen. Im Ausleger wächst das Biegemoment von Null am freien Ende ab bis zur Mittellinie der Säule nach dem Gesetz einer geraden Linie, wenn die Last ausschließlich auf dem freien Ende konzentriert ist, bis es hier den Maximalwert erreicht, der dann sich gleichbleibend durch den Vertikal-

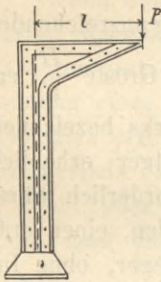


Fig. 55.

pfosten bis zur Einspannung desselben sich fortsetzt. Die Einspannung wird entweder durch Verankerung der Sohlplatten auf dem Fundament bewirkt, oder durch wirkliches Einsenken in das Erdreich, welches dann um die Konstruktion herum durch eine Betonstampfung in ausreichendem Umfang ersetzt wird.

Statt der Blehwandkonstruktion kann selbstverständlich auch Gitterwerk verwendet werden, dessen genaue Berechnung bei größeren derartigen Konstruktionen dann jedoch nicht umgangen werden kann, und nach den allgemeinen Regeln für gegliederte Träger graphisch oder analytisch erfolgen muß.

§ 16.

Allgemeines über eiserne Dachkonstruktionen.

Die eisernen Dachkonstruktionen bestehen ganz entsprechend den bekannten Holzkonstruktionen aus einzelnen, in vertikalen Ebenen aufgestellten Haupttragesystemen, Binder genannt, auf welche sich die Fette als Längsträger lagern. Auf den letzteren ruht dann entweder die Eindeckung direkt, oder sie dienen zur Unterstützung von Sparren, welche dann ihrerseits das Deckmaterial zu tragen haben. Im ersteren

Fall spricht man von reinen Fettendächern, im letzteren von Sparrendächern. Die Fetten haben nicht nur den Zweck, selbst zu tragen, sondern sie dienen vornehmlich auch dazu, die Binder in den entsprechenden Vertikalebene sowie in der gegenseitigen Lage zu einander zu halten. Um jedoch eine vollständige Unverschieblichkeit des Systems zu erzielen, werden die Felder zwischen den Bindern eines um das andere abwechselnd mit gekreuzten, in der Ebene der geneigten Dachfläche liegenden Diagonalbändern versehen (Fig. 56). Eine derartige Diagonalverbindung wird um so

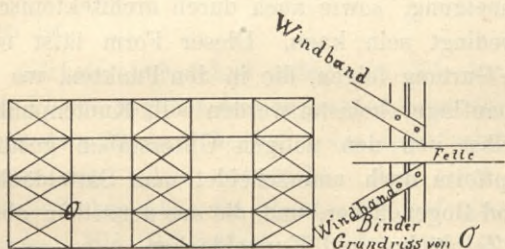


Fig. 56.

notwendiger, je steiler die Dachneigung ist, je größer also der Einfluss des Winddrucks auf die Konstruktion wird. Diese Diagonalbänder werden aus Flacheisen, in der Regel $\frac{60}{10}$ mm stark, hergestellt. Bei ihrer Anbringung ist darauf besonders zu achten, daß sie bei zweiteiligen Binderprofilen über beide Profilteile hinweggreifen und auf jedem mit einem Niet befestigt werden. Ihre Anschlußpunkte sind unmittelbar oberhalb und unterhalb der Fettenauflager anzuordnen.

Den Abstand der Binder von einander wählt man unter gewöhnlichen Verhältnissen zu 4 bis 6 m, und zwar möglichst so, daß eine ungerade Felderzahl entsteht, um mit der abwechselnden Diagonalverankerung beide Endfelder zu versteifen. Bisweilen sind größere Feldweiten (bis 14 m) durch besondere Umstände geboten. Alsdann pflegt man jedoch sogenannte Zwillingsbinder anzuordnen, d. h. die Haupttragesysteme aus je zwei nebeneinandergestellten mit-

einander durch Gitterwerk gekuppelten Binderkonstruktionen zu bilden. Es wird auf diese Weise dann auch die erforderliche Sicherheit gegen seitliches Einknicken der Binder nach der Richtung der Längenausdehnung des Daches und auch zugleich die Möglichkeit gewonnen, Fettenkonstruktionen mit schwebendem Stofs anzuordnen.

Was die äußere Form des Binders betrifft, so läßt sich dieselbe nicht schablonisieren, sie richtet sich vielmehr nach der verlangten äußeren Form des Daches, welche durch die Art der Eindeckung und der dieser entsprechenden Dachneigung, sowie auch durch architektonische Rücksichten bedingt sein kann. Dieser Form läßt man dann die obere Gurtung folgen, die in den Punkten, wo sie durch die Fettenauflager belastet werden soll, Knotenpunkte erhält und daselbst von den nötigen Gitterstäben gestützt wird. Der Hauptform nach unterscheidet man Satteldächer, Pultdächer und Bogendächer, und die aus denselben abgeleiteten Formen: Zeltdächer und Kuppeldächer.

Die Belastung der Dachkonstruktionen setzt sich zusammen aus der permanenten, lediglich vom Eigengewicht herrührenden, und der zufälligen, welche aus Schneedruck und Winddruck besteht.

Das Eigengewicht setzt sich wieder zusammen aus dem Gewicht der Dacheindeckung, der diese unterstützenden Konstruktionen, und aus dem Gewicht der Binder. Die Gewichte der verschiedenen Eindeckungsarten betragen pro qm der geneigten Dachfläche:

Kronendach	130 kg	Glas auf Winkleisen	60 kg
Einfaches Ziegeldach	100 „	Zink- oder Eisenblech desgl.	25 „
Schiefer auf Schalung	80 „	Zink auf Holzschalung	40 „
Schiefer auf Winkleisen	50 „	Pappe auf Holzschalung	30 „

Diese Gewichte sind zur Reduktion auf den qm Horizontalprojektion durch den Cosinus des Dachneigungswinkels zu dividieren. Die Gewichte der unterstützenden Konstruktionen, als Fetten und Sparren, ergeben sich rechnerisch aus den erforderlichen Querschnitten derselben, wie diese durch die freitragenden Längen und Belastungen be-

dingt sind. Das Eigengewicht des Binders muß zunächst abgeschätzt werden und kann für die erste Berechnung für mittlere Spannweiten l und Binderabstände a , beides in Metern, ungefähr zu $l\sqrt{a}$ kg pro qm Horizontalprojektion angenommen werden.

Bisweilen werden Dachkonstruktionen auch noch dazu benutzt, um mit ihrer unteren Gurtung ein Gebälk zu tragen, welches entweder nur mit Eigengewicht zu $200 \frac{\text{kg}}{\text{qm}}$ oder auch mit Verkehrslast zusammen zu $750 \frac{\text{kg}}{\text{qm}}$ in Ansatz zu bringen ist.

Die stärkste Schneelast pfl egt zu 75 kg pro qm horizontale Fläche angenommen zu werden, was einer Schneeschicht von etwa 60 cm Höhe bei einem spezifischen Gewicht des Schnees von 0,125 entspricht. Auf einer schrägen Fläche ist die Schneehöhe die gleiche, als auf einer horizontalen Fläche; die Schneelast auf den qm einer unter Winkel α geneigten Fläche beträgt daher $75 \cdot \cos \alpha$. Auch bei beliebig gekrümmten Flächen ist die Schneehöhe überall die gleiche und ist daher durchweg pro qm Horizontalprojektion mit 75 kg in Rechnung zu stellen.

Der stärkste Winddruck beträgt erfahrungsgemäß $w_0 = 150 \text{ kg pro qm}$ einer zur Windrichtung senkrechten Fläche. Auf eine unter einem Winkel α gegen die Windrichtung geneigte Fläche kommt nicht mehr Wind, als auf eine Vertikalfläche zwischen denselben begrenzenden Horizontalebene n, also nur $w_0 \cdot \sin \alpha$ pro qm der geneigten Fläche. Dieser Druck trifft nun aber schräg gegen die gedrückte Fläche ein und läßt sich in zwei Komponenten normal und parallel zu dieser zerlegen. Nur die erstere mit dem Wert $w_0 \cdot \sin^2 \alpha$ kommt zur Geltung, während die andre, an der Fläche entlang gleitend, wirkungslos bleibt und höchstens Reibung erzeugt, welche nicht berücksichtigt zu werden braucht. Da jedoch die Windrichtung in Wirklichkeit nicht horizontal, sondern stets mehr oder weniger nach abwärts gerichtet ist, so pfl egt man den normal auf eine unter dem

Winkel α geneigte Fläche wirkenden Winddruck nicht mit $w_0 \cdot \sin^2 \alpha$, sondern mit $w \sin \alpha$ in Rechnung zu stellen, die Windstärke selbst aber dann nur $w = 100$ bis höchstens $w = 125$, je nach der Höhe und der mehr oder weniger geschützten Lage des Objekts, anzusetzen.

§ 17.

Behandlung der Sparren und Fetten.

Die Sparren, welche eine hölzerne Schalung oder Lattung aufzunehmen bestimmt sind, werden auch bei eisernen Dächern meistens aus Holz, und zwar in dem allgemein üblichen Querschnitt 10/13 cm hergestellt. Sie sind je nach der Anzahl der sie tragenden Fetten als gleichmäßig belastete Balken auf zwei oder mehr Stützen zu betrachten, welche, solange die angreifenden Lasten nur vertikal wirken (Eigengewicht und Schneelast), auch nur vertikale Gegenkräfte leisten. Ist das Eigengewicht des Daches, welches von der Art der Eindeckung abhängt, $= g$, die Schneelast $q = 75$ kg und die Sparrenteilung $= e$, so beträgt bei einem Dachneigungswinkel α die Vertikalbelastung des Sparrens pro lfd. m in der Horizontalprojektion $\left(\frac{g}{\cos \alpha} + q \right) e = p$. Ist nun c die freie Länge des Sparrens, im Grundriss gemessen, so entsteht daraus $\max M_1 = \frac{p c^2}{8}$. — Der normal zum Sparren gerichtete Winddruck beträgt $w = e \cdot 120 \sin \alpha$ pro lfd. m der wirklichen Länge des Sparrens. Diese ist $\frac{c}{\cos \alpha} = c_1$, und es entsteht das $\max M_2 = \frac{w \cdot c_1^2}{8}$. — Ist nun W das Widerstandsmoment des Sparrens, dessen Querschnittabmessungen mit b und h bezeichnet werden mögen, und σ die Materialbeanspruchung, so folgt aus $\Sigma M = W$ die Gleichung $\frac{p \cdot c^2 + w \cdot c_1^2}{8} = \frac{\sigma b h^2}{6}$, welche entweder, wenn $b = \frac{5}{7} h$ (günstigste Materialausnutzung beim rechteckigen

Querschnitt) und σ die zulässige Beanspruchung sein soll, die Sparrendimensionierung oder, wenn letztere wie üblich zu 10/13 cm angenommen wird, die sich daraus ergebende Beanspruchung liefert.

Bei flachen Dächern, etwa bis $\alpha = 20^\circ$, ist auch bei glatter Auflagerung des Sparrens auf den hölzernen Fetten die Druckübertragung in hinreichender Weise durch die Reibung vermittelt und eine Verschiebung der Sparren durch Schalung oder Lattung verhindert; doch pflegt eine einfache Nagelung des Sparrens zur weiteren Sicherung stets angewandt zu werden. Bei steileren Dächern werden die Sparren auf die Fetten aufgekämmt. Bei eisernen Fetten wird der Kamm noch durch einen Hakennagel (Fig. 57) gefestigt, der am oberen Ende eine Verbreiterung hat, um ein tieferes Einfressen in das Holz zu verhüten.

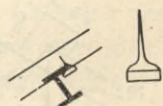


Fig. 57.

Die Fetten erhalten ihre Belastung durch die Sparren, welche wegen ihres verhältnismäßig geringen Abstandes von einander als gleichmäßig verteilt wirkende Belastung betrachtet werden. Die Befestigung hölzerner Fetten auf der Gurtung des eisernen Binders erfolgt am besten durch Verschraubung mit einem Winkeleisenstück (Fig. 58), welches auf die Gurtung aufgenietet wird. Die freie Länge der Fetten ist gleich dem Abstand a der Binder voneinander. Befindet sich zwischen der First- und Trauffette nur eine Mittelfette, ist also der Sparren dreimal gestützt, so ist unter Berücksichtigung der Kontinuität des Sparrens die Mittelfette mit $\frac{5}{8}$ und die Fußfette und Firstfette mit je $\frac{3}{16}$ der ganzen Sparrenlänge belastet anzunehmen; bei mehr als drei Fetten jedoch wird jede der Mittelfetten mit einem Fettenfeld, die Trauf- und Firstfette mit je einem halben Fettenfeld belastet gedacht. Ist die hiernach auf die Fettenbelastung entfallende Sparrenlänge in der Horizontalprojektion $= c$ und der Binderabstand $= a$, so entfällt also auf die

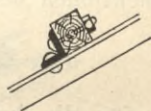


Fig. 58.

Fette eine vertikale Belastung $p = \left(\frac{g}{\cos \alpha} + 75 \right) a \cdot c$ und eine normal zur Dachfläche gerichtete Belastung

$$w = 120 \cdot \sin \alpha \cdot a \cdot c_1$$

wobei die wirkliche Länge der betreffenden Sparrenstrecke, mit $c_1 = \frac{c}{\cos \alpha}$ bezeichnet ist. Die letztere erzeugt

ein Maximalmoment $M_1 = \frac{w \cdot a}{8}$. Das von der ersteren

herrührende Maximalmoment $M_2 = \frac{p a}{8}$ läßt sich in ein

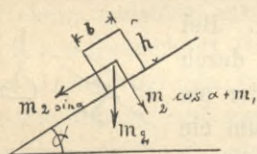


Fig. 59.

normal gerichtetes $M_2 \cos \alpha$ und ein in Richtung der geneigten Dachfläche wirkendes $M_2 \sin \alpha$ zerlegen (Fig. 59). Es wirkt also normal zur Dachfläche $M_1 + M_2 \cos \alpha$ und in der Ebene der Dachfläche $M_2 \sin \alpha$.

Die beiden einander diagonal gegenüberliegenden Punkte des Fettequerschnitts, x und y , erhalten die größte Druck- bzw. Zugspannung. Beide Beanspruchungen sind einander gleich und zwar, wenn wieder mit b und h die Querschnittsdimensionen der hölzernen Fette bezeichnet werden, ist

$$\sigma_{\max} = \frac{6 (M_1 + M_2 \cos \alpha)}{b h^2} + \frac{6 M_2 \sin \alpha}{h b^2},$$

da für die beiden zueinander rechtwinklig wirkenden Angriffsmomente auch die beiden verschiedenen, ihnen entsprechenden Widerstandsmomente in Betracht kommen.

Bei flachen Dächern hat $M_2 \sin \alpha$ einen fast verschwindenden Wert und es kommt vorzugsweise $M_2 \cos \alpha + M_1$ zur Geltung. Deshalb empfiehlt es sich, dann auch wieder das Verhältnis $b : h = 5 : 7$ anzuwenden. Für eiserne Fette findet bei flachen Dächern das I Profil geeignete Verwendung, dessen wirksames $W = \frac{J_{\max}}{h/2}$ gut zur Geltung kommt, während das geringere $W' = \frac{J_{\min}}{b/2}$ in der Regel noch ausreichend ist.

Bei steileren Dächern kann man den Rechteckquerschnitt der hölzernen Fetten durch geeignete Veränderung des Verhältnisses $b : h$ den Umständen so anpassen, daß die Materialausnutzung die günstigste wird, während bei eisernen Fetten die Beschaffung eines ausreichenden W' mit Schwierigkeiten verknüpft ist. Man kann das \sqcap Profil zu diesem Zweck verstärken durch Aufnieten von Lamellen, welche bis um das Dreifache ihrer Dicke über die Flansche herausragen dürfen und hauptsächlich dazu bestimmt sind, ein stärkeres W' zu liefern. Besser noch ist die Verwendung zweier mit den Rückenseiten der Stege zusammengenieteteter \square Eisen, die ev. ebenfalls noch mit Lamellen versehen werden können. Ein Winkeleisen, welches zwei gleich große Trägheitsmomente parallel zu den beiden Schenkeln hat, wird in den seltensten Fällen ausreichend sein; ebensowenig ein **Z** Eisen, welches bei zu großer Höhe eine zu geringe Flanschbreite hat. Verwendet man jedoch diese Profile, so sind dieselben so anzuordnen, daß die Druckrichtung der Sparrenlast in günstiger Weise unterstützt ist (Fig. 60). Ein sehr zweckmäßiges Fettenprofil erhält man dagegen aus zwei zu einem **Z** vereinigten Winkeleisen, wozu

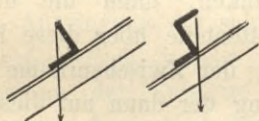


Fig. 60.



Fig. 61.

je nach Bedarf auch ungleichschenklige Winkeleisen geeignet sind, deren längere Schenkel dann in die Dachneigung zu liegen kommen, wodurch man dann wirksame Widerstandsmomente nach beiden Richtungen erhält (Fig. 61).

Die genaue Ermittlung der Spannungen in unsymmetrischen Querschnitten ist sehr umständlich und erfordert Kenntnis der Hauptachsen, der Trägheitsellipse und der ganzen darauf bezüglichen Theorie. Für die Praxis genügend genaue Resultate liefert die Zugrundelegung der bequemen, den Schenkeln parallelen Axen.

Die Sparrenteilung ist so anzuordnen, daß über jedem Binder ein Sparren liegt und die Binderentfernung möglichst in eine ungerade Anzahl Sparrenfelder geteilt wird, damit kein Sparren gerade in die Mitte der Spannweite fällt; das Maximalmoment wird auf diese Weise geringer.

Der Fetteinstoß, bei Eisenprofilen in der üblichen Weise durch Verlaschung bewirkt, läßt sich auch in Holz durch Verwendung des schrägen verbolzten Hakenstoßes (Fig. 62a)

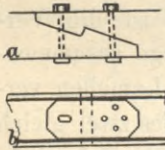


Fig. 62.

fast kontinuierlich herstellen und wird dann nicht auf dem Binder, sondern möglichst an den Stellen angeordnet, wo das Biegemoment der kontinuierlichen Fette gleich Null ist, also in einem Abstand vom unterstützenden Binder von etwa $\frac{1}{3}$ der Spannweite. Erfolgt der Stoß jedoch über dem

Binder, so darf eine derartig kontinuierlich wirkende Verbindung nicht Verwendung finden, damit nicht Momente daselbst entstehen, welche der Stoß nicht würde vertragen können.

Bei Zwillingsbindern und großen Binderabständen kann man die letzteren zunächst durch beiderseitig ausgelegte Konsolkonstruktionen einschränken, dann die über den Zwillingsbindern liegenden Fetteile über diese Konsolen hinaus beiderseits auf etwa $\frac{1}{3}$ der Zwischenräume hinausragen lassen. Zur Überdeckung der dann auf diese Weise reduzierten freien Längen erhält man dann beiderseits mit schwebenden Stößen angeschlossene Fetteile, für welche annähernd das gleiche Profil erforderlich ist, als für die über die Zwillingsbinder gestreckten, beiderseits ausladenden Fetteile. Bei der Laschenverbindung des schwebenden Stoßes werden die Laschen nur an dem über die Binder gestreckten Fetteilen fest angenietet. Der Fetteil des Intervalls stützt sich nur auf einen einzigen Schraubenbolzen, welcher der Temperaturdehnung wegen in einem ovalen Loch der andern Laschenhälfte ruht, so daß eine vollständige Gelenkverbindung entsteht (Fig. 62b).

Bei noch größeren Binderabständen, wo man auch unter

Anwendung dieser Konstruktionsart nicht mehr mit den üblichen Profilen auskommt, muß man zur Anordnung einfach oder mehrfach armierter Konstruktionen greifen. Im letzteren Fall kann man die Fetten als zwei Fischbauchträger ausbilden mit einer gemeinschaftlichen, aus einem Winkeleisen bestehenden geradlinigen Gurtung, während die beiden gekrümmten Gurtungen mit den zugehörigen Gitterstäben in zwei zu einander rechtwinkligen Ebenen liegen, deren eine normal zur Dachfläche, die andere parallel zur Dachfläche sich erstreckt.

§. 18.

Glasdächer und Oberlichte.

Glasflächen erhalten möglichst Neigungswinkel von nicht unter 40° . Flacher geneigte Glasdächer sind schwer dicht zu erhalten, auch bleibt der Schnee darauf liegen und verursacht leicht Brüche; die nötige Entfernung desselben ist lästig. Ferner lagern sich Staub, Schmutz und Rufs leicht auf flachen Dächern und beeinträchtigen die Helligkeit. Endlich haftet bei flacherer Neigung das Schweißwasser nicht mehr genügend am Glase und Eisen und macht durchweg die Anbringung der sehr kostspieligen Schweißwasser-rinnen erforderlich, welche bei steileren Dächern bis auf die eine an der Fußfette stets erforderliche wegfallen können, sofern keine Zwischenfetten vorhanden sind, die den regelmäßigen Ablauf des Schweißwassers stören, und daher zu vermeiden sind.

Man baut deshalb für die Anordnung von Oberlichtkonstruktionen bei im übrigen flachen Dächern entweder einen Teil derselben steiler heraus, was zur Verwendung des Kavaliertügers als Dachbinder führt, oder man gibt den beiden Flächen eines Satteldachs verschiedene Neigungswinkel, wodurch die sogenannten Schettdächer entstehen. Die erstere Anordnung ist vorzuziehen; sie ist billiger in der Herstellung und Unterhaltung, weil die Flächen an sich kleiner sind; ferner liefert sie eine gleichmäßigere Be-

leuchtung des darunter liegenden Raumes und hat den Vorzug, dafs sich keine Schneesäcke bilden.

Das zur Eindeckung dienende Glas ruht auf Sprossen von \perp oder I Querschnitt; bisweilen kommt auch der + Querschnitt zur Verwendung, doch ist bei letzterem die Materialverteilung eine ungünstigere. Sprossen aus \perp Eisen empfehlen sich für geringere Sprossenlängen, weil diese Profile auch in ganz kleinen Querschnittdimensionen zu haben sind, die sich bei ihnen leichter herstellen lassen. Die Fetten zur Unterstützung der Sprossen werden am zweckmässigsten aus je zwei zusammengenieteten \square \square Eisen, oder —|— Eisen hergestellt. Das erforderliche Widerstandsmoment der Sprossen und Fetten wird in bekannter Weise berechnet und danach die Profile gewählt.

Die Glastafeln liegen auf Filzdichtung mit oder ohne Kittfalz in den Sprossen und überdecken einander an den Fugen. Der Kittfalz bleibt, wo es nicht gerade auf ganz besonders genaue Dichtung ankommt, besser fort, damit das Glas, dessen Wärmeausdehnungskoeffizient $\frac{1}{1160}$ beträgt, sich bei Temperaturwechsel leichter bewegen kann. Die Überdeckung an den Fugen mufs 4 cm betragen; die dadurch bedingten dreieckigen Winkel zwischen Glastafel und Sprosse werden ausgefüllt mit Filz, Holz oder Eisen. An ihren

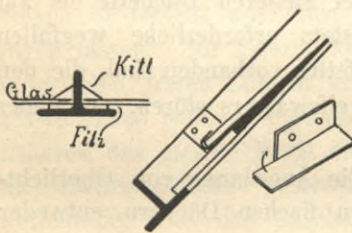


Fig. 63.

unteren Enden werden die Glastafeln durch Haken gehalten, welche aus Zinkblech-Winkelstücken mit einem ausgeschnittenen Lappen gebildet werden, indem der übriggebliebene vorhandene Lappen um die Glastafel gebogen wird;

eine namentlich wegen des bequemen Auswechslens einzelner Tafeln gute Konstruktion (Fig. 63).

Für die Glastafeln empfehlen sich Stärken von 5 bis 6 mm bei einer Sprossenteilung von 40—50 cm und Tafellängen von 50—100 cm. Solches Glas wird freilich noch

von aufsergewöhnlich schnell und schwer fallenden Hagelkörnern durchschlagen. Es werden jedoch vereinzelt infolgedessen notwendig werdende Reparaturen billiger, als wollte man das ganze Dach absolut sicher gegen das schwerste Hagelkorn machen, zumal, abgesehen von vereinzelt Fällen, der größte Teil des Bruchs nicht durch Hagelschlag, sondern durch anderweite Zufälligkeiten veranlaßt wird. Es ist daher Hagelschlag erst in zweiter Linie in Betracht zu ziehen, und für die Glasdimensionierung zunächst ruhende Last (Winddruck und Eigengewicht, bei flacheren Dächern auch Schnee) in Rechnung zu ziehen.

Man hat geblasenes und gegossenes Glas. Geblasenes Glas ist 2–5 mm stark und bricht bei $350 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ Beanspruchung. Gufsglas wird in Stärken von 4–25 mm angefertigt und bricht bei $250 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ Beanspruchung.

Sprossenteilungen von weniger als 40 cm würden zu viele Fugen ergeben, und jede Fuge ist nur ein notwendiges Übel; auch würde außerdem die freie Lichtfläche durch die dicht beieinander liegenden vielen Sprossen zu sehr beeinträchtigt werden. Glastafeln von mehr als 1 m Länge würden die Erzielung einer gleichmäßigen Auflagerung zu sehr erschweren; bei Längen von weniger als 50 cm würde, neben der dadurch entstehenden schädlichen Vermehrung der Fugen, zuviel Material durch die erforderlichen gegenseitigen Überdeckungen verloren gehen.

Die einzelnen Glastafeln sind schräg abzuschneiden, damit das Schweißwasser, daran entlang laufend, seinen Weg an der Sprosse entlang fortsetzen bzw. bei flacheren Dächern sich in den Schweißrinnen der Sprossen ansammeln kann.

Die Glasscheiben werden in der Regel auf einer Seite mattiert, was gegen direkte Einwirkung der Sonnenstrahlen schützt und ein mildes Licht gibt.

Die Berechnung der Binder.

Der Binderberechnung muß die Berechnung der äußeren Dachkonstruktion (Eindeckung, Fetten, Sparren, ev. Oberlicht) vorhergehen, um daraus die Knotenpunktlasten des Binders zu bestimmen. Hierbei rechnet man mit Lasteinheiten, wie diese sich auf den qm der Horizontalprojektion reduziert ergeben. Aus den so gewonnenen Knotenpunktlasten, zu welchen entsprechende Anteile des Bindereigengewichts zuzuschlagen sind, werden dann die auf das System wirkenden Auflagerreaktionen bestimmt und nach einer der bekannten Berechnungsmethoden die Spannungen der einzelnen Stäbe ermittelt, wie dieselben durch Eigengewicht und Schneelast hervorgerufen werden. Man läßt das Eigengewicht des Binders vielfach mit den übrigen Belastungen zusammen nur in den oberen Knotenpunkten angreifen. Bei genauerer Berechnung ist jedoch darauf Rücksicht zu nehmen, daß ein Teil desselben auch auf die unteren Knotenpunkte entfällt, doch genügt es, wenn man durchschnittlich $\frac{2}{3}$ auf die oberen und $\frac{1}{3}$ auf die unteren Knotenpunkte rechnet. Unter Umständen ist noch eine besondere Berechnung in derselben Weise für einseitige Schneelast vorzunehmen, nämlich sofern es sich um Binder mit Endvertikalen (cfr. § 9) oder um solche handelt, in welchen bei voller Belastung einzelne Stäbe spannungslos bleiben. Nur auf diese braucht sich dann eine solche Berechnung zu erstrecken. Alsdann sind noch zwei Winddruckberechnungen aufzustellen, und zwar einmal unter Annahme der Windrichtung von der Seite des festen, das andere Mal von der Seite des beweglichen Auflagers. Im letzteren ist die Reaktion stets vertikal und daher nicht nur die andere Reaktion in den beiden verschiedenen Fällen einmal nach außen, das andere Mal nach innen gerichtet, sondern es wird auch die Horizontalkomponente derselben im letzten Fall um den Betrag der Horizontalkomponente des auf die Fußfette am losen Auflager entfallenden Winddrucks vermehrt, da diese von dem nur verti-

kalen Gegendruck leistenden Gleitlager nicht aufgenommen werden kann und daher als äußere Kraft zu berücksichtigen ist, welche auf das feste Auflager übertragen werden muß und daher die Stabspannungen im System beeinflusst. Es kommen dadurch also in beiden verschiedenen Fällen auch verschiedene Beanspruchungen in die Binderstäbe. Namentlich bei steileren Dächern ergibt die Annahme des Winddrucks vom losen Auflager bisweilen Druckbeanspruchung in sonst nur gezogenen Stäben und bedingt dann die Verwendung knickfester Stabprofile. Es werden also für beide Fälle die lediglich vom Winddruck herrührenden Knotenpunktlasten und die allein dadurch bedingten Reaktionswerte ermittelt, und dann die daraus entstehenden Winddruckspannungen berechnet.

Die aus allen diesen Berechnungen gewonnenen Resultate werden schließlich tabellarisch zusammengestellt, und die absolut größten Beanspruchungen addiert. In dieselbe Tabelle pflegt man dann auch noch die hiernach gewählten Profile, ihre Querschnittflächen und bei gedrückten Stäben auch die Trägheitsmomente bzw. bei gleichzeitig auf Biegung beanspruchten Stäben ebenfalls die Widerstandsmomente, ferner die tatsächlich stattfindenden maximalen Materialbeanspruchungen und endlich auch die gewählte zum Anschluß erforderliche Nietenzahl, den Nietquerschnitt und die tatsächliche Nichtbeanspruchung aufzunehmen.

Bei flachen Dächern, wie sie in der Praxis meistens vorkommen, begnügt man sich vielfach damit, daß man neben Eigengewicht und der totalen Schneelast gleichzeitig ebenfalls beiderseitige Belastung durch die Vertikalkomponente des normalen Winddrucks annimmt, welche bei einem Dachneigungswinkel α den Wert $125 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ ergibt und mit der aus der Summe dieser Belastungen sich ergebenden gleichzeitigen Totalbelastung des ganzen Daches die Stabspannungen des Bindersystems aus nur einer einheitlichen Berechnung ermittelt.

Einer besonderen Berücksichtigung bedürfen freistehende Hallendächer, welche auch von unten her dem Windangriff

ausgesetzt sind und daher auch für eine aufwärts wirkende Belastung die erforderliche Stabilität besitzen müssen. In noch wesentlich erhöhtem Grade gilt dies dann, wenn dieselben auf einer Seite geschlossen sind, so daß der Wind von der offenen Seite her eindringen und sich darunter fangen kann. In die mit nebenstehend (Fig. 64) skizzierten

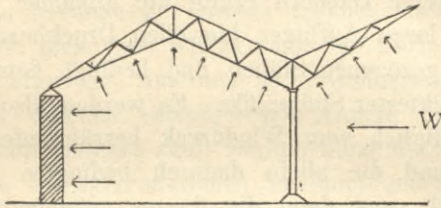


Fig. 64.

freistehenden Satteldach und überstehenden Perrondach überdeckte, links mit einer festen Wand abgeschlossene Halle z. B. jagt der von rechts kommende Wind hinein, staucht sich vor der massiven Hinterwand und entwickelt seine Kraft nun aufwärts. Dabei ist seine Wirkung auf die linke Satteldachseite normal gerichtet mit voller Stärke wie auf die Wand selbst (125 kg) anzunehmen, während für die rechte Satteldachseite eine Annahme von 50 kg normal von innen wirkend ausreichend ist. Auf das freitragende Perrondach ist die Windwirkung seiner Dachneigung entsprechend aber ebenfalls von unten her normal gerichtet anzunehmen. Dabei wird die Säule dann eventuell auf Zug beansprucht und ist daher zu verankern. Zur Vermeidung von Biegungsspannungen, wenn diese nicht bei Berechnung der Säule besonders berücksichtigt werden, muß dieselbe sowohl oben als unten in Kugelscharnieren montiert sein. Die Mauer hat dann allein den ganzen Winddruck und den daraus resultierenden Horizontaldruck vom ganzen Dach aufzunehmen und muß dementsprechend eventuell unter Anordnung von Verstärkungspfählern konstruiert sein.

Bei nicht zu steilen Bogendächern, deren Fuß nicht steiler als unter 30° gegen die Horizontale ansteigt, kann man sich damit begnügen, eine Tangentialebene in $\frac{1}{3}$ der

Scheitelhöhe an die Dachfläche zu legen und normal zu dieser Tangentialebene den gesamten Winddruck, soweit derselbe auf das Dach trifft, annehmen (Fig. 65). Bei

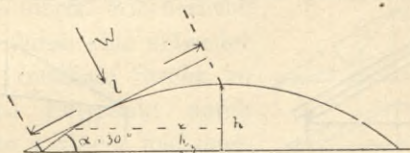


Fig. 65.

steileren Bogendächern hat man wegen des variablen Neigungswinkels der einzelnen Felder für jedes einzelne den Winddruck besonders zu berechnen und je zur Hälfte auf die begrenzenden beiden Knotenpunkte zu übertragen. Man vereinigt jedoch zweckmäßigerweise nicht die beiden von zwei Nachbarfeldern auf den dazwischen liegenden Knotenpunkt entfallenden Winddruckkräfte zu einer gemeinschaftlichen Resultante, sondern stellt die Einzelkräfte jede für sich (Fig. 66) sowohl bei analytischer Behandlung in die Momentengleichungen, als auch bei der graphischen Methode einzeln im Kräfteplan aneinandergereiht in Rechnung.

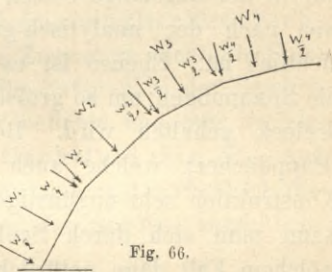


Fig. 66.

§ 20.

Die Binderformen der Satteldächer.

Der einfachste Satteldachbinder ist der lediglich durch zwei gegeneinander gestützte Gurtungen gebildete Dreiecksbinder. Auf dem oberen Knotenpunkt und auf den Auflagern liegen die Fetten und auf diesen die Sparren. Die letzteren tragen sich bei dem üblichen Querschnitt von $\frac{10}{13}$ bis 4 m im Grundriss gemessen frei. Das einfache Dreieck ist daher nur anwendbar bis 8 m Spannweite. Die Gurtungen

bilden miteinander ein Sprengwerk (Fig. 67), welches einen Seitenschub ausübt. Um diesen aufzuheben, werden ihre Fußpunkte durch eine Zugstange miteinander verbunden, welche zur Vermeidung ihrer Durchbiegung am Scheitelpunkt

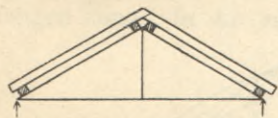


Fig. 67.

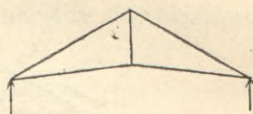


Fig. 68.

durch ein Hängeeisen aufgehängt wird. Um unterhalb der Zugstange möglichst viel Raum zu gewinnen, kann man dieselbe durch Verkürzung des Hängestabs anheben (Fig. 68). Die Spannungen werden dann jedoch größer und zwar nicht nur in der Zugstange selbst, sondern auch in den Gurtungen, was nach der analytisch-graphischen Methode direkt ersichtlich ist. Ebenso ist es auch leicht zu erkennen, daß die Spannungen um so größer werden, je flacher das Bänderdreieck gehalten wird. Bei sehr flachen Dachneigungen (Pappdächer), welche auch noch den Nachteil des für die Konstruktion sehr ungünstigen allzukleinen Winkels α haben, kann man sich durch Senkung der Zugstange helfen, in welchem Fall dann natürlich ein Druckstab zwischen ihrem Knickpunkt und den Scheitel zu setzen ist (Fig. 69). Die Spannungen werden dadurch verringert und die ganze Konstruktion kann dann leichter gehalten werden.



Fig. 69.

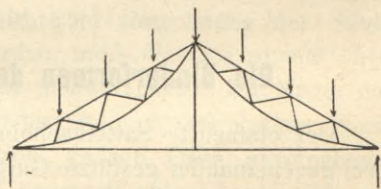


Fig. 70.

Das durch Systeme II. Ordnung armierte Dreieck (Fig. 70), welches Verwendung findet, wenn man zahlreiche Fetten (z. B. für Wellblecheindeckung) aufbringen will, verträgt die doppelte Spannweite, ist also als reines Fettendach anwendbar

bis zu 16 m Spannweite. Für die Anordnung der Zugstange gilt dasselbe wie zuvor.

Für Sparrendächer von mehr als 8 m Spannweite verlangen die Sparren noch eine Unterstützung in der Mitte (Fig. 71). Die hierfür erforderliche Mittelfette ist durch eine entweder normale oder vertikale Strebe zu stützen, deren Fußpunkt durch zwei nach dem Auflager und nach dem Scheitel zu spannende Zugstangen aufgehängt wird.

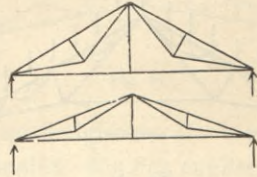


Fig. 71.

Bei steileren Dächern ist die normale Strebe vorzuziehen, welche mehr zur Aufnahme des dann stärkeren Einflusses übenden Winddrucks geeignet ist (französischer Dachstuhl); bei flacheren Dächern ist die vertikale Strebe berechtigt, um die Schneelast wirksamer tragen zu helfen (englischer Dachstuhl). Verbindet man durch die Zugstange nicht die Fußpunkte der Gurtungen, sondern die Fußpunkte der Streben miteinander, so entsteht der sehr beliebte und sehr zweckmäßige sogenannte Polonceau-Dachstuhl (Fig. 72). Aus dem letzteren kann man den deutschen Dachstuhl ableiten, indem man die Fußpunkte der Streben zusammen-

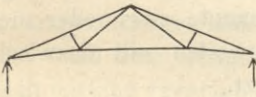


Fig. 72.

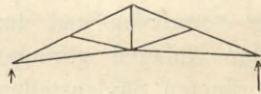


Fig. 73.

führt, wodurch ein Knotenpunkt und die mittlere Zugstange gespart wird (Fig. 73). Damit dann aber die Streben nicht zu lang werden und nicht zu tief hinabreichen, stellt man sie flacher als normal zur Gurtung. Dadurch werden die Spannungen aber wieder vergrößert und die vorige Ersparnis infolge der erforderlich werdenden schwereren Profile wieder aufgehoben.

Diese Binderformen, deren Gurtungen auch als einfache Armierung des Dreieckbinders aufgefaßt werden können, sind für Sparrendächer verwendbar bis zu 16 m Spannweite,

lassen sich aber auch zu reinen Fettendächern weiterarmieren (Fig. 74) und können als solche bis zu ihrer doppelten Spannweite, also bis 32 m, Anwendung finden.

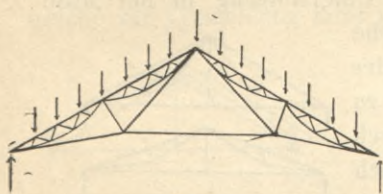


Fig. 74.

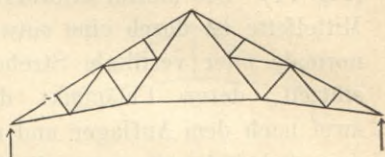


Fig. 75.

Durch fortgesetzte Vervielfältigung des Hauptsystems kann man nun weitergehen und erhält auf diese Weise den sogenannten doppelten Polonceau-Dachstuhl (Fig. 75), welcher mit seiner beiderseitigen dreifachen Mittelunterstützung für Sparrendächer bis zu 32 m Spannweite ausreicht und zum reinen Fettendachbinder armiert, bis auf das doppelte davon, also bis 64 m Spannweite anwendbar wäre. Derartig weit gespannte Dachkonstruktionen sind jedoch, ganz abgesehen von der Schwierigkeit ihrer Montage, auch schon wegen der mit den Spannweiten immer mehr wachsenden Stärken der Stabprofile ökonomisch unvorteilhaft und werden daher, falls nicht aufsergewöhnliche Verhältnisse vorliegen, besser vermieden und durch sogenannte zwei- oder mehrschiffige Anlagen geringerer Spannweiten mit dazwischen angeordneten Säulenstellungen ersetzt.

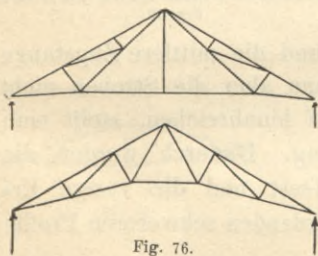


Fig. 76.

Bei Spannweiten zwischen 16 und 24 m genügt jederseits eine zweimalige Unterstützung der Sparren, woraus der belgische Dachstuhl (Fig. 76) entsteht, dessen Zugstange entweder zwischen den oberen Strebenfüßen oder zwischen den unteren verspannt sein kann, im letzteren Fall aber zur Vermeidung ihrer Durchbiegung am Scheitel aufgehängt werden muß. In einer diesem System entsprechenden Weise läßt

sich auch der englische (Fig. 77) und der deutsche (Fig. 78) Dachstuhl erweitern.

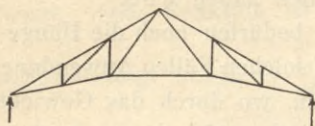


Fig. 77.



Fig. 78.

Hiernach ist dann das System des belgischen Dachstuhls durch Drucknormalen und Zugdiagonalen, das des englischen durch Druckvertikalen und Zugdiagonalen und das des deutschen durch gradlinig zusammenlaufende untere Gurtungen, Zugvertikalen und Druckdiagonalen charakterisiert. Besser jedoch läßt man statt der letzteren Anordnung sich die Gitterstäbe derart an die mittlere Zugvertikale anschließen, daß die Knotenpunkte des Untergurts normal unter die Mitten zwischen den Knotenpunkten des Obergurts fallen. Die Lage der letzteren ist in allen Fällen durch die Lage der zu tragenden Fetten bedingt.

Zur Beseitigung sehr spitzer Winkel am Auflager kann man bei flachen Dächern und großen Spannweiten auch vertikale Endpfosten anwenden (Fig. 79) und den Binder aus zwei trapezförmigen Hälften entweder nach dem letztgenannten

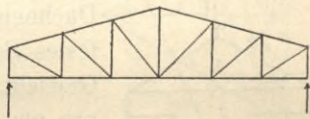


Fig. 79.

Prinzip mit lauter geneigten Wandgliedern oder auch mit Vertikalen und Diagonalen in regelrechter Felderteilung zusammensetzen. Vertikale Glieder eignen sich zwar sehr gut zur Anbringung eines Windverbandes, wie ein solcher namentlich bei langen freien Hallen zur Sicherung gegen den Einfluß des Winddrucks sehr wünschenswert ist; im allgemeinen sind sie jedoch nicht zu empfehlen, und auch die etwa anzuordnenden Endvertikalen nur als notwendige Übel zu betrachten, da es lediglich darauf ankommt, die beiden Gurtungen so gegeneinander durch Füllungsglieder zu versteifen, daß sie die Belastungen in zweckmäßigster Weise nach den Auflagern hin zu übertragen imstande sind.

Es ist also eine vollständig freie und beliebige Anordnung statthaft, welche sich vornehmlich nach dem geringsten Materialverbrauch zu richten haben wird.

Einer besonderen Erwähnung bedürfen noch die Hängewerkdachstühle (Fig. 80), welche in solchen Fällen Anwendung finden, wo durch das Gewicht eines etwa über einem großen Saal aufzuhängenden Gebälks die untere Gurtung belastet wird. Je nach der Anzahl der aufzuhängenden Unterzüge entsteht dann der doppelte und der mehrfache Hängewerkdachstuhl gewissermaßen als Umkehrung der Polonceau-Konstruktionen.

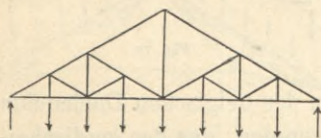


Fig. 80.

§ 21.

Behandlung einzelner Satteldachbinder.

I. Der einfache Dreiecksbinder, Fetten und Sparren eines Pappdachs tragend (Fig. 81). Spannweite $l = 7,8$ m, Binderabstand $a = 3,8$ m. Dachneigungswinkel $\alpha = 25^\circ$. Links festes Scharnierlager, rechts Gleitlager. Gewicht des Pappdachs auf Schalung pro qm Dachfläche 30 kg, also pro qm Grundrifs $\frac{30}{\cos 25} = 33$ kg. Dazu

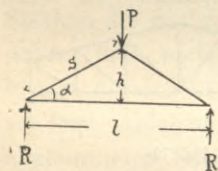


Fig. 81.

Sparren und Fetten pro qm ca. 25 kg, macht zusammen 58 kg. Dazu kommt 75 kg Schneelast und $7,8 \sqrt{3,8} = 15$ kg Anteil vom Bindergewicht, also im ganzen 148 oder rund 150 kg pro qm Vertikalbelastung. Der Wind drückt mit $120 \cdot \sin 25 = 51$ kg normal zur Dachfläche, und unter Vernachlässigung seiner Horizontalkomponente mit $51 \cdot \cos \alpha = 46$ kg vertikal. Die Totallast inkl. vertikalem Winddruck ist also $150 + 46 = 196$ kg pro qm Grundrifs.

Für die Ermittlung der Systemspannungen genügt es, die Last im Scheitelpunkt zu kennen, welche also hiernach

$$Q = \frac{7,8}{2} \cdot 3,8 \cdot 150 + \frac{7,8}{2} \cdot 3,8 \cdot 46 = 2220 + 680 = 2900$$

beträgt. Jede Reaktion ist also $R = \frac{2900}{2} = 1450$. Die

Dachhöhe folgt aus $h = \frac{7,8}{2} \cdot \operatorname{tg} 25^\circ = 1,82$ m und die

Länge der Gurtung aus $s = \frac{7,8/2}{\cos 25^\circ} = 4,3$ m. Bezeichnet

nun S die Spannung in der Gurtung und Z die in der Zugstange, so folgt auf analytisch-graphischem Wege direkt

$$S : R = s : h \quad \text{und} \quad Z : R = \frac{l}{2} : h,$$

woraus $S = \frac{1450 \cdot 4,3}{1,82} = 3427$ und $Z = \frac{1450 \cdot 3,9}{1,82} = 3108$ folgt.

Soll der Winddruck einseitig und zwar von der Seite des festen Auflegers in seiner vollen normal zur Dachfläche gerichteten Stärke berücksichtigt werden (Fig. 82) und nicht seine Vertikalkomponente auf beiden Seiten zugleich als Belastung angenommen werden, so beträgt die im Scheitel wirkende Vertikallast nur $P = 2220$ und die daselbst normal zur Dachfläche angreifende Windkraft

$$W = \frac{4,3}{2} \cdot 3,8 \cdot 51 = 417.$$

Die Reaktion rechts ist vertikal, weil hier Gleitlager angenommen war; links ist Gröfse und Richtung unbekannt.

Analytisch findet sich hier

$$H = W \cdot \sin \alpha = 417 \cdot \sin 25^\circ = 176.$$

Ferner ist rechts

$$V_1 = \frac{P}{2} + \frac{W \cdot s}{l} = \frac{2220}{2} + \frac{417 \cdot 4,3}{7,8} = 1110 + 230 = 1340$$

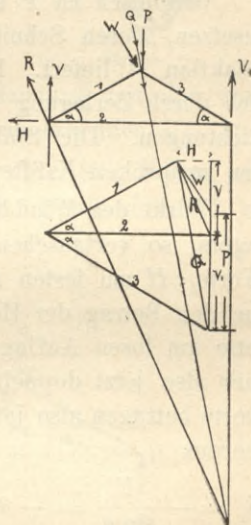


Fig. 82.

und daraus folgt links

$$V = P + W \cos \alpha - V_1 = 2220 + 417 \cos 25^\circ - 1340 = 1280.$$

— Bezeichnet man nun die Stabspannungen mit S_1 S_2 S_3 , so wird durch Zerlegen am linken Auflager $S_1 = -\frac{V}{\sin \alpha}$ (Druck) und $S_2 = H + S_1 \cos \alpha = W \sin \alpha + V \cdot \operatorname{ctg} \alpha$ (Zug); sodann am rechten Auflager $S_3 = -\frac{V_1}{\sin \alpha}$ (Druck). Es ergeben sich daraus die Spannungswerte

$$S_1 = -3026, S_2 = +2917 \text{ und } S_3 = -3170,$$

welche in diesem Fall durchweg geringer sind als die zuvor ermittelten.

Graphisch ist P und W zur Resultanten Q zusammensetzen, deren Schnitt mit V_1 die Richtung der andern Reaktion R liefert. Die Größen von R und V_1 ergeben sich durch Zerlegung der Resultante Q nach diesen beiden Richtungen. Die Stabspannungen findet man dann durch den reziproken Kräfteplan.

Wirkt der Winddruck von der Seite des losen Auflagers, so vertauschen die vertikalen Auflagerdrücke ihre Werte, H am festen Auflager ist nach innen gerichtet und um den Betrag der Horizontalkomponente des auf die Fußfette am losen Auflager entfallenden Winddrucks vermehrt, hier also jetzt doppelt so groß als zuvor. Die Reaktionswerte betragen also jetzt: $V = 1340$, $H = 352$, $V_1 = 1280$, woraus

$$S_1 = -\frac{V}{\sin \alpha} = -3170, S_2 = -H + S_1 \cos \alpha = +2520,$$

$$S_3 = -\frac{V_1}{\sin \alpha} = -3026 \text{ folgt.}$$

Graphisch verfährt man am einfachsten in der Weise (Fig. 83), daß man zunächst wieder im Scheitel die Vertikalast P mit der hier angreifenden Windkraft W zu Q vereinigt, dann die Resultante L aus Q und der Horizontal-

komponente $H_1 = W \sin \alpha$ des auf die Fußfette entfallenden Winddrucks konstruiert, deren Lage durch den Schnittpunkt von Q und H_1 bestimmt ist, während ihre Richtung und Länge aus dem Kräfteplan gewonnen wird. Nach dem Schnittpunkt dieser Resultanten L mit der vertikalen Reaktionsrichtung V_1 des Gleitlagers muß die Reaktion R des festen Auflagers gerichtet sein. Durch Zerlegen von L nach den Richtungen R und V_1 erhält man die Größe beider Reaktionen, und aus diesen und den äußeren Angriffskräften dann weiter die Stabspannungen S_1, S_2 und S_3 .

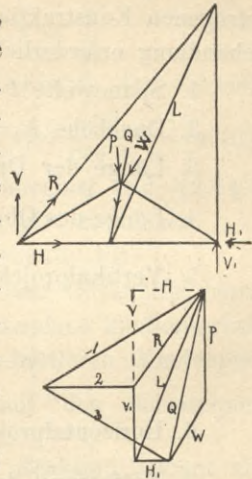
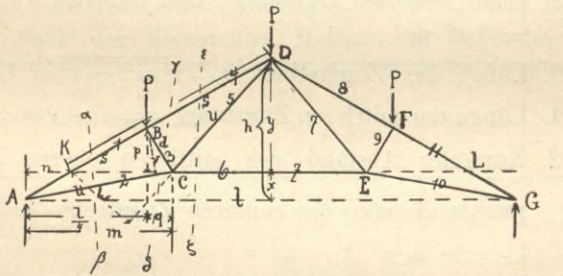


Fig. 83.

In beiden Fällen läßt sich bei der Einfachheit und Übersichtlichkeit der Kräftepläne leicht ihre Übereinstimmung mit den analytisch gewonnenen Rechnungsergebnissen erkennen.

II. Der einfache Polonceau (Fig. 84), Fette und Sparren eines Schieferdachs tragend. Spannweite 12 m,



Binderabstand 4,0 m. Links festes Scharnierlager, rechts Gleitlager. Ganze Dachhöhe 4,5 m. Daraus die Dachneigung rot $\alpha = 37^\circ$. Aus der zu 1,5 m gewählten Länge

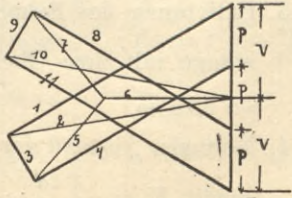


Fig. 84.

der Druckstreben ergeben sich durch Rechnung oder durch Abgreifen aus einem im größeren Maßstabe genau aufgetragenen Konstruktionsdiagramm die für die analytische Behandlung erforderlichen folgenden Abmessungen:

1. Spannweite $l = 12,0$ m.

2. Dachhöhe $h = 4,5$ m.

3. Länge der Druckstreben $d = 1,5$ m.

4. Länge des Obergurts $2s = \sqrt{h^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} = 7,5$ m.

5. Vertikalprojektion der Druckstreben

$$p = \frac{\frac{l}{2} \cdot d}{2s} = 1,2 \text{ m.}$$

6. Horizontalprojektion derselben $q = \frac{hd}{2s} = 0,9$ m.

7. Entfernung des unteren Knotenpunkts von der Auflagervertikalen $m = \frac{l}{4} + q = 3,9$ m.

8. Höhe der Zugstange über der Auflagerhorizontalen $x = \frac{h}{2} - p = 1,05$ m.

9. Höhe zwischen Zugstange und Scheitel $y = h - x = 3,45$ m.

10. Länge der Zugstreben $u = \sqrt{m^2 + x^2} = 4,04$ m.

11. Länge der mittleren Zugstange $z = l - 2m = 4,2$ m.

12. Normaler Abstand des mittleren oberen Knotenpunkts B von der unteren Zugstrebe $v = \frac{ds}{u} = 1,39$ m.

13. Entfernung des Schnittpunkts K der mittleren Zugstange mit dem Obergurt vom Scheitel $t = \frac{2sy}{h} = 5,75$ m.

14. Normaler Abstand der oberen Zugstrebe vom Schnittpunkt K $w = \frac{td}{u} = 2,14$ m.

15. Abstand des Schnittpunkts K von der Auflager-

$$\text{vertikalen } n = \frac{\frac{l}{2} \cdot x}{h} = 1,4 \text{ m.}$$

1. Eigengewicht und Schneelast. Das Schieferdach wiegt 80 kg pro qm Dachfläche, also $\frac{80}{\cos 37} = \text{rot } 100 \text{ kg}$ pro qm Grundrifs. Dazu 75 kg Schneelast und $12,0 \sqrt{4,0} = 24 \text{ kg}$ Anteil vom Bindergewicht, gibt zusammen

$$100 + 75 + 24 = 199 \text{ rot } 200 \text{ kg}$$

pro qm Grundrifs. Die Belastung einer Dachhälfte beträgt also $6,0 \cdot 4,0 \cdot 200 = 4800 \text{ kg}$. Bei Annahme kontinuierlicher Sparren entfällt davon auf jeden mittleren Knotenpunkt

$$P = \frac{5}{8} \cdot 4800 = 3000 \text{ kg} \text{ und auf den Scheitelpunkt}$$

$$P_1 = 2 \cdot \frac{3}{16} \cdot 4800 = 1800 \text{ kg. Jede Reaktion beträgt also,}$$

soweit die Systemspannungen davon abhängen, $V = V_1$

$$= \frac{13}{16} \cdot 4800 = 3900 \text{ kg, während die Lastanteile der Trauf-$$

fetten mit je $\frac{3}{16} \cdot 4800 = 900 \text{ kg}$ direkt in die Auflager gehen.

Die einzelnen Stabspannungen ermitteln sich nun analytisch nach der Ritterschen Methode in folgender Weise:

Schnitt	Stab	Drehpunkt	Momentengleichung	Spannung	Wert
$\alpha\beta$	1	C	$V \cdot m + S_1 \cdot d = 0$	$S_1 = -\frac{1}{d} \cdot V \cdot m$	$= -10140$
	2	B	$V \cdot \frac{l}{4} - S_2 \cdot v = 0$	$S_2 = \frac{1}{v} \cdot V \cdot \frac{l}{4}$	$= +8418$
$\gamma\delta$	3	C	$V \cdot m - P \left(m - \frac{l}{4}\right) + S_3 \cdot d = 0$	$S_3 = -\frac{1}{d} \left(V \cdot m - P \left(m - \frac{l}{4}\right)\right)$	$= -7740$
	4	A	$P \cdot \frac{l}{4} + S_4 \cdot s = 0$	$S_4 = -\frac{1}{s} \cdot P \cdot \frac{l}{4}$	$= -2240$
$\epsilon\zeta$	5	K	$V \cdot n + P \left(\frac{l}{4} - n\right) - S_5 \cdot d = 0$	$S_5 = \frac{1}{d} \left(V \cdot n + P \left(\frac{l}{4} - n\right)\right)$	$= +6840$
	6	D	$V \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{4} - S_6 \cdot y = 0$	$S_6 = \frac{1}{y} \left(V \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{4}\right)$	$= +4174$

Die entsprechend symmetrisch liegenden Stäbe der andern Dachhälfte erhalten die gleichen Spannungen:

$$S_7 = S_3, S_8 = S_5, S_9 = S_4, S_{10} = S_2, S_{11} = S_1.$$

Graphisch werden die Knotenpunktlasten PP_1P aneinandergereiht und ihre Summe in zwei gleiche Teile $V = V_1$ halbiert. Dann wird zuerst für den Auflagerpunkt A das Dreieck $V, 1, 2$, demnächst für den Knotenpunkt B das Viereck $P, 3, 4, 1$ und endlich für den Knotenpunkt C das überschlagene Viereck $2, 4, 5, 6$ gezeichnet, wobei sich aus den Richtungen ergibt, daß die Stäbe $1, 3, 4$ Druck erhalten, welche auch auf analytischem Wege negative Spannungswerte ergaben.

Die andere Hälfte des Kräfteplans liegt natürlich symmetrisch.

2. Winddruck vom festen Auflager. Ist der normal gerichtete Winddruck, welcher auf die ganze einseitige Fläche eines Binderfeldes trifft,

$$N = 120 \cdot \sin 37^\circ \cdot 7,5 \cdot 4,0 = 2160 \text{ kg,}$$

so entfallen davon

$$W = \frac{5}{8} N = 1350$$

auf die Mittelfette und

$$W_1 = \frac{3}{16} N = 405$$

auf die Firstfette und ein dem letzteren gleicher Betrag geht durch die Fußfette direkt ins Auflager. Um aber für das graphische Verfahren (Fig. 85) die Resultante in der Mitte zu erhalten, zieht man zunächst auch den letzteren Wert noch mit in Rechnung, hat dann

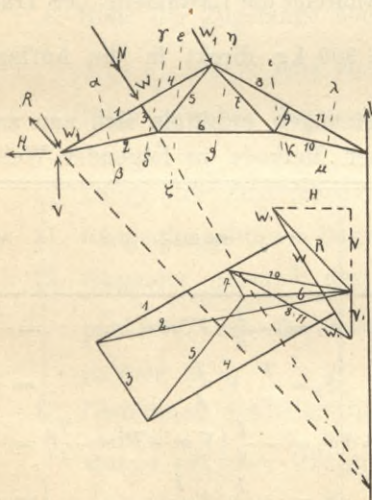


Fig. 85.

aber den zuvielgenommenen Betrag hernach wieder in Abzug zu bringen. Andernfalls müßte man die Lage der Resultante

tanten erst nach dem Hebelgesetz oder graphisch mittels Seilpolygon ermitteln, was umständlicher als das eingeschlagene Verfahren wäre.

Der Schnittpunkt der Resultanten mit der Vertikalreaktion V_1 des Gleitlagers liefert die von hier aus durch das feste Auflager verlaufende Richtung der andern Reaktion R , deren Gröfse sowie die der Vertikalreaktion V_1 des Gleitlagers sich durch Zerlegen der auf der Kraftlinie aneinandergetragenen Windkräfte $W_1 + W + W_1 = N$ nach diesen beiden Richtungen ergibt. Graphisch erhält man dann den reziproken Kräfteplan in folgender Weise: Der Linienzug $W_1, 1, 2, R$ für den Knotenpunkt A ; das Rechteck $W, 3, 4, 1$ für B ; das überschlagene Viereck $2, 4, 5, 6$ für C ; ferner: $3, W_1, 7, 8, 5$ für D . Es ergibt sich für den Knotenpunkt F , dafs $7 = 11$ und $9 = 0$ ist. Letzteres bestätigt sich durch den Linienzug $6, 8, 10$ für Knotenpunkt E . Endlich bildet das für den Stützpunkt G des losen Auflagers sich ergebende Dreieck $V_1, 10, 11$ den Abschluss des Kräfteplans.

Analytisch erhält man zunächst aus der Momentengleichung für A als Drehpunkt die Vertikalreaktion des losen Auflagers

$$V_1 = \frac{1}{l} (W_s + W_1 \cdot 2s);$$

dann ergibt sich aus der Gleichung Σ Vertikalkräfte $= 0$ die Vertikalkomponente der Reaktion des festen Auflagers

$$V = (W + W_1) \cos \alpha - V_1,$$

wobei $\cos \alpha = \frac{l/2}{2s}$ zu setzen ist. Endlich liefert die Bedingung Σ Horizontalkräfte $= 0$ die Horizontalkomponente der Reaktion des festen Auflagers $H = (W + W_1) \cdot \sin \alpha$,

wobei $\sin \alpha = \frac{h}{2s}$ zu setzen ist. Auf diese Weise ergeben sich die Werte $V_1 = 675$, $V = 729$, $H = 1053$.

Die Stabspannungen erhält man nun folgendermassen (bezüglich der Bezeichnungen vgl. Fig. 84):

Schnitt	Stab	Drehpunkt	Momentengleichung	Spannung	Wert
$\alpha\beta$	1	C	$S_1 \cdot d + V \cdot m + H \cdot x = 0$	$S_1 = -\frac{1}{d} (Vm + Hx)$	$= -2633$
	2	B	$S_2 \cdot v - V \cdot \frac{l}{4} - H \frac{h}{2} = 0$	$S_2 = \frac{1}{v} \left(V \frac{l}{4} + H \frac{h}{2} \right)$	$= +3278$
$\gamma\delta$	3	C	$S_3 d + V \cdot m + Hx = 0$	$S_3 = -\frac{1}{d} (Vm + Hx) = S_1$	$= -2633$
	4	A	$S_4 \cdot s + Ws = 0$	$S_4 = -W$	$= -1350$
$\varepsilon\zeta$	5	K	$S_5 \cdot w - V \cdot n - H \cdot x - W(t-s) = 0$	$S_5 = \frac{1}{w} (Vn + Hx + W(t-s))$	$= +2250$
	6	D	$S_6 \cdot y - V \frac{l}{2} - Hh + Ws = 0$	$S_6 = \frac{1}{y} \left(V \frac{l}{2} + Hh - Ws \right)$	$= +1174$

Die letzteren beiden Spannungen erhält man jedoch, wie auch die noch übrigen in einfacherer Weise, wenn man nicht, wie bisher das linke, belastete Fragment betrachtet, sondern das rechtsseitige, unbelastete, an welchem nur allein die Vertikalreaktion V_1 wirkt:

Schnitt	Stab	Drehpunkt	Momentengleichung	Spannung	Wert
$\varepsilon\zeta$	5	K	$S_5 \cdot w - V_1 (l-n) + W_1 \cdot t = 0$	$S_5 = \frac{1}{w} (V_1 (l-n) - W_1 t)$	$= +2255$
	6	D	$S_6 \cdot y - V_1 \cdot \frac{l}{2} = 0$	$S_6 = \frac{1}{y} V_1 \frac{l}{2}$	$= +1174$
$\eta\theta$	7	E	$S_7 \cdot d + V_1 m = 0$	$S_7 = -\frac{1}{d} V_1 m$	$= -1755$
	8	L	$S_8 w - V_1 n = 0$	$S_8 = \frac{1}{w} V_1 \cdot n$	$= +443$
$\iota\kappa$	9	G	$S_9 = 0$	$S_9 = 0$	$= 0$
$\lambda\mu$	10	F	$S_{10} v - V_1 \frac{l}{4} = 0$	$S_{10} = \frac{1}{v} V_1 \frac{l}{4}$	$= +1475$
	11	E	$S_{11} d + V_1 \cdot m = 0$	$S_{11} = -\frac{1}{d} V_1 m = S_7$	$= -1755$

3. Für Winddruck vom losen Auflager ist die Behandlung ganz der vorigen entsprechend. Die Vertikalreaktionen ergeben sich umgekehrt als zuvor, nämlich $V_1 = 729$

und $V = 675$. Die Horizontalreaktion am festen Auflager wird jedoch um die Horizontalkomponente $H_1 = W_1 \sin \alpha = 243$ des auf die Fußfette entfallenden Winddrucks W_1 größer als zuvor, so daß ihr Betrag auf $H = N \sin \alpha = 1296$ wächst.

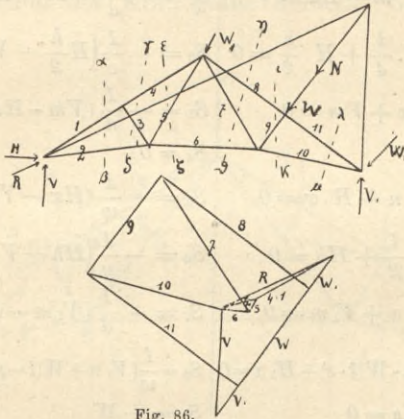


Fig. 86.

Graphisch (Fig. 86) wird wieder die Windresultante in der Mitte angenommen. Die beiden Reaktionswerte findet man wieder auf demselben Wege wie zuvor. Aus dem Umstande, daß R jetzt nach innen wirken muß, und ihrer Richtung nach zwischen die beiden Stäbe 1 und 2 fällt, folgt, daß diese jetzt beide Druckspannung erhalten, woraus sich dann ferner ergibt, daß auch die Stäbe 5 und 6 auf Druck beansprucht werden. Aus dem Kräfteplan, dessen Konstruktion im übrigen keinerlei Schwierigkeiten bereitet, ist dies ebenso ersichtlich, wie auch das Nullwerden der Spannung in der Druckstrebe 4 in der dem Winde abgekehrten Dachhälfte. Die einzelnen Polygonzüge sind: $R, 1, 2$ für A ; $1, 3$ (hin und zurück) für B ; $2, 5, 6$ für C ; $5, 3, W_1, 7, 8$ für D ; $7, W, 11, 9$ für F ; $9, 10, 6, 8$ für E ; und endlich $V_1, 10, 11, W_1$ für G . Aus letzterem Linienzug ist ohne weiteres ersichtlich, daß für die Stabspannungen nur die Horizontalkomponente von W_1 hier in Betracht kommt.

Analytisch ergibt sich ebenfalls dem vorigen Fall entsprechend:

Schnitt	Stab	Drehpunkt	Momentengleichung	Spannung	Wert
$\alpha\beta$	1	C	$S_1 \cdot d + V \cdot m - Hx = 0$	$S_1 = -\frac{1}{d}(Vm - Hx)$	$= -848$
	2	B	$S_2 \cdot v - V \cdot \frac{l}{4} + H \cdot \frac{h}{2} = 0$	$S_2 = -\frac{1}{v}\left(H\frac{h}{2} - V\frac{l}{4}\right)$	$= -641$
$\gamma\delta$	3	C	$S_3 d - Hx + Vm = 0$	$S_3 = -\frac{1}{d}(Vm - Hx) = S_1$	$= -848$
	4	A	$S_4 = 0$	$S_4 = 0$	$= 0$
$\varepsilon\zeta$	5	K	$S_5 w - V \cdot n + H \cdot x = 0$	$S_5 = -\frac{1}{w}(Hx - Vn)$	$= -194$
	6	D	$S_6 y - V \cdot \frac{l}{2} + Hh = 0$	$S_6 = -\frac{1}{y}\left(Hh - V\frac{l}{2}\right)$	$= -517$
$\eta\theta$	7	E	$S_7 d - H_1 x + V_1 m = 0$	$S_7 = -\frac{1}{d}(V_1 m - H_1 x)$	$= -1726$
	8	L	$S_8 w - V_1 m - W(t-s) + H_1 x = 0$	$S_8 = \frac{1}{w}(V_1 n + W(t-s) - H_1 x)$	$= +1620$
$\iota\kappa$	9	G	$S_9 s + Ws = 0$	$S_9 = -W$	$= -1350$
$\lambda\mu$	10	F	$S_{10} v - V_1 \frac{l}{4} - H_1 \frac{h}{2} = 0$	$S_{10} = \frac{1}{v}\left(V_1 \frac{l}{4} - H_1 \frac{h}{2}\right)$	$= +1180$
	11	E	$S_{11} d - H_1 x + V_1 m = 0$	$S_{11} = -\frac{1}{d}(V_1 m - H_1 x) = S_7$	$= -1726$

Setzt man die so gefundenen Beanspruchungen mit denen für Schnee und Eigengewicht zusammen, so ergibt sich zwar, daß in den sonst gezogenen Stäben 2, 5, 6 die jetzt auftretenden Druckspannungen von den früher ermittelten Zugspannungen zwar reichlich übertroffen werden, und auch selbst dann noch, wenn die Belastung durch Schnee, welche weniger als die Hälfte jener Belastung ausmacht, fortgelassen wird. Anders kann sich jedoch sehr wohl die Sache gestalten, wenn bei geringerem Eigengewicht die Dachneigung eine steilere ist. Dann kommt der Winddruck durch Multiplikation der größeren Fläche mit dem größeren Sinus des Dachneigungswinkels in beträchtlich größerem Maße zur Geltung, während das Eigengewicht an Einfluß verliert, so daß infolgedessen ein Überschufs der vom Winddruck hervorgerufenen Druckspannungen über die vom Eigengewicht herrührenden Zugspannungen eintreten kann.

III. Der belgische Dachstuhl läßt sich ebenso wie der englische und deutsche in einer ganz dem Polonceau entsprechenden Weise sowohl auf analytischem Wege leicht berechnen, als auch auf graphischem Wege behandeln, indem die Konstruktion der Kräftepläne keinerlei Schwierigkeiten bietet.

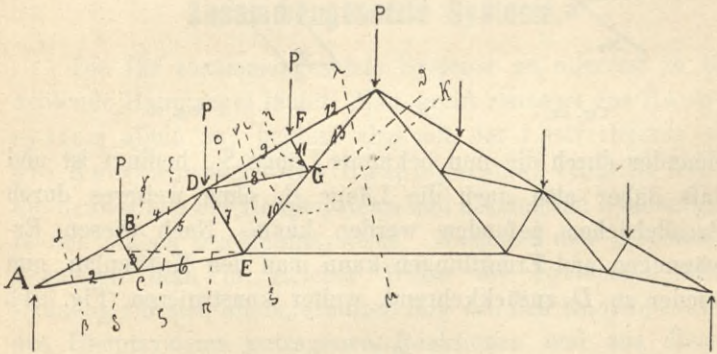


Fig. 87.

IV. Der doppelte Polonceau (Fig. 87) dagegen läßt sich nach diesen Methoden nur durch Anwendung eines bestimmten Kunstgriffs behandeln. Hat man nach erfolgter Lastverteilung auf die Knotenpunkte und Ermittlung der Reaktionen mit der Verzeichnung des Kräfteplans an einem Auflager begonnen, und hat die Polygone für die Knotenpunkte A , B , C aufgetragen, so kann man nur weiter konstruieren, wenn man sich klar macht, daß $S_5 = S_8$ sein muß. Andernfalls müßte man von C zunächst nach F gehen, wo man S_{11} in folgender Weise ermitteln kann:

Hier (Fig. 88) zerlegt sich die Last in die beiden Komponenten $p \cos \alpha$ normal zur Dachfläche und $p \sin \alpha$ in Richtung der Dachfläche. Es ist also unter allen Umständen S_9 um $p \sin \alpha$ größer als S_{12} , wie groß auch S_9 und S_{12} an sich sein mag, und auf diese Weise erhält man $S_{11} = p \cos \alpha$.

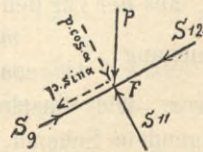


Fig. 88.

Geht man nun weiter an G , so erkennt man hier (Fig. 89)

ebenfalls, daſs, wie groſs auch die Spannungen S_{10} und S_{13} an sich sein mögen, ihr Abstand im Kräfteplan (Fig. 90) von

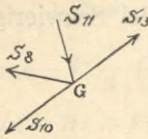


Fig. 89.

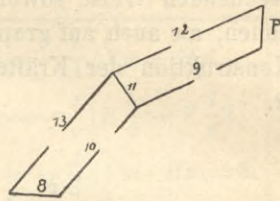


Fig. 90.

einander durch die nun bekannte Länge S_{11} bedingt ist und daſs daher also auch die Länge S_8 ohne weiteres durch Parallelziehen gefunden werden kann. Nach diesen Erwägungen und Ermittlungen kann man den Kräfteplan, nun wieder zu D zurückkehrend, weiter konstruieren (Fig. 91).

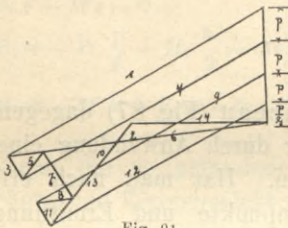


Fig. 91.

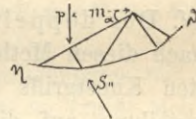


Fig. 92.

Ebenso muß man bei der analytischen Behandlung verfahren. Die Spannungen 7, 9, 10 lassen sich nicht direkt ermitteln, wenn man nicht zuvor die Spannung 8 berechnet, und diese dann als bekannt annimmt. Es ergibt sich beispielsweise (Fig. 92) durch den Schnitt $\eta\vartheta$ die Spannung S_{11} aus der für den Scheitelpunkt H aufgestellten Momentengleichung: $S_{11} \cdot \frac{m}{\cos \alpha} = p \cdot m$, folglich $S_{11} = p \cdot \cos \alpha$ wie zuvor. Die einzelnen Momentengleichungen sind nun nach folgendem Schema zu bilden (vgl. Fig. 87):

Schnitt	$\alpha\beta$	$\gamma\delta$	$\varepsilon\zeta$	$\eta\vartheta$	$\iota\kappa$	$\lambda\mu$	$\nu\xi$	$o\pi$
Stab	1 2	3 4	5 6	11 8	12 13 14	9 10	7	
Drehp.	$C B$	$A C$	$A D$	$H H$	$E J H$	$E J$	A	

Für die letzten drei Gleichungen muß S_8 als bekannt vorausgesetzt werden.

Auf welche Weise man einfacher den doppelten Polonceau behandeln kann, wird sich im folgenden zeigen.

§ 22.

Zusammengesetzte Systeme.

Die für zusammengesetzte Systeme zu allererst zu beachtende Hauptregel lautet: Man greift zunächst das Hauptsystem allein an; beginnt also mit der Lastverteilung auf die Knotenpunkte des Hauptsystems, ermittelt ferner die Reaktionen des Hauptsystems und alsdann die Spannungen in den Stäben des Hauptsystems. Nachdem dies geschehen, behandelt man in gleicher Weise die Systeme zweiter Ordnung für sich allein, ermittelt ihre von den Knotenpunkten des Hauptsystems getragenen Reaktionen und aus diesen schließlic die Stabspannungen der Systeme zweiter Ordnung als frei herausgetrenntes selbständiges System. Endlich folgt die Addition der Spannungen in den Stäben, welche gleichzeitig dem Hauptsystem und dem System zweiter Ordnung angehören.

I. Das Hauptsystem sei ein einfaches Dreieck; das armierende System zweiter Ordnung ein Gitterwerk mit parabolischem Untergurt, auf den 4 Knotenpunkten des Obergurts je eine Last p tragend (Fig. 93). Die Reaktionen desselben auf die Knotenpunkte des Hauptsystems sind also je $2p$.

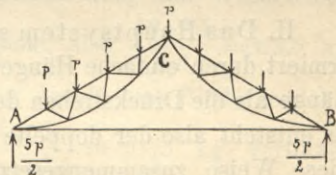


Fig. 93.

Der Scheitelpunkt des Hauptsystems ist also belastet mit $2 \cdot 2p + p = 5p$, und die für das Hauptsystem wirkenden Reaktionen sind je $= \frac{5}{2}p$. Für die Spannweite l und

die Dachhöhe h ist die Obergurtlänge $s = \sqrt{h^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}$.

Auf graphisch-analytischem Wege folgt sofort die Spannung der Gurtung $S = \frac{5p}{2} \cdot \frac{s}{h}$ und die der Zugstange

$$Z = \frac{5p}{2} \cdot \frac{l}{h} = \frac{5pl}{4h}.$$

Für das System zweiter Ordnung ergeben sich die Spannungen 1 bis 15 nach dem reziproken Kräfteplan (Fig. 94) graphisch oder auch analytisch für die Reaktionen je $2p$. Schliesslich sind die Spannungen 1, 4, 8, 12, 5 je um die Spannung S des Hauptsystems zu vermehren, während die übrigen, sowie Z unverändert bleiben.

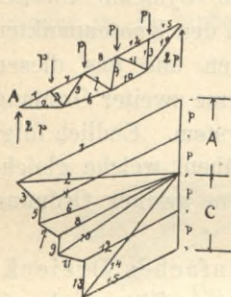


Fig. 94.

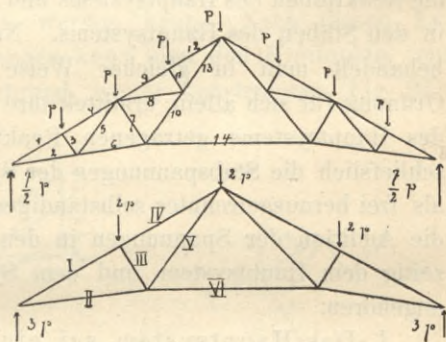


Fig. 95.

II. Das Hauptsystem sei ein einfacher Polonceau, armiert durch einfache Hängewerke, deren Streben die halbe Länge als die Druckstreben des Hauptsystems haben (Fig. 95). Es entsteht also der doppelte Polonceau, welcher sich als auf diese Weise zusammengesetztes System weit einfacher behandeln lässt, als auf dem früher angegebenen direkten Weg.

Die Lastverteilung auf die Knotenpunkte des Hauptsystems ergibt für jeden derselben $2 \cdot \frac{p}{2} + p = 2p$. Folglich beträgt jede Reaktion für das Hauptsystem $\frac{3}{2} \cdot 2p = 3p$, woraus sich die Spannungen I bis VI in den Stäben des

selben in bekannter Weise ermitteln lassen. In einfacher Weise erhält man dann auf graphischem (Fig. 96) oder auch auf analytischem Wege die Spannungen a bis e des Systems zweiter Ordnung, und endlich ergeben sich die Spannungen des ganzen zusammengesetzten Systems folgendermaßen:

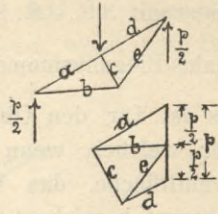


Fig. 96.

$$S_1 = I + a; S_2 = II + b; S_3 = c; S_4 = I + d; S_5 = e; \\ S_6 = II; S_7 = III; S_8 = b; S_9 = IV + a; S_{10} = V; \\ S_{11} = c; S_{12} = III + d; S_{13} = V + e; S_{14} = VI.$$

Es ist auch für diese Art der Behandlung ohne Belang, ob die Lasten nur vertikal wirken (Eigengewicht und Schnee) oder ob auch normal zur Dachfläche (Wind), oder in beliebigem Winkel geneigte äußere Kräfte auftreten. Es ändert sich dann nur die Gestalt der Kräftepläne.

III. Das Hauptsystem sei der im vorigen Paragraphen behandelte einfache Polonceau, dessen Obergurtstäbe jedoch zugleich selbst Systeme zweiter Ordnung bilden, indem dieselben direkt, etwa durch eine Lattung aus Winkeleisen zur Aufbringung einer Schiefereindeckung ohne Schalung belastet werden.

Das Gewicht der Schiefereindeckung auf Winkeleisen beträgt 50 kg pro qm Dachfläche, also $\frac{50 \cdot 7,5}{6,0} = 62,5$ kg pro qm Grundrifs. Dazu 24 kg Anteil vom Bindergewicht, 75 kg Schneelast und $\frac{120 \cdot 4,5}{7,5} \cdot \frac{6,0}{7,5} = 57,5$ kg vertikale Windbelastung, also im ganzen rot 220 kg pro qm Grundrifs. Jeder Knotenpunkt ist mit $3,0 \cdot 4,0 \cdot 220 = 2640$ kg belastet, und jede Reaktion beträgt $\frac{3}{2} \cdot 2640 = 3960$. Hier-nach wird:

$$S_1 = -11150; S_2 = 9260; S_3 = -8510; S_4 = -2460; \\ S_5 = 7520; S_6 = 4590.$$

Außerdem ist jeder Obergurtstab noch gleichmäßig belastet mit $3,0 \cdot 4,0 \cdot 220 = 2640$ und erhält dadurch ein maximales Biegemoment von $M = \frac{2640 \cdot 300}{8} = 99000$ cmkg.

Es ist für den Obergurtstab 1 also ein Profil zu wählen, für welches, wenn mit f , W und J bezüglich die Querschnittfläche, das Widerstandsmoment und das Trägheitsmoment bezeichnet wird, sowohl

$$\sigma = \frac{11150}{f} \pm \frac{99000}{W} < 875$$

$$> -875$$

und außerdem $J_{min} \geq 3 \cdot 3,75^2 \cdot 11,15 = 468$ ist. Für den Obergurtstab 3 gilt dasselbe, es genügt hier jedoch, wenn 8510 für 11150 eingesetzt wird.

§ 23.

Pult- und Perrondächer.

Die Konstruktion der Pultdächer ist der der Satteldächer ganz analog und gilt bezüglich der Binderformen alles für jene Gesagte hier ebenfalls. Man konstruiert die Pultdachbinder entweder ohne Endvertikalen direkt als die Hälften von Satteldachbindern oder mit einer Endvertikale an der hohen Wand als rechtwinkliges Dreieck oder auch bei sehr

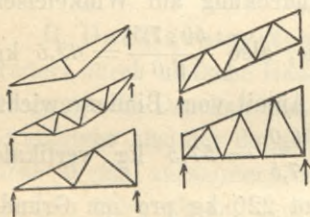


Fig. 97.

flacher Dachneigung mit zwei Endvertikalen als Trapezträger oder schräge liegender Parallelträger (Fig. 97). Die Knotenpunkte der oberen Gurtung sind durch die Lage der aufzubringenden Fetten bedingt, während man die unteren

Knotenpunkte am zweckmäßigsten normal unter den Mitten zwischen den oberen Knotenpunkten anordnet.

Überstehende Perrondächer werden als kontinuierlich über die stützende Säule hinausragende, eventuell über der letzteren nach aufwärts gebrochene Verlängerungen des Dachbinders

konstruiert (Fig. 98). Es sei beispielsweise zur Konstruktion eines solchen gegeben die Dachneigung und die Lage der Stütze. Das Moment über der letzteren ist, wenn p die Be-

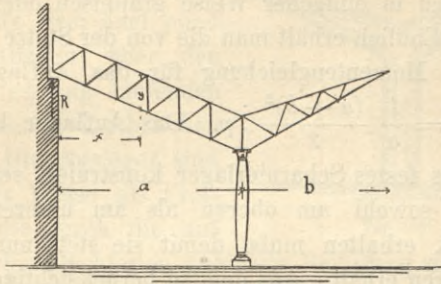


Fig. 98.

lastung pro lfd. m Binderfeld bezeichnet, $M_1 = \frac{pb^2}{2}$. Dasselbe ist aufzunehmen von dem Widerstandsmoment des Binders daselbst, welches angenähert $W = f \cdot h$ ist, wobei f den Gurtungsquerschnitt und h die Trägerhöhe bezeichnet. Wählt man nun h etwa $= \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8} b$, so findet man daraus $f = \frac{M_1}{h}$. Da das Moment am freien Ende gleich Null ist, so können hier beide Gurtungen zusammenlaufen. Demnächst ermittelt man die Reaktion R an der Wandseite durch Momentengleichung für die Stütze als Drehpunkt, welche $R = \frac{1}{a} \left(\frac{a^2}{2} - \frac{b^2}{2} \right) p$ liefert. Hieraus ergibt sich die Lage des Bruchquerschnitts in der Strecke a , welche um $x = \frac{R}{p}$ von R entfernt ist. Aus dem hier vorhandenen Maximalmoment $M_2 = \frac{R x}{2}$ folgt dann für den Gurtungsquerschnitt F die hier erforderliche Trägerhöhe $y = \frac{M_2}{f}$ und durch Verbindung der unteren Begrenzung von y mit der unteren Begrenzung von h die Linie der unteren Gurtung auf der Strecke a , welche man von hieraus wieder bis R mit dem Obergurt zusammenlaufen lassen kann, wenn man es nicht

vorzieht, den Untergurt geradelinig durchzuführen, um den spitzen Winkel am Auflager zu vermeiden. Die Aussteifung hat sich nach den zu unterstützenden Fettepunkten zu richten und läßt sich in einfacher Weise graphisch oder analytisch berechnen. Endlich erhält man die von der Stütze zu tragende Last durch Momentengleichung für das Auflager auf der Mauer.
$$L = \frac{1}{a} \frac{(a + b)^2}{2} \cdot p.$$
 Das Auflager bei R muß natürlich als festes Scharnierlager konstruiert sein, während die Stütze sowohl am oberen als am unteren Ende ein Kugelgelenk erhalten muß, damit sie stets nur axiale Beanspruchungen erhält. Aus dem zu berücksichtigenden Windangriff von unten ist zu untersuchen, ob R eventuell negativ werden kann, in welchem Fall für ausreichende Verankerung Sorge zu tragen ist.

Für ganz freitragende Perrondächer (Fig. 99) muß die durch Fortfall der Säule fehlende Reaktion vermittelt einer

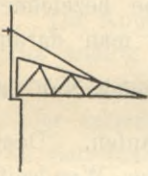


Fig. 99.

entsprechenden, in der Wand zu verankern- den Zugkonstruktion ersetzt werden, an deren Stelle auch die obere Gurtung selbst treten kann, die dann aber daraufhin berechnet werden muß. Die Beanspruchung in dieser Zugkonstruktion wird natürlich um so größer, je flacher dieselbe geneigt

ist und in dem gleichen Grade muß auch die Festigkeit der Verankerung zunehmen. An Stelle der oberen Zugkonstruktion kann auch eine untere Konsolenkonstruktion treten. Die Berechnung ist in allen Fällen ohne jede Schwierigkeit.

Zur Überdachung freistehender offener Hallen empfiehlt sich eine im Laufe der letzten Zeit vielfach angewendete Konstruktion, deren Binder aus einer einzigen, mit ihrem Fuß fest eingespannten Stütze bestehen, an welche beiderseits konsolartige Freiträger zur Aufnahme der Fette sich anschließen (Fig. 100). Die unteren Gurtungen der letzteren gehen dann unmittelbar in die seitlichen Gurtungen der Stützen über. Ein derartiges Bindersystem kann sowohl als

Satteldach ausgebildet werden, oder aber, wie es in der Regel und namentlich bei der Überdeckung isoliert liegender Bahnsteige geschieht, die Stütze erhält beiderseits nach außen hin ansteigende Ausleger, so daß zwei nach einer gemeinschaftlichen über den Säulenaxen entlang laufenden Rinne abfallende Dachflächen entstehen. Die Ausleger sind in bekannter Weise als Freitragler für die durch die auf

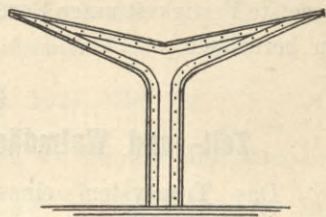


Fig. 100.

ihnen ruhenden Dachfetten gebildete Belastung zu berechnen, unter Berücksichtigung des Winddrucks, dessen Moment auf der einen Seite das von der Dachlast herrührende Moment vergrößert und mit ihm zusammen am Anschluß des Auslegers an der Stütze den Maximalwert erreicht. Auf der andern Seite wirkt der Wind von unten; die Differenz zwischen dem von ihm und dem von der Dachlast herrührenden Moment vermehrt das auf die Stütze wirkende Moment der andern Seite und pflanzt sich durch die ganze Höhe derselben bis zur Einspannung des Säulenfußes fort. Für diese Biegungsspannung und die außerdem axial wirkende, der Summe beider Dachflächengewichte gleiche Belastung ist die Stütze auf zusammengesetzte Beanspruchung zu berechnen.

Selbstverständlich können derartige Konstruktionen mit vollen allseitig gegurteten Blechwänden oder auch als gegliederte Systeme hergestellt werden.

Endlich gehören hierher noch die sogenannten Atelierdächer, vertikale Glasflächen, die kontinuierlich in ein Glasdach übergehen, welche meist ohne besondere Binder lediglich aus Sprossen bestehen, welche die Glastafeln tragen. Der in der Dachneigung liegende Teil der Sprossen ist durch Eigengewicht, Schnee- und Winddruck auf Biegung beansprucht; ihm dient der vertikale Teil als Auflager und wird dadurch axial beansprucht, gleichzeitig aber ebenfalls auf Biegung durch den die vertikale Fläche treffenden Wind.

Die obere Reaktion dieses Winddrucks beansprucht ihrerseits wieder axial den oberen, die Dachneigung bildenden Sprossenteil. Hiernach sind die Sprossen auf zusammengesetzte Festigkeit unter Berücksichtigung der Knicksicherheit zu berechnen.

§ 24.

Zelt- und Walmdächer und Turmspitzen.

Das Tragsystem eines Zeltdaches wird durch zwei Diagonalbinder über dem zu überdeckenden ganz oder nahezu quadratischen Raum gebildet. Sind die Seitenlängen des letzteren sehr bedeutend, so muß man, um nicht zu große Fichtenlängen zu erhalten, noch Zwischenbinder einschalten, welche sich wie Schiffsparren gegen die Diagonalbinder stützen. Auf diesem Bindersystem ruhen die Fichten, welche die Sparren tragen. Die letzteren werden am besten so angeordnet, daß auf jeder Dachseite je ein Sparren mit den Fichten der benachbarten Dachseiten in eine Vertikalebene fällt. Die Sparren werden, wie überhaupt immer, für eine, dem Abstand der Fichten gleiche, freie Länge berechnet, also wenn letztere = a , die Sparrenteilung = c , die Belastung pro qm Grundrifs = q , der Winddruck = W und der Dachneigungswinkel = α ist, nach der Formel

$$\text{Max } M = \frac{qc}{8} a^2 + \frac{Wc}{8} \left(\frac{a}{\cos \alpha} \right)^2.$$

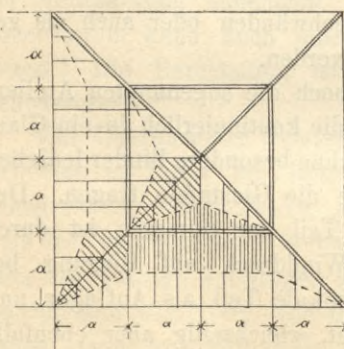


Fig. 101.

Für die Fichten und die Binder, welche letztere durch die Schiffsparren direkt belastet, zugleich als Systeme II. Ordnung wirken müssen, bildet die Verbindungslinie der Sparrenmitten die Lastverteilungsgrenze (Fig. 101). Die einzelnen Lastflächen sind normal zu den durch sie belasteten Konstruktionsteilen

schräffiert. Die Fetten tragen also einerseits gleichmäßig verteilte Belastung mit $q \frac{a}{2}$, pro Längeneinheit und außerdem eine nach der Mitte gehäufte Dreiecksbelastung, welche hier den spezifischen Wert von ebenfalls $q \frac{a}{2}$ erreicht (Fig. 102). Bei

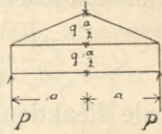


Fig. 102.

der freien Länge der Fetten von $2a$ beträgt also ihre Belastung $2a \left(q \frac{a}{2} + \frac{1}{2} q \frac{a}{2} \right) = 3q \frac{a^2}{2}$ und jede ihrer Reaktionen $P = \frac{3}{4} q a^2$. Das Maximalmoment liegt in der Mitte und beträgt $\frac{3}{4} q a^2 \cdot a - \frac{q a^2}{2} \cdot \frac{a}{2} - q \frac{a^2}{4} \cdot \frac{a}{3} = \frac{5}{12} q a^3$.

Der Binder erhält zunächst als Einzellast zwei Fettenreaktionen, außerdem aber zwei doppelte Dreieckslasten. Nun entfällt auf eine Strecke x des Binders von jeder Seite ein Laststreifen von der im Grundrifs gemessenen Breite $x \cdot \cos \alpha$. Auf die Längeneinheit entfällt also die Belastung $q \frac{a}{2} \cdot \cos \alpha = p \cos \alpha$, wenn $q \frac{a}{2} = p$ gesetzt wird. Man verwandelt daher das Lastdreieck in ein solches, welches nicht schräge, sondern rechtwinklig zum Binder liegt (Fig. 103),

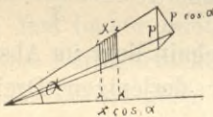


Fig. 103.

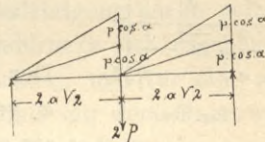


Fig. 104.

welches also nicht p sondern $p \cdot \cos \alpha$ zur Höhe hat. Mit zweimal je zwei solchen Dreiecken ist die Binderhälfte also belastet (Fig. 104). Es entfällt also, wenn der Binder als Polonceau mit der Spannweite $l = 4a\sqrt{2}$ gedacht wird (Fig. 105), auf den Scheitelpunkt eine Belastung

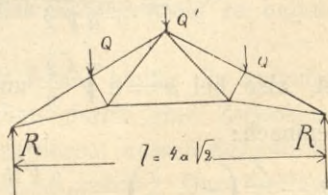


Fig. 105.

$$Q^1 = 2 \cdot \frac{pl}{6} \cdot \cos \alpha = \frac{pl}{3} \cdot \cos \alpha,$$

und auf jeden der mittleren Knotenpunkte

$$Q = \frac{pl}{6} \cos \alpha + 2P + \frac{pl}{12} \cos \alpha = 2P + \frac{pl}{4} \cos \alpha;$$

jede Reaktion beträgt

$$R = 2P + \frac{pl}{4} \cos \alpha + \frac{pl}{6} \cos \alpha = 2P + \frac{5}{12} pl \cos \alpha.$$

Werden nun wieder die ursprünglichen Werte $p = q \frac{a}{2}$ und

$P = \frac{3}{4} q a^2$ zurückgesetzt, so beträgt $Q^1 = \frac{2}{3} q a^2 \cos \alpha \sqrt{2}$;

$$Q = \frac{q a^2}{2} (3 + \cos \alpha \sqrt{2}); \quad R = \frac{q a^2}{2} \left(3 + \frac{5}{3} \cos \alpha \sqrt{2} \right).$$

Nachdem die Systemspannungen hieraus in bekannter Weise ermittelt sind, müssen noch die Stäbe des Obergurts hinsichtlich ihrer Biegungsbeanspruchung als Systeme II. Ordnung in Rechnung gezogen werden. Jeder derselben ist mit einer nach dem oberen Ende gehäuften Dreieckslast im Betrage von $\Delta = a p \cos \alpha \sqrt{2}$ belastet (Fig. 106). Die Reaktionen sind

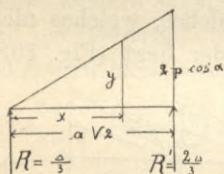


Fig. 106.

$$R = \frac{\Delta}{3} \quad \text{und} \quad R' = \frac{2\Delta}{3}.$$

Der Bruchquerschnitt liegt im Abstände x von R unter derjenigen Dreiecks-

ordinate $y = \frac{x \cdot 2p \cdot \cos \alpha}{a \sqrt{2}}$, für welche

$$\frac{xy}{2} = \frac{x^2 p \cos \alpha}{a \sqrt{2}} = \frac{\Delta}{3} = \frac{p a \sqrt{2}}{2} \cos \alpha$$

ist, also bei $x = a \sqrt{\frac{2}{3}}$ und das Maximalmoment beträgt demnach:

$$M = \frac{\Delta}{3} \left(x - \frac{x}{3} \right) = p \frac{a \sqrt{2}}{3} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{2}{3} a \sqrt{\frac{2}{3}} = \frac{2 q a^3 \cdot \cos \alpha}{9 \sqrt{3}}.$$

Hiernach sind die Obergurtstäbe also auf zusammengesetzte Beanspruchung zu untersuchen.

Ganz dasselbe Verfahren ist bei Berechnung von Walm-dächern (Fig. 107) einzuschlagen, wo es ebenfalls in erster Linie auf die Lastbegrenzungslinien und alsdann auf die Verwandlung des Lastdreiecks ankommt. Die Behandlung entspricht also in allen Punkten genau derjenigen für die Zeldächer, mit dem alleinigen Unterschied, dafs hier nur halbe Diagonalbinder auftreten, welche sich gegen den nächsten Normalbinder stützen, dessen Scheitelbelastung hierdurch entsprechend vermehrt wird.

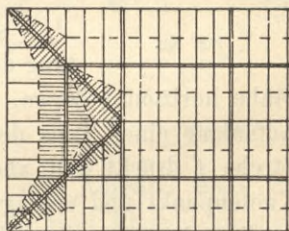
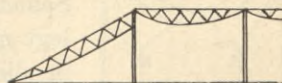


Fig. 107.

Zeldächer mit mehr als vier Seiten werden ebenfalls in ganz analoger Weise behandelt.

Bei steilen Zeldächern, namentlich bei Turmspitzen, die ihrer Konstruktion nach den Zeldächern genau entsprechen, aber in mehrere Etagen zerlegt zu werden pflegen, deren trapezförmige Dachflächen mit gekreuzten Diagonalen auszustatten sind, ist auf die Berücksichtigung der in solchen Fällen fast immer infolge des Winddrucks sich ergebenden negativen Auflagerreaktionen zu achten, und für eine ausreichende Verankerung des Dachstuhls mit dem Mauerwerk bis unter die vorletzte Balkenlage hinab Sorge zu tragen. Das vom Anker gefafste Mauergewicht, sowie das Eigengewicht der Turmspitze muß gegen die Kippkante dem Angriffsmoment des Winddrucks das Gleichgewicht zu halten instande sein.

Bei Turmkonstruktionen tritt ferner häufig die Aufgabe auf, einen quadratischen Unterbau durch eine Zwischenkonstruktion in ein Achteck überzuführen, dessen Eckpunkte die Last des Turmhelms aufzunehmen haben. Dazu zerlegt man alle bekannten und unbekanntes Kräfte nach drei auf

einander rechtwinkligen Axenrichtungen, und stellt für jede derselben die Gleichgewichtsbedingungen auf, womit die Aufgabe gelöst ist. Jeder der acht oberen Eckpunkte (Fig. 108)

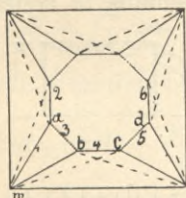


Fig. 108.

sei mit P belastet. Zur Bestimmung der Spannungen in den drei Stäben 1, 2, 3 legt man eine Vertikalebene durch 1. Ist in dieser die Neigung von 1 gegen die Horizontale = α_1 , so folgt unmittelbar

$$S_1 = \frac{P}{\sin \alpha_1} \quad (I)$$

zum Gleichgewicht in Richtung der Vertikalaxe, da die beiden andern

Stäbe horizontal liegen, also keine Vertikalkomponente zur Aufnahme eines Teils der Belastung hergeben können. Die Strebe 1 drückt nun aber mit ihrer Spannung gegen den Knotenpunkt und erzeugt hier (Fig. 109) eine in die Schnittlinie ihrer Vertikalebene mit der Horizontalebene der Stäbe 2 und 3 fallende Horizontalkomponente, deren Betrag $P \cdot \text{ctg} \alpha_1$ ist, welcher von den Stäben 2 und 3 aufgenommen werden muß. Die Resultante dieser beiden muß also ebenfalls = $P \cdot \text{ctg} \alpha_1$ sein,

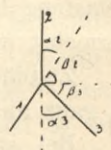


Fig. 109.

woraus sich zum Gleichgewicht in der Horizontalrichtung von S_2 die Bedingung ergibt: $S_2 - P \text{ctg} \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 - S_3 \cos \alpha_3 = 0$ (II) wobei α_2 und α_3 die Neigungswinkel von 2 und 3 in ihrer Horizontalebene gegen die Vertikalebene durch den Stab 1 bezeichnen. Endlich muß zum Gleichgewicht in der auf Stab 2 rechtwinkligen Richtung in der Horizontalebene die Bedingung: $P \text{ctg} \alpha_1 \cos \beta_2 - S_3 \cos \beta_3 = 0$ (III) gelten, wobei β_3 und β_2 die in der Horizontalebene gemessenen Neigungswinkel von S_3 und von der Horizontalkomponente von S_1 gegen die auf S_2 rechtwinklige Axe bezeichnen. Aus diesen drei Gleichungen I, II, III folgen die Spannungen in den drei Stäben 1, 2, 3, welche sich sämtlich als Druckspannungen ergeben. Nun treffen im Eckpunkt m des unteren Quadrats zwei Streben 1 zusammen, welche hier mit ihren Horizontalkomponenten nach außen drücken und sich gegen die beiden hier zusammentreffenden Zugbänder Z stützen (Fig. 110).

Für jedes der beiden letzteren gilt also die Bedingung $Z = P \cdot \text{ctg} \alpha_1 \cos \gamma - P \text{ctg} \alpha_1 \sin \gamma$, wobei γ die in den geneigten Ebenen der seitlichen Dachflächen gemessenen Winkel zwischen den Streben 1 und den Zugbändern Z bezeichnen.

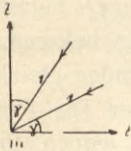


Fig. 110.

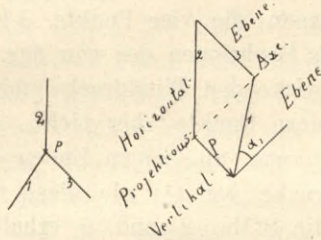


Fig. 111.

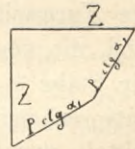


Fig. 112.

Zur graphischen Behandlung der Aufgabe muß der Kräfteplan für die Stäbe $1, 2, 3$ in zwei Ebenen angelegt werden (Fig. 111). Ein Teil liegt in der durch den Stab 1 gelegten Vertikalebene, der andre in der Horizontalebene der Stäbe 2 und 3 . Für die Zugstangen ergibt sich ein einfaches Kräftepolygon (Fig. 112) in welchem die Resultante der beiden Strebendrucke, $P \text{ctg} \alpha_1$, nach den Richtungen Z zerlegt wird.

Das System ist labil, steht aber so lange, als alle Lasten P einander gleich sind. Wäre ein P größer als das benachbarte, so werden die Spannungen an den beiden Enden eines Stabes verschieden; es erfolgt dadurch zunächst Drehung des Druckringes und dann sofortiger Einsturz. Es ist also in den trapezförmigen Feldern die Anbringung von gekreuzten Diagonalen erforderlich.

Befindet sich nämlich auf einem Eckpunkt des oberen Achtecks eine Last Q , auf den übrigen aber nicht, so drückt die durch diese mit $\frac{Q}{\sin \alpha_1}$ belastete Strebe wie zuvor ermittelt mit $Q \text{ctg} \alpha_1$ horizontal, und erzeugt in den beiden Stäben 2 und 3 , da sie nicht symmetrisch zu beiden wirkt, in beiden verschiedene Spannkraften, und es muß ein gegen den Mittelpunkt des Achtecks in Richtung der größeren

derselben drehendes Moment auftreten, welchem, wenn es nicht den Einsturz des Ganzen bewirken soll, durch eine den andern Endpunkt des Stabes 2 mit dem unteren Endpunkt der Strebe 1 verbindende Diagonale das Gleichgewicht gehalten werden muß. Dieselbe erhält ihre Maximalbeanspruchung, wenn die vier Punkte $a b c d$ des oberen Achtecks etwa als Reaktionen des von der andern Seite auf die Turmspitze wirkenden Winddrucks mit je Q belastet sind, die vier andern Punkte aber nicht. Dann bekommen die Stäbe 3, 4, 5 zwar an beiden Enden einander gleiche, entsprechende Drucke von Q , wie diese vorher für P ermittelt waren; die Stäbe 2 und 6 erhalten jedoch ihre Drucke nur von den Knotenpunkten a und d aus. Sind ihre andern Enden also nicht durch Diagonalen mit den Punkten m und n des unteren Quadrats verbunden, so stürzt das ganze System, um die Linie mn sich drehend, zusammen. Bilden die Diagonalen mit den Achteckseiten des Trapezes die Winkel δ , so ist die maximale Beanspruchung der Diagonalen $D = \frac{S_2}{\cos \delta}$, was sich auch graphisch durch das einfache Kräftedreieck ohne weiteres ergibt.

Genau in derselben Weise werden die Diagonalen für die Trapezflächen in den Dachflächen der oberen Etagen der Turmspitze berechnet. Die horizontalen Trennungsglieder der letzteren erhalten nur geringe Beanspruchung, da dieselben gleichzeitig den Zugring der oberen und den Druckring der unteren Etage bilden, also nur mit der sich aus diesen beiden einander entgegengesetzten Spannungen ergebenden Differenz beansprucht werden (vgl. die Ermittlung der Spannungen in den Kuppelringen § 26).

§ 25.

Bogendächer.

Bogendächer pflegen nur zur Überdeckung größerer hallenartiger Baulichkeiten verwendet zu werden, welche einen imposanten Eindruck machen sollen, so z. B. vorzugs-

weise bei Bahnhofs-, Ausstellungsgebäuden, Wintergärten und dgl.

Es lassen sich zunächst nach dem Konstruktionsprinzip zweierlei wesentlich voneinander verschiedene Arten ihrer Ausführung unterscheiden.

Die erste Art bilden die Sichel- und Segmentträger, welche nur der äußeren Form nach Bögen, ihrem inneren Wesen nach jedoch gegliederte Träger wie die bisher betrachteten sind, von welchen sie sich nur durch die Gestalt der oberen Gurtung unterscheiden. Sie werden, wie jene, mit einem festen und einem beweglichen Auflager versehen, welches letztere bei den meistens größeren, 16 m und darüber betragenden, Spannweiten nicht mehr als Gleitlager, sondern als Rollenlager, und bei ganz großen Spannweiten von 25 m und darüber als Pendellager ausgebildet wird, und dessen Reaktion also stets normal zur Lagerfläche gerichtet ist. Hiernach bietet die Behandlung derartiger Träger, welche derjenigen der Satteldachbinder ganz analog durchzuführen ist, weder auf graphischem noch auf analytischem Wege irgendwelche Schwierigkeiten.

Für einen aus zwei parabolischen Segmenten konstruierten Sichelträger ist folgendes angenähertes Verfahren empfehlenswert. Ist g das Eigengewicht und q die zufällige aus Schnee und vertikalem Winddruck zusammen gebildete Belastung, so ermittelt man zunächst aus dem Maximalmoment für die ganze mit $g + q = p$ vollbelastete Spannweite l und den für den Scheitel etwa zu $\frac{l}{12}$ bis $\frac{l}{20}$ angenommenen Gurtungsabstand h genau genug die einander gleichzusetzenden Spannungen des Ober- und Untergurts in der Mitte des Trägers $O = U = \frac{ap l^2}{8h} = f \cdot \sigma$, wobei a den Binderabstand bezeichnet. Der so gewonnene Gurtungsquerschnitt f ist dann nach den Auflagern hin im Verhältnis $\frac{1}{\cos \alpha}$ dem wachsenden Neigungswinkel α der einzelnen Stäbe entsprechend zu vermehren. Die Gitterstäbe werden mit Knotenpunktlasten

nach der bekannten Momentenmethode, jedoch für den Zustand berechnet (Fig. 113), daß die eine Hälfte des Sichelträgers voll mit $ap \frac{l}{2}$, die andere nur mit Eigengewicht

$ag \frac{l}{2}$ belastet ist. Natürlich

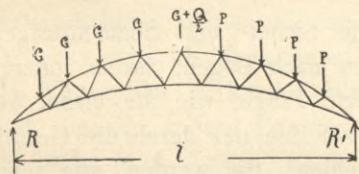


Fig. 113.

sind hierzu vorher die für diesen Belastungszustand sich ergebenden Knotenpunktlasten und die daraus folgenden Reaktionen zu ermitteln. Will

man genauer rechnen, so muß man nach den im § 19 gegebenen Regeln verfahren.

Zur zweiten Art der Bogendachbinder gehören die eigentlichen Bogenkonstruktionen, deren wesentliche Eigentümlichkeit in der Ausübung eines Horizontalschubes auf die Widerlager, auch bei nur vertikaler Belastung besteht. Sie können daher nur angewendet werden, wo ein Ausweichen der Widerlager nicht eintreten kann, oder wenn die Auflagerscharniere durch Zugstangen so miteinander verbunden sind, daß jede Bewegung derselben ausgeschlossen ist. Ersteres läßt sich in der Regel nur durch kräftige äußere Strebepfeiler vor dem Widerlagsmauerwerk, oder wenn die Bogenfüße bis zum Fußboden hinabgeführt sind, durch kräftige Verankerung derselben im Fundamentmauerwerk erreichen. Letzteres bietet wegen der durch Temperatureinflüsse bedingten Längenveränderungen aller Konstruktionsglieder, denen auch die Zugstangen unterworfen sind, keine sichere Gewähr, wenn nicht durch sorgfältiges Regulieren eines zu diesem Zweck einzuschaltenden Schraubenschlosses andauernd für Aufrechterhaltung der erforderlichen Spannung Sorge getragen wird.

Statisch bestimmbar sind Bogenträger nur dann, wenn dieselben außer an den beiden Auflagern auch noch im Scheitel mit einem Scharnier versehen sind (Dreigelenkbogen). Dann gehen im unbelasteten Zustande beide Re-

aktionen durch das Scheitelscharnier. Tritt auf einer Bogenhälfte eine Einzellast auf (Fig. 114), so geht die Reaktion des unbelasteten Auflagers ebenfalls durch das Scheiteltgelenk. Ihr Schnittpunkt mit der Lastlinie liefert die Richtung der andern Reaktion, und durch Zerlegen der LastgröÙe nach diesen beiden Reaktionsrichtungen findet man die Werte der Reaktionen selbst.

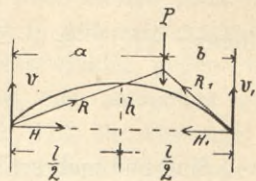


Fig. 114.

Aus diesem graphischen Verfahren folgt unmittelbar die analytische Berechnung. Die Last P mit den Abständen a und b von den beiden Auflagern erzeugt die beiden Reaktionen R und R_1 , die in die Komponenten V und H bzw. V_1 und H_1 zerlegt werden. Zunächst folgt aus der Bedingung $\Sigma Hor. = 0$, daß stets $H_1 = H$ sein muß. Ferner ergibt sich in bekannter Weise $V = \frac{Pb}{l}$ und $V_1 = \frac{Pa}{l}$. Endlich folgt aus der bekannten Richtung von R , daß $V:H = h:\frac{l}{2}$, also $H_1 = H = \frac{Vl}{2h} = \frac{Pb}{2h}$ sein muß.

Wenn das Scheitelscharnier fehlt (Zweigelenkbogen), so ist die genaue Behandlung sehr umständlich und erfordert eingehende Kenntnisse der Elastizitätstheorie. Für die Praxis ausreichend genau ist das angenäherte Verfahren, bei welchem angenommen wird, daß sich im unbelasteten Zustande beide Reaktionen in einem um $\frac{1}{3}$ der Pfeilhöhe des Bogens oberhalb seines Scheitels gelegenen Punkt schneiden und beim Auftreten einer Einzellast an beliebiger Stelle beide Reaktionen nach dem Schnittpunkt der Lastlinie mit einer um $\frac{1}{3}$ der Pfeilhöhe oberhalb des Bogenscheitels liegenden Horizontallinie gerichtet sind (Fig. 115). Durch Zerlegen der LastgröÙe nach diesen beiden so gefundenen Reaktionsrichtungen ergeben sich die GröÙen der Reaktionen. Analytisch

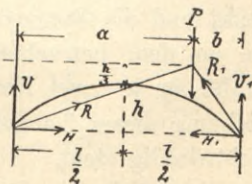


Fig. 115.

folgt hiernach, nachdem sich zunächst wieder $H = H_1$, ferner $V = \frac{Pb}{l}$ und $V_1 = \frac{Pa}{l}$ ergeben hat, aus der Bedingung $H : V = a : \frac{4}{3}h$ die Größe des Horizontalschubes

$$H_1 = H = \frac{3}{4} \frac{Pab}{lh}.$$

Sind nun mehrere Lasten vorhanden, so werden, sowohl beim Dreigelenkbogen, als beim Zweigelenkbogen, die Reaktionen für jede Last in der gezeigten Weise entweder graphisch ermittelt, oder analytisch ihre Komponenten berechnet, und die Totalreaktionen für das gesamte Lastsystem ergeben sich graphisch als die Resultanten der bezüglichen Einzelreaktionen, durch Aneinandertragen derselben als Schlußlinie des durch sie gebildeten Kräftepolygons, während man analytisch die Komponenten der Gesamtreaktionen in den Summen der Einzelreaktionen ΣV , ΣV_1 , ΣH findet.

Nachdem man so die äußeren Kräfte gefunden hat, können die Spannungen in den einzelnen Stäben des Systems für jeden beliebigen Belastungsfall entweder graphisch durch Konstruktion des Kräfteplans, oder analytisch in bekannter Weise ohne weitere Schwierigkeiten ermittelt werden. Liegen die Gurtungen einander parallel, so muß bei analytischer Behandlung die Momentenmethode verlassen und die Methode der Gleichgewichtsbedingungen angewendet werden, indem man in dem betreffenden Schnitt eine Tangente an die Bogenlinie, also parallel zu beiden Gurtungen gelegt denkt und die Spannung des gesuchten Gitterstabes, sowie die an dem betrachteten Fragment vorhandenen äußeren Kräfte in je zwei Komponenten zerlegt, deren eine in die Richtung dieser Tangente fällt, während die andere darauf rechtwinklig steht.

Bezüglich der Berücksichtigung des Winddrucks sind die in § 19 gegebenen Regeln zu beachten.

Hat man es nicht mit gegliederten Bogenkonstruktionen, sondern mit vollwandigen Blechbögen zu tun, so gilt zunächst

für die Ermittlung der Reaktionsrichtungen und -größen bzw. für die Berechnung der Reaktionskomponenten alles vorherige hier ebenfalls. Es tritt nun aber infolge einer an beliebiger Stelle befindlichen Einzellast in jedem Querschnitt des Bogens eine im allgemeinen schiefwinklig gegen die Querschnittsfläche gerichtete Druckkraft und außerdem ein Biegemoment auf. Liegt z. B. (Fig. 116) im Abstände x vom linksseitigen Widerlager der Schwerpunkt des Bogenquerschnitts c in der Höhe y über der Kempferhorizontalen,

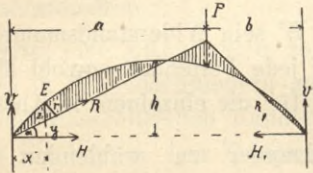


Fig. 116.

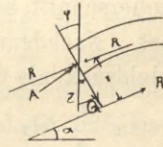


Fig. 117.

während die von einer in den Abständen a und b von den Widerlagern befindlichen Einzellast hervorgerufene Reaktion R unter dem Winkel α gegen die Horizontale geneigt, im Abstand r an c vorbeistreicht, so kann man (Fig. 117) die Kraft R in c vorwärts und rückwärts angetragen denken und erkennt dann das von der letzteren mit dem ursprünglichen R erzeugte Moment $M = Rr$, während die erstere als Druckkraft auf den Querschnitt im allgemeinen in schräger Richtung wirkt und in eine normal zu diesem gerichtete Komponente A (Axialkraft) und eine in die Ebene dieses Querschnitts fallende Komponente Q (Querkraft) zerlegt werden kann. Ist φ der Neigungswinkel der Querschnittebene gegen die Vertikale, und sind $H = R \cdot \cos \alpha$ und $V = R \sin \alpha$ die Komponenten von R , so ergibt sich daraus (Fig. 118) $A = V \sin \varphi + H \cos \varphi$ und $Q = V \cos \varphi - H \sin \varphi$. Die letztere entspricht der Vertikalkraft beim Blechbalken und bedingt wie dort den Nietabstand. Der Wert des Moments beträgt $M = Hy - Vx = Rr$. Zieht man nun von c aus eine vertikale Linie z bis zum Schnitt mit R , so ist

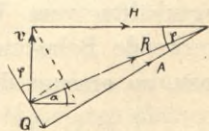


Fig. 118.

$z = \frac{r}{\cos \alpha}$. Da aber andererseits $R = H \cos \alpha$ ist, so kann der Wert des Moments Rr durch Hz ersetzt werden und die Ordinaten der schraffierten Fläche geben, multipliziert mit dem Horizontalschub, direkt das an jeder Stelle infolge von P auftretende Biegemoment. Nun erzeugt also die axiale Druckkraft A die Beanspruchung $\sigma_I = \frac{A}{f}$ und das Moment die Biegebeanspruchung $\sigma_{II} = \frac{M}{W}$, wobei f der Bogenquerschnitt bei c und W sein Widerstandsmoment bezeichnet. Nachdem nun für jede Fellenlast sowohl Moment als Axialdruck als Querkraft für die einzelnen, in Abständen von etwa $\frac{l}{6}$ bis $\frac{l}{10}$ voneinander zu wählenden Querschnitte ermittelt ist, muß der Bogen mit Rücksicht auf zusammengesetzte Beanspruchung $\sigma = \frac{\Sigma A}{f} \pm \frac{\Sigma M}{W}$ dimensioniert werden, während die Nietabstände aus der Scherkraft ΣQ zu bestimmen sind.

Wesentlich einfacher kann man verfahren, wenn man die Belastung als gleichmäßig über die ganze Ausdehnung des Bogens mit p pro Längeneinheit verteilt annimmt. Bei flachen Blechbögen ohne Scheitelgelenk von $\frac{1}{6}$ Pfeil oder weniger fällt dann die theoretische Stützlinie fast genau mit der Bogenaxe zusammen und man erhält für den Horizontalschub den Wert $H = \frac{pl^2}{8h}$. Tritt außer der gleichmäßig verteilten Belastung noch eine einseitige über die eine Bogenhälfte vom Widerlager bis zum Scheitel sich erstreckende Belastung im Betrage von q pro Längeneinheit hinzu, so erzeugt diese einen Horizontalschub im Werte von $H_1 = \frac{q}{2} l^2 = \frac{ql^2}{16h}$, um welchen der von der gleich-

mäßigen Belastung herrührende Horizontalschub vermehrt wird. Außerdem treten Biegezugspannungen im Bogen auf

infolge eines durch die einseitige Belastung und die durch sie um die Beträge $\frac{3}{4} \frac{ql}{2}$ bzw. $\frac{1}{4} \frac{ql}{2}$ vermehrten Vertikalreaktionen erzeugten entstehenden Moments, dessen Maximalwert $M = \frac{ql^2}{6f}$ beträgt. Der Bogenquerschnitt ist alsdann für die zusammengesetzte Beanspruchung

$$\sigma = \frac{H + H_1}{f} \pm \frac{M}{W}$$

zu dimensionieren.

Wird eine Zugstange zur Aufnahme des Horizontalschubes in Bogendachbindern angeordnet, so verwendet man dazu fast ausschließlich Rundeisen, seltener hochkantig gestelltes Flacheisen. Der Zugstangenquerschnitt muß imstande sein, die erforderliche Spannkraft zur Vernichtung des Horizontalschubs auszuüben. Damit eine Durchbiegung vermieden wird, hängt man die Zugstange im Bogenscheitel und bei größeren Spannweiten auch noch zwischen dem Scheitel und den Kämpfern eventuell an mehreren Stellen an der Bogenkonstruktion auf. So lange die Zugstange horizontal verläuft, entsteht durch diese Aufhängung keine andere Belastung als die des Eigengewichts der Zugstange. Um jedoch den freien Raum unter dem Bogendach möglichst wenig zu verbauen, läßt man die Zugstange häufig in einem nach der Mitte hin ansteigenden Polygonzug verlaufen (Fig. 119). Auf diese

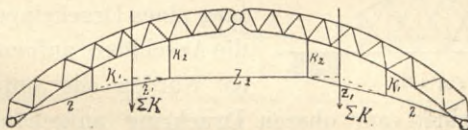


Fig. 119.

Weise entsteht gewissermaßen eine besondere Gurtung, welche sich aus einzelnen verschieden geneigten Stäben z zusammensetzt, deren Knickpunkte durch die Hängeeisen k gestützt sind. Ist die Gestalt dieses Zugpolygons gegeben und die Spannung in einem seiner Teile, z. B. in z , bekannt, so folgen daraus die Spannungen in den übrigen Teilen

z_1, z_2 sowie auch in den Hängeeisen k_1, k_2 ohne weiteres aus dem Seilpolygon (Fig. 120).

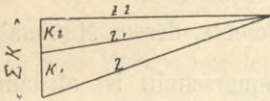


Fig. 120.

Ebenso ergibt sich durch den Schnittpunkt der letzten und der mittelsten Zugstangenrichtung die Lage der Resultanten K aus den einzelnen Hängeeisen k . Dieselben bilden eine weitere Belastung des Bogens und erzeugen eine Vermehrung des Horizontalschubes, was für die Dimensionierung der Zugstangen ebenso zu berücksichtigen ist, als auch im Verein mit den durch die als Belastungen wirkenden Spannkkräfte der Hängeeisen hervorgerufenen Vergrößerungen der Vertikalreaktionen für die Ermittlung der Stabspannungen in der Bogenkonstruktion selbst in Betracht zu ziehen ist, wo in den Angriffspunkten der Hängeeisen die Spannungen derselben als äußere Kräfte in Ansatz zu bringen sind.

§ 26.

Kuppeldächer.

In früheren Zeiten baute man eiserne Kuppeln aus zentral gestellten Binderbalken mit gekrümmter oberer und geradliniger oder wenig angehobener unterer Gurtung (Fig. 121).

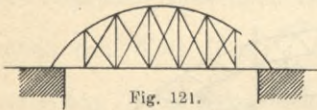


Fig. 121.

Im Scheitel, wo alle Binder zusammenlaufen, half man sich durch Einschaltung eines Druckringes, welcher die Anschlüsse aufnimmt. Ebenso wurden die unteren Gurten an einen am oberen Druckring aufgehängten Zugring angeschlossen. Gegen schiefe Belastungen diente das gekreuzte Diagonalwerk, welches auch durch den zylindrischen Raum zwischen den beiden Ringen geführt werden mußte. Diese Konstruktion hatte folgende Übelstände: 1. vollständiger Verbau des inneren Kuppelraumes; 2. Verzettelung des Materials infolge der zahlreichen Knotenpunkte, welche viele Nietungen und viele Anschlußbleche erfordern.

Zugleich bietet die Konstruktion ausgedehnte Ansichtsflächen, deren Anstrich zum Schutz gegen Rost dauernd in Stand gehalten werden muß; 3. Schwierigkeit der Montage, weil je zwei Binderhälften gleichzeitig und genau in derselben Vertikalebene aufgestellt werden müssen, um das Auftreten von Drehmomenten zu vermeiden, die den sofortigen Zusammensturz bewirken würden.

Einen großen Fortschritt bildet daher die seit 1854 eingeführte Schwedlersche Kuppelkonstruktion. Er verwarf den inneren Zugring und stützte die Binder in einen um ihre Füße gelegten Fußring; den oberen Druckring behielt er bei. Es entstand auf diese Weise aus jedem Binderbalken ein Bogen. Ferner wurde ein freier Kuppelraum durch den Fortfall des inneren Gitterwerks gewonnen, welches durch die Anordnung horizontaler Ringe, die in verschiedenen Höhen die Kuppelfläche umschließen, und gekreuzter Diagonalen, die sich zwischen den Schnittpunkten der Ringe mit den Bindern in den trapezförmigen Feldern der einzelnen Kuppelzonen verspannen, ersetzt wurde.

Die Berechnung ist einfach und ergibt sich aus folgendem Beispiel: Eine Kuppel bestehe aus vier Ringzonen und trage auf der obersten eine Laterne (Fig. 122). Die Anzahl der

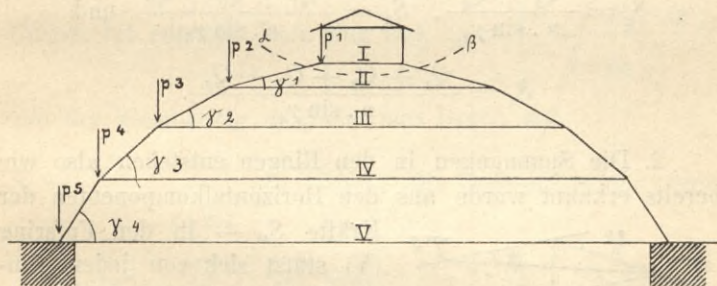


Fig. 122.

Bindersparren sei n . Die Eindeckung werde durch Fatten direkt auf die letzteren übertragen, welche also gleichzeitig als Systeme II. Ordnung funktionieren und ihre Belastung zunächst auf die Knotenpunkte übertragen. Das Eigengewicht der Laterne und des Anteils der obersten Zone, so-

weit dasselbe auf den Druckring I entfällt, sei P_1 und belaste jeden seiner Knotenpunkte mit $\frac{P_1}{n} = p_1$. Analog ruht auf jedem Knotenpunkt des Ringes II die Last p_2 ; auf jedem Knotenpunkt des Ringes III die Last p_3 usw. Auf die Knotenpunkte des Ringes V käme p_5 , was jedoch direkt in das Auflager geht. Die Totallasten inkl. Schnee- und Winddruck mögen entsprechend mit Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 bezeichnet werden.

1. Die Spannungen in den Bindern. Ein durch die oberste Zone gelegter Schnitt $\alpha\beta$ (Fig. 123) schneidet die n Binder, deren jeder durch eine Axialkraft S_1 gestützt werden muß. Jede dieser Kräfte S_1 zerlegt sich in zwei Komponenten. Die Vertikalkomponenten tragen die Belastung, die Horizontalkomponenten

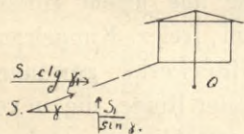


Fig. 123.

gehen in den Druckring. Folglich ist $S_1 \cdot \sin \gamma_1 = \frac{Q_1}{n}$. Ebenso folgt für die entsprechend durch die andern Zonen zu legenden Schnitte

$$S_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{n \cdot \sin \gamma_2}, \quad S_3 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{n \cdot \sin \gamma_3} \quad \text{und}$$

$$S_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{n \cdot \sin \gamma_4}.$$

2. Die Spannungen in den Ringen entstehen also wie bereits erkannt wurde aus den Horizontalkomponenten der Kräfte S . — In den Fußring (V) stützt sich von jedem Binder die Horizontalkraft $S_4 \cos \gamma_4$ (Fig. 124). Es entsteht in dem Fußring also die Zugspannung T_5 , welche den Polygonwinkeln gemäß aus der Gleichung

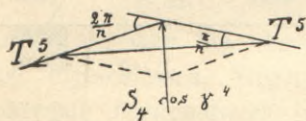


Fig. 124.

$$S_4 \cos \gamma_4 = 2 T_5 \sin \frac{\pi}{n}$$

folgt, also $T_5 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}} \text{ctg } \gamma_4$ (Zug) beträgt.

— Ebenso ergibt sich für den obersten Ring $T_1 = \frac{Q \cdot \text{ctg } \gamma_1}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$

(Druck). Für die dazwischen liegenden Ringe erhält man einmal Zug aus dem oberen und einmal Druck aus dem unteren Binderstab, und zwar erhält man den größten Zug, wenn der obere voll, der untere nur mit Eigengewicht belastet ist, und den größten Druck, wenn das umgekehrte der Fall ist. So ergibt sich z. B. für den Ring III:

Max Zug aus $S_2 = \frac{(Q_1 + Q_2) \text{ctg } \gamma_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$ und dergleichzeitig mög-

liche min Druck aus $S_3 = \frac{(Q_1 + Q_2 + P_3) \text{ctg } \gamma_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$. Die Diffe-

renz beider ergibt:

$$T_3 \text{ max} = \frac{(Q_1 + Q_2) \text{ctg } \gamma_2 - (Q_1 + Q_2 + P_3) \text{ctg } \gamma_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$$

Umgekehrt entsteht: min Zug aus $S_2 = \frac{(P_1 + P_2) \text{ctg } \gamma_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$

und der gleichzeitig mögliche max Druck aus

$S_3 = \frac{(P_1 + P_2 + Q_3) \text{ctg } \gamma_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$. Die Differenz beider ergibt:

$$T_3 \text{ min} = \frac{(P_1 + P_2) \text{ctg } \gamma_2 - (P_1 + P_2 + Q_3) \text{ctg } \gamma_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}$$

Erhält man beide Werte positiv, so wird der Ring III stets nur auf Zug beansprucht, und zwar äußerstenfalls mit $T_3 \text{ max}$, wonach dann der Querschnitt zu bemessen ist. Erhält man beide Werte negativ, so wird er stets nur gedrückt,

und zwar äußerstenfalls mit T_3 min, wonach dann Querschnitt und Trägheitsmoment zu wählen ist. Bei verschiedenen Vorzeichen kann nur das letztere negativ sein, und gibt die Bedingung für das erforderliche Trägheitsmoment, während die Querschnittsfläche nach dem absolut größeren der beiden Werte zu bemessen ist.

3. Zur Berechnung des Gitterwerks nimmt man den in Wirklichkeit unmöglichen Belastungsfall an, daß von zwei benachbarten Bindern a und a_1 der erstere voll belastet, der andere nur mit Eigengewicht belastet sei (Fig. 125).

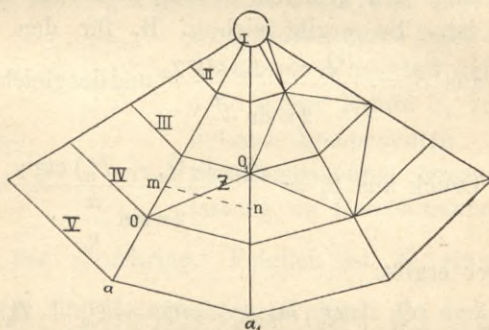


Fig. 125.

Dann ist der eine beansprucht mit S max und der andere mit S min. Der Knotenpunkt o hat dann infolge der auf ihn wirkenden größeren Horizontalkomponente die Tendenz, nach außen herausgedrückt zu werden. Die Diagonale Z überträgt, wenn sie, was erforderlich ist, mit Spannung eingesetzt ist, diesen Zug auf o_1 . Die folgenden Diagonalen Z_1 und Z_2 übertragen dann den Spannungsunterschied wieder auf den nächsten Binder und pflanzen überhaupt, sich immer weiter verzweigend, spiralförmig die Spannungsverschiedenheiten weiter fort, wodurch dieselben allmählich ausgeglichen werden. Aus einem in dem Felde der

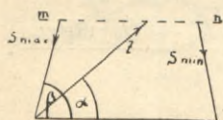


Fig. 126.

Diagonale Z gelegten Schnitt mn (Fig. 126) folgt nach den Gleichgewichtsbedingungen

$$S_{\max} \cos \beta - S_{\min} \cos \beta - Z \cos \alpha = 0 \text{ oder}$$

$$Z = (S_{\max} - S_{\min}) \frac{\cos \beta}{\cos \alpha}.$$

Um nur gezogene Diagonalen zu haben, müssen natürlich in allen Feldern Kreuzdiagonalen vorhanden sein.

§ 27.

Konstruktionsdetails für Bogendächer und Kuppeln.

Bei Bogendächern und Kuppeln funktionieren in der Regel die Gurtungen gleichzeitig als Systeme II. Ordnung, indem sie durch Übertragung der direkt auf ihnen ruhenden Fette lasten neben den vorzugsweise als Druckbeanspruchung auftretenden Axialspannungen noch zugleich auf Biegung beansprucht werden. Es sind also knickfeste Profile anzuwenden, welche bei möglichst günstiger Materialausnutzung ein ausreichendes Widerstandsmoment besitzen. Für vollwandige Blechbögen wählt man als obere Gurtung zwei Winkeleisen, die zugleich als Auflager für die Fette dienen; während für die untere Gurtung in der Regel zwei das Stehblech besäumende Flacheisen genügend sind (Fig. 127). Es ist zweckmäßig, die Schwerlinie der einzelnen Stücke, aus denen der Bogen zusammengesetzt ist, zu krümmen, um die Belastung durch eine im ganzen Bogen



Fig. 127.

möglichst kontinuierlich verlaufende Stützlinie aufzunehmen (Fig. 128). Während sich der Obergurt auf diese Weise der Bogenform möglichst anschmiegt, macht man jedoch die untere Begrenzung der Stehbleche zwischen den einzelnen Stößen desselben geradlinig. Dadurch wird die Mitte der einzelnen Strecken auch zugleich tragfähiger. Gegen seitliches Einknicken hilft noch die Armierung sichern, welche durch die aufgenieteten Winkelstücke entsteht, an welche die Fette angebolzt werden. Die

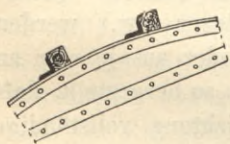


Fig. 128.

Deckung der Blechstöße erfolgt durch Deckplatten (Fig. 129), wie beim Blechträger, doch sind die einspringenden Winkel durch eine geradlinige untere Begrenzung der Platten zu vermeiden.

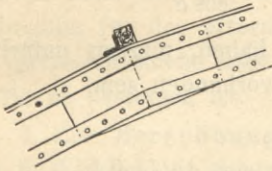


Fig. 129.

Gitterbögen werden genau ebenso konstruiert, indem dabei nur das Stehblech durch die Gitterstäbe ersetzt wird, welche so anzuordnen sind, daß die mit den Fetten belasteten Knotenpunkte unterstützt werden. Dies geschieht entweder nach dem gleichschenkligen Dreieckssystem (Fig. 130), mit lauter knickfesten, gegen die Gurtungen geneigten Wandgliedern, wobei die Knickpunkte der Gurtungen gegeneinander

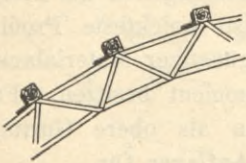


Fig. 130.

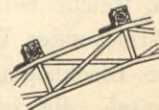


Fig. 131.

versetzt werden, oder man führt eine Felderteilung ein (Fig. 131), durch Anordnung normal zu den einander parallel geführten Gurtungen gerichteter knickfester Druckstäbe, zwischen denen dann in allen Feldern gekreuzte Zugdiagonalen verspannt werden.

Bei schweren gegliederten Konstruktionen für große Spannweiten (Bahnhofshallen, Palmenhäuser usw.) werden beide Gurtungen aus je zwei \square Eisen oder aus je vier an zwei Stehbleche angenieteten Winkleisen so hergestellt, daß



Fig. 132.

auch in seitlicher Richtung vollständige Knicksicherheit für den zusammengesetzten Querschnitt gewährt wird, was durch ein oben und unten aufgenietetes Gitterwerk aus Flacheisen bewirkt wird (Fig. 132). Die dann ebenfalls aus \square Eisen bestehenden Wandglieder greifen dabei in die Zwischenräume der zweiteiligen Gurtungen hinein.

Die Kämpferscharniere müssen den gesamten Reaktionsdruck $R = \sqrt{V^2 + H^2}$ aufzunehmen imstande sein. Sie bestehen aus einer normal zur Reaktionsrichtung auf dem Auflagerstein mittels einer unteren Querrippe festgelegten Lagerplatte, welche wie beim festen Kipplager auf ihrer Oberfläche eine von vier angegossenen Leisten umgebene Lagerfläche zur Aufnahme der Matrize enthält, oder mit dieser zusammen auch aus einem Stück gegossen ist. Als Drehbolzen dient entweder ein Stahlzylinder, und dann ist am Bogenende ebenfalls eine Matrize vorhanden, welche aus einem in dem Zwischenraum des zweiteiligen Gurtes, oder aus zwei beiderseits auf dem Stehblech bzw. Knotenblech der einfachen Gurtung sitzenden mit Schraubenbolzen befestigten Gufsstücken besteht (Fig. 133), oder aber der Drehzapfen ist an dem den Bogenfuß bildenden Gufskörper gleich mit angegossen. Endlich kann auch der Zapfen auf der Unterlagsplatte fest angegossen sein, und die Matrize des Bogenfußes stützt sich auf ihn. In allen Fällen ist die Anordnung von Arbeitsleisten erforderlich, welche ein seitliches Verschieben verhindern.

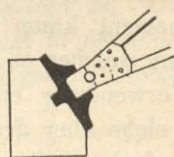


Fig. 133.

Das Scheiteltgelenk wird genau in derselben Weise konstruiert (Fig. 134), wobei der Zapfen entweder an einem der beiden Bogenhälften angegossen ist, oder aus einem besonderen Stahlzylinder besteht. Endlich kann auch der Zapfen im mittleren Drittel seiner Breite an dem einen, und mit den beiden äußeren Dritteln an der andern Bogenhälfte angegossen sein, eine Anordnung, die vielfach auch bei Kämpfertgelenken sich findet, und die Herstellung besonderer Arbeitsleisten entbehrlich macht.




Fig. 134.

Bei der Kuppel werden die Binder genau so konstruiert wie die Bogendachbinder; es genügen hier jedoch fast ausschließlich die leichteren Profile.

Der Fußring wird aus einem vertikalstehenden Flacheisen hergestellt, dessen Stärke zur Höhe sich etwa wie

1:8 bis 1:10 verhält. Dasselbe lässt sich bequem der Grundriffsform entsprechend biegen. Die Stöße erfolgen durch zwei Deckplatten mit doppelschnittigen Niete.

Der Druck- oder Laternenring muß knickfest sein. Verwendet wird ein  Eisen oder ein oben und unten mit je einem Winkeleisen innen gegurtetes Flacheisen. Bei kleinen Kuppeln genügt auch wohl ein einziges rund gebogenes Winkeleisen (Fig. 135).

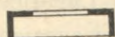


Fig. 135.

Die Zwischenringe bestehen durchweg aus einem mit dem vertikalen Schenkel nach oben gestellten Winkeleisen, dessen Querschnitt der aufzunehmenden Druckspannung entspricht. Ein Knicken ist auch ohne ausreichendes Trägheitsmoment kaum zu befürchten, da die benachbarte Fette, mit welcher es verbolzt wird, hierfür Sicherheit bietet. Bei Verwendung eiserner Fetten müssen natürlich diejenigen, welche über dem Binderknotenpunkt liegen, mit einem zur Aufnahme der Ringspannungen neben ihren Biegebbeanspruchungen geeigneten Querschnitt ausgestattet werden.

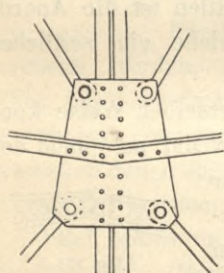


Fig. 136.

Die Konstruktion der Knotenpunkte erfolgt durch eine direkt auf den Binderstofs und unter das Ringwinkeleisen gelegte viereckige Stofsplatte (Fig. 136), unter deren Ecken die aus Rundeisen herzustellenden Diagonalen, welche an den Enden zu Ösen ausgeschmiedet sind, angeschlossen werden. Da die Diagonalen mit Spannung eingesetzt werden müssen, kreuzen sie sich in einem aus einem Flacheisen zusammengenieteten Schloss (Fig. 137).

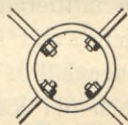


Fig. 137.

Die Verbindung der Binderfüße mit dem Fußring erfolgt durch das zugleich als Knotenplatte die Anschlüsse der Diagonalen und die Trauffette aufnehmende Blech, welches über den Fußring herabgebogen wird, und außerdem durch zwei vertikale, über die Sparrengurtung gekrüpfte

Winkleisen (Fig. 138). Der Fuhsring selbst wird unter dem Binderanschlufs mit zwei Winkleisen auf einer Sohlplatte, und zwar in dieser mit versenkten Nietköpfen befestigt. Diese Sohlplatte hat in ihrer Unterfläche in radialer Richtung der Kuppel eine Nute, mit welcher sie auf einer entsprechenden an der Oberfläche der Lagerplatte befindlichen Leiste die durch Temperatureinflüsse bedingten Bewegungen ausführen kann, oder es befindet sich die Leiste an der Unterfläche der Sohlplatte, und die Nute auf der Oberfläche der Lagerplatte. An ihrer Unterfläche hat die letztere eine Querrippe, mit welcher sie im Auflagerstein festgelegt ist. Der Anschluß der Binder am Laternenring erfolgt in derselben Weise wie am Fuhsring mittels des übergebogenen Knotenblechs und zweier vertikaler Winkleisen.



Fig. 138.

§ 28.

Entwurf und Berechnung der Daehkonstruktion für eine Maschinenhalle.

(Hierzu die Detailtafel.)

I. Allgemeine Anordnung.

Verlangt werden drei, durch zwei Säulenreihen von einander getrennte Schiffe à 15,4 m. Lichtweite und Binderabstand 6 m. Freie Höhe der Säulen 5,5 m. Pappdach; aber mit 4 m breiten Oberlichtanlagen, die ohne Unterbrechung auf den Firsten entlang bis an die Endfelder geführt werden, welche volles Seitenlicht durch Fenster in den Giebelwänden erhalten. Die eisernen Binder tragen hölzerne Fetten und diese hölzerne Sparren mit $2\frac{1}{2}$ cm starker Schalung unter der Pappendeckung. Die Langwände erhalten Pfeilervorlagen unter den Auflagern der Dachbinder.

II. Anordnung der Binder (Fig. 139).

Aus der geforderten Lichtweite von 15,4 m folgt die Stützweite $l = 1,01 \cdot 15,4 + 0,40 = 15,95$ oder rot 16,0 m.

beide Säulenreihen so stark konstruiert werden, um der von der ganzen dreischiffigen Dachkonstruktion herrührenden Horizontalkraft Widerstand leisten zu können. Die Festlegung des ganzen Daches an einer Aufsenwand würde hier unter den festen Auflagern der Binder 1 m breite und 2 m vorspringende Mauerpfelervorlagen erfordern, was kostspielig und zu sehr raumbeengend wäre. Ruhen die festen Auflager auf einer Säulenreihe, so muß diese in hohem Grade biegungsfest und sehr stark im Fundament verankert sein. Vorzuziehen ist es daher, auf beiden Säulenreihen feste Auflager anzuordnen und das Angriffsmoment des Winddrucks auf beide zu verteilen, während auf beiden Aufsenwänden Gleitlager angeordnet werden. Die Säulen müssen dann allerdings so biegungsfest sein, daß sie zusammen nicht nur der Horizontalkomponente des Winddrucks der ganzen dreischiffigen Anlage, sondern auch den im Mittelschiff eintretenden Temperaturspannungen gewachsen sind.

Bei 16 m Spannweite dehnt sich der Binder um höchstens $\frac{16}{2} = 8$ mm aus, welche unter normalen Verhältnissen auf beide Säulenköpfe zu gleichen Teilen übergehen werden, ungünstigstenfalls jedoch etwa zu $\frac{3}{4}$, also mit 6 mm auf eine einzelne Säule entfallen könnten. Eine derartige Ausweichung des Säulenkopfes kann bei einer 5,5 m betragenden Höhe der Säulen diesen schon zugemutet werden, zumal dabei auch die Nachgiebigkeit des Fundamentmauerwerks und des Baugrundes noch mitwirkt. Namentlich die Fundamentanker geben hierzu einen Beitrag her, der sich in folgender Weise ermitteln läßt (Fig. 140): Sind die Anker etwa 2 m lang und mit $800 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ belastet, so dehnen sie sich etwa um 2 mm. Bei 60 cm Abstand der Anker von einander erhält man bei 5,5 m Säulenhöhe hieraus allein schon eine seitliche Ausweichung des

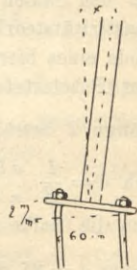


Fig. 140.

Säulenkopfes von $x = \frac{550 \cdot 0,2}{60} = 1,8$ cm, also weit mehr als erforderlich wäre.*)

IV. Statische Berechnung.

A. Das Oberlicht. Sprossenteilung 40 cm, also pro Binderfeld 15 Sprossenfelder.

1. Das Glas. 6 mm stark. Freie Länge zwischen den Sprossen 40 cm (Fig. 141). Der Wind drückt pro qm Glasfläche mit $120 \cdot \sin 45^\circ = 85$ kg. Das Eigengewicht des Glases beträgt pro qm

$$1,0 \cdot 0,006 \cdot 2600 = 16 \text{ kg.}$$

Von letzterem wirkt normal zur Dachfläche nur $16 \cdot \sin 45^\circ = 12$ kg auf Durchbiegung. Daher

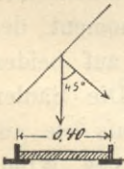


Fig. 141.

$$\max M = \frac{(85 + 12) 0,4^2 \cdot 100}{8} = 194.$$

Das vorhandene Widerstandsmoment beträgt $W = \frac{100 \cdot 0,6^2}{6} = 6$.

Also Beanspruchung $\sigma = \frac{194}{6} = 32 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$, d. h. es ist bei 350 kg Bruchfestigkeit noch eine ca. 11fache Sicherheit vorhanden.

2. Die Sprossen. Aus konstruktiven Gründen werden die Sprossenketten um je 20 cm im Grundriß von den

*) Auf einen wie grossen Betrag der seitlichen Durchbiegung man bei den Säulen selbst rechnen kann, läßt sich nach den Lehren der Elastizitätstheorie folgendermassen ermitteln: Die Durchbiegung am freien Ende eines hier mit einer rechtwinklig zur Stabaxe wirkenden Einzellast P belasteten, am andern Ende fest eingespannten Stabes von der Länge l beträgt $\delta = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{Pl^3}{3}$. Nun ist $Pl = M = \sigma W = \sigma \frac{J}{\alpha}$ folglich

$\delta = \frac{1}{E} \cdot \frac{\sigma l^2}{\alpha 3}$. Hierin ist $l = 550$ und $E = 2000000$. Nimmt man nun die halbe Säulenquerschnittsdimension in Richtung der Biegeebene $\alpha = 25$ zm, so ergibt sich für $900 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ Beanspruchung eine

Durchbiegung $\delta = \frac{900 \cdot 550 \cdot 550}{2000000 \cdot 25 \cdot 3} = 1,8$ zm; zufällig derselbe Betrag, den auch die Dehnung der Fundamentanker ergibt.

Knotenpunkten entfernt gehalten (Fig. 142). Die freie Länge der Sprossen beträgt daher $\frac{4,0}{2} = 2,0,2 = 1,6$ m im Grundrifs,

und $\frac{1,6}{\cos 45} = 2,26$ m in Wirklichkeit. Die Belastung beträgt:

a) Eigengewicht durch Glaslast inkl. Überdeckung der einzelnen Tafeln ca. 20 kg pro qm Dachfläche, also $20 \cdot 0,40 = 8$ kg pro lfd. m Sprossenlänge. Dazu das Eigengewicht des Sprosseneisens mit 4,5 kg pro lfd. m und ca. 4,0 kg für Befestigungsmittel, zusammen 16,5 kg pro lfd. m Sprosse,

also $\frac{16,5}{\cos 45} = 23$ kg pro lfd. m Grundrifs.

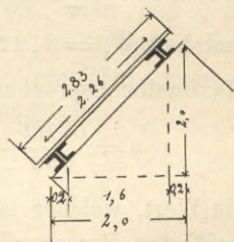


Fig. 142.

$$\max M = \frac{23 \cdot 1,6^2 \cdot 100}{8} = 736.$$

b) Winddruck pro lfd. m Sprosse

$$120 \cdot 0,40 \cdot \sin 45^\circ = 34 \text{ kg, } \max M = \frac{34 \cdot 2,26^2 \cdot 100}{8} = 2171.$$

$\Sigma M = 736 + 2171 = 2907$. — Das I Profil $\frac{50/50}{6}$ wiegt $4,5 \frac{\text{kg}}{\text{ld. m}}$ und hat $W = 3,3$; folglich $\sigma = \frac{2907}{3,3} = 880 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$.

3. Die Sprossenfetten. Freie Länge von Binder bis Binder 6 m. Die Belastung pro qm Grundrifs beträgt:

a) das Eigengewicht von 15 Sprossenfeldern: $\frac{15 \cdot 23}{6} = 57,5$ kg;

β) Eigengewicht der Fette ca. 40 kg pro lfd. m; γ) Befestigungsmittel, Niete usw. ca. 7,5 kg pro lfd. m, zusammen

$$57,5 + 40 + 7,5 = 105 \text{ kg, } \max M = \frac{105 \cdot 6,0^2 \cdot 100}{8} = 47250.$$

Davon wirkt normal zur Dachfläche $47250 \cos 45^\circ = 33406$, und in Richtung der Dachfläche $47250 \cdot \sin 45^\circ = 33406$.

Zu ersterem ist das Moment von dem $\frac{120 \cdot 2,83}{2} \cdot \sin 45 = 120$ kg

pro lfd. m Fette betragenden Winddruck mit

$$\frac{120 \cdot 6,0^2 \cdot 100}{8} = 54000$$

hinzu zu addieren, so daß in normaler Richtung das Moment $33406 + 54000 = 87406$ beträgt. Ein aus 2 \square Eisen NP 16 gebildetes \square Profil wiegt pro lfd. m $2 \cdot 19,08 = 38,16$ kg, und hat $W_1 = 2 \cdot 118 = 236$ und $W_2 = \frac{2 \cdot 170}{6,5} = 52$: Die Maximalbeanspruchung wird also

$$\sigma = \frac{87406}{236} + \frac{33406}{52} = 372 + 642 = 1014,$$

ein Wert, welcher bei dieser bis ins Einzelste genau durchgeführten Berechnung noch als zulässig zu erachten ist.

4. Die Binderstäbe des Oberlichts bilden ein symmetrisches Sprengwerk von 4 m Spannweite und 2 m Höhe, welches, im Grundriß gemessen, in je 20 cm Abstand von den Knotenpunkten mit den Fettenreaktionen im Betrage von je $2 \cdot \frac{105 \cdot 6,0}{2} = 630$ kg = p belastet ist. Die System-

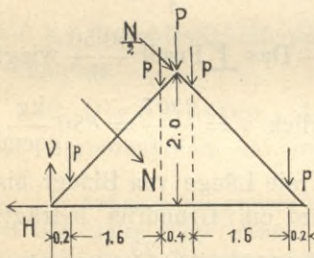


Fig 143.

spannungen ergeben sich (Fig. 143) aus der Last im Scheitel von $2 \cdot 630 = 1260$ kg, wozu noch vom Eigengewicht der Binderstäbe selbst ca. 100 kg kommen, so daß diese dann $P = 1360$ kg beträgt. Die Spannung in den Stäben beträgt hiernach

$$S = \frac{1360}{2} \cdot \frac{1}{\sin 45^\circ} = 960 \text{ kg.}$$

Den an den Fußenden auftretenden Horizontalschub im Betrage von $960 \cos 45 = 680$ kg nimmt der mittlere Obergurtstab des Hauptbinders auf.

Von dem $N = 2,83 \cdot 6,0 \cdot 120 \cdot \sin 45^\circ = 1440$ kg betragenden Winddruck entfällt die Hälfte mit 720 kg auf den Scheitel, die andere Hälfte geht in das Auflager. Jene drückt mit dieser Kraft den einen Stab axial, während der andere keine Beanspruchung erleidet.

Die Gesamtspannung beträgt also axial

$$960 + 720 = 1680 \text{ kg.}$$

Hierfür ist erforderlich $J = 3 \cdot 1,680 \cdot 2,83^2 = 40,32$. Dazu kommt jedoch eine Biegungsspannung, weil die Oberlichtbinderstäbe als Systeme II. Ordnung die nicht auf den Knotenpunkten ruhenden Fellenlasten direkt zu tragen haben und zwar treten zwei Momente auf: 1. Vom Eigengewicht $M_1 = 630 \cdot 20 = 12600$ und 2. vom Winddruck

$$M_2 = \frac{720 \cdot 20}{\cos 45^\circ} = 20368.$$

Folglich $\Sigma M = 12600 + 20368 = 32968$.

Zwei \perp Eisen $\frac{100/100}{10}$ wiegen pro lfd. m $2 \cdot 14,9 = 29,8$ kg haben $f = 2 \cdot 19,15 = 38,30$, ferner $W = 2 \cdot 21 = 42$ und $J_{\min} = 2 \cdot 178,7 = 357,4$. Ihre Beanspruchung beträgt:

$$\sigma = \frac{1680}{38,30} + \frac{32968}{42} = 43,9 + 784,9 = 828,8 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}.$$

Für den Anschluß an die 20 mm starken Knotenbleche würde ein zweisehnittiger Niet von 20 mm Durchmesser mit $2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830 = 5212$ kg reichlich genügen. Verwendet werden je 2 Niete mit 12 mm Durchmesser, welche zusammen eine Tragkraft von $2 \cdot 2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 1,2^2 \cdot 830 = 3752$ kg liefern.

Die als äußere Kräfte auf die Knotenpunkte des Hauptbinders wirkenden tatsächlichen Auflagerdrücke betragen vom Eigengewicht

$A = B = 2 \cdot 630 = 1260$, außerdem vom Winddruck (Fig. 144)

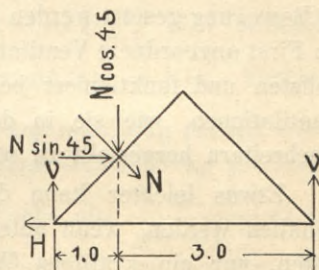


Fig. 144.

$$V_1 = \frac{1,0 \cdot 1440 \cos 45^\circ + 1,0 \cdot 1440 \cdot \sin 45^\circ}{4,0} = 510$$

auf der dem Winde abgekehrten Seite, und

$$V = \frac{3,0 \cdot 1440 \cos 45^\circ - 1,0 \cdot 1440 \cdot \sin 45^\circ}{4,0} = 510$$

auf der Windseite. Ferner $H = 1440 \sin 45^\circ = 1020$, was ungünstigstenfalls auf den Knotenpunkt der Windseite allein entfallen kann.

5. Die Firstbildung geschieht in folgender Weise (vgl. die Detail-Tafel). Die beiderseitigen oberen Enden der Sprossen werden mit je einem Winkeleisen $\frac{60/60}{6}$ eingefasst, dessen unterem Schenkel sie aufgenietet werden. An den oberen Schenkel dieses Winkeleisens stoßen von aussen die Glastafeln stumpf gegen, während innen in Abständen von 60 cm rinneisenartige Flacheisenstützen angenietet sind, deren obere nach aussen umgebogene Enden mit horizontalen, auf diese aufgenieteten Flacheisen gegurtet sind. Die letzteren tragen eine die First überdeckende Blechkappe.

Behufs Herstellung einer Ventilation sind zwischen hölzernen, in den Flanschen der oberen Sprossenfetten gelagerten, mit entsprechenden Falzen versehenen Rahmstücken um horizontale Axen drehbare Stellklappen angebracht, welche durch eine gemeinschaftliche, mit Scharnieren an denselben befestigte Leiste

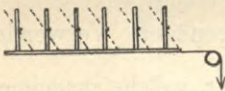


Fig. 145.

vermittelt eines einfachen Rollenzuges in Bewegung gesetzt werden können (Fig. 145). Eine derartig im First angeordnete Ventilationsvorrichtung ist am wirkungsvollsten und funktioniert besser als die üblichen Jalousie-Ventilationen, wie sie in den vertikalen Seitenflächen von Dachreitern hergestellt zu werden pflegen.

Etwas leichter kann die ganze Oberlichtkonstruktion gehalten werden, wenn unter Fortfall der oberen Sprossenfetten, nur ein kräftiges Winkeleisen in die First gelegt wird, gegen welches sich von beiden Seiten die auf die Schenkel desselben genieteten Sprossen stützen (Fig. 146). Da jedoch ein Winkeleisenprofil, zumal in solcher Lage nicht

das genügende Widerstandsmoment hat, um die darauf entfallende Belastung in einer dem Binderabstand gleichen freien Länge zu tragen, so müssen dann ein oder zwei Sprossenpaare in jedem Binderfeld um soviel stärker dimensioniert werden, daß sie imstande sind, axial wirkend, als sprengwerkartige Mittelstützen für das Winkeleisen zu dienen.



Fig. 146.

Die hierdurch bedingte Lastvermehrung der unteren Sprossenfüßen in den Fußpunkten dieser axial belasteten Sprossen wird dann durch diagonal nach den Firstknotenpunkten der benachbarten Binder verspannte Zugbänder hängewerkartig übertragen. Auch könnte man sämtliche einzelne Sprossen entsprechend verstärken, daß jede für sich zur sprengwerkartigen Übertragung der auf sie entfallenden Last genügt und das Firstwinkeleisen ganz entlastet, nur dem konstruktiven Zusammenschluß dient. Dann werden aber die unteren Sprossenfüße erheblich schwerer, da sie allein die ganze Last des Glasdachs tragen müssen. In beiden Fällen kann bei dieser Konstruktionsart die Blechkappe fortbleiben. Die Ventilation muß aber durch jalousieartig verstellbare Scheiben bewirkt werden, welche an zahlreichen Stellen in den Glasflächen des Oberlichtdaches anzuordnen sind. **

B. Das Pappdach.

1. Die Sparren. Freie Länge im Grundriß $\frac{6,0}{2} = 3,0$ m.

Dachneigungswinkel $\alpha = \text{artg } \frac{1}{3} = \text{rot } 18\frac{1}{2}^\circ$, also wirkliche Länge $\frac{3,0}{\cos 18\frac{1}{2}} = 3,16$ m. Sparrenteilung = 1 m. Vertikal-

last: Schalung und Pappeindeckung mit 30 kg pro qm Dachfläche; Eigengewicht des Sparrens selbst 10 kg pro lfd.m.

Zusammen 40 kg pro qm Dachfläche also $\frac{40}{\cos 18\frac{1}{2}} = 42$ pro

qm Grundriß. Dazu 75 kg Schneelast pro qm Grundriß macht im Ganzen 117 kg pro qm Grundriß. Davon das

$$\max M_1 = \frac{117 \cdot 3,0^2 \cdot 100}{8} = 13160.$$

Normal wirkt der Winddruck mit $120 \sin 18\frac{1}{2} = 38$ und erzeugt

$$\max M_2 = \frac{38 \cdot 3,16^2 \cdot 100}{8} = 4750;$$

$\Sigma M = 13160 + 4750 = 17910$. Der übliche Sparrenquerschnitt 10×13 cm hat $W = \frac{10 \cdot 13^2}{6} = 280$. Folglich Beanspruchung $\sigma = \frac{17910}{280} = 64$, was noch allenfalls als zulässig erachtet werden kann.

2. Die Fuhs- und die Oberfette. Die freie Länge beträgt 6 m. Die Vertikalbelastung besteht im Auflagerdruck von sechs Sparrenfeldern, welche hier mit $\frac{3}{16}$ ihrer Last aufrufen. Also $6 \cdot \frac{3}{16} \cdot 117 \cdot 6,0 = \frac{3}{16} 4217 = 800$. Dazu kommt das Eigengewicht der Fette selbst mit ca. 32 kg pro lfd.m, also $6,0 \cdot 32 = 192$ kg. Zusammen $800 + 192 =$ rot 1000 kg. Davon wirkt normal zur Dachfläche

$$1000 \cdot \cos 18\frac{1}{2} = 948$$

und außerdem der Winddruck mit

$$6,0 \cdot \frac{3}{16} \cdot 38 \cdot 6,32 = \frac{3}{16} \cdot 1438 = 270.$$

Zusammen $948 + 270 =$ rot 1220 mit

$$\max M = \frac{1220 \cdot 600}{8} = 91500.$$

In der Ebene der Dachfläche wirkt $1000 \cdot \sin 18\frac{1}{2} = 316$ mit $\max M = \frac{316 \cdot 600}{8} = 22700$.

Ein Fettenquerschnitt 21×24 hat $W_1 = \frac{21 \cdot 24^2}{6} = 2016$ und $W_2 = \frac{24 \cdot 21^2}{6} = 1764$, folglich die Beanspruchung $\sigma = \frac{91500}{2016} + \frac{22700}{1764} = 59 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$.

3. Die Mittelfette ist belastet von den sechs Sparrenfeldern mit $\frac{10}{16} \cdot 4356 = 2723$, dazu ihr Eigengewicht von

ca. 45 kg pro lfd. m mit $6,0 \cdot 45 = 270$ kg, zusammen $2723 + 270 =$ rot 3000 kg. Davon wirkt normal zur Dachfläche $3000 \cdot \cos 18\frac{1}{2}^\circ = 2840$ und außerdem der Winddruck mit $\frac{10}{16} \cdot 1438 = 900$, zusammen also $2840 + 900 = 3740$ mit

$\max M = \frac{3740 \cdot 600}{8} = 280\,500$. In der Ebene der Dachfläche wirkt $3000 \cdot \sin 18\frac{1}{2}^\circ = 950$, mit

$$\max M = \frac{950 \cdot 600}{8} = 71\,250.$$

Ein Fettenquerschnitt $24/26$ hat $W_1 = \frac{24 \cdot 26^2}{6} = 2704$ und $W_2 = \frac{26 \cdot 24^2}{6} = 2496$. In Richtung der Dachfläche

entsteht $\sigma_1 = \frac{71\,250}{2496} = 28$. Es bleibt also, wenn eine Beanspruchung von $65 \frac{\text{kg}}{\text{qem}}$ noch zugelassen werden soll, $65 - 28 = 37 \frac{\text{kg}}{\text{qem}}$ Beanspruchung disponibel; die Fette

mufs daher in Richtung der Belastung normal zur Dachfläche abgesprengt werden, und zwar wird eine Spreize in der Mitte der Fettenlänge angeordnet, und nach den auf den Bindern aufliegenden Fettenenden mit Zugbändern verspannt, welche hier in Höhe der halben Fettenstärke angreifen, damit das Moment $H \cdot a$ des armierten Balkens gleich Null wird (cfr. § 8). Das Stützenmoment beträgt

$$\frac{pl^2}{32} = \frac{280\,500}{4} = 70\,125$$

und erzeugt $\sigma_2 = \frac{70\,125}{2704} = 26$. Für die Druckbeanspruchung

infolge der Horizontalkraft bleibt dann nur noch $37 - 26 = 11 \frac{\text{kg}}{\text{qem}}$ übrig. Diese ist $H = \frac{5pl^2}{32h} = \frac{350\,625}{h}$. Die Querschnitt-

fläche der Fette beträgt $26 \times 24 = 624$ qem, folglich darf $H = 624 \cdot 11 = 6864$ sein, woraus die erforderliche Hänge-

werkshöhe $h = \frac{350\,625}{6864} = 52,5$ cm folgt. Davon entfallen

$\frac{26}{2} = 13$ cm auf die halbe Fettenstärke. Die Länge der anzuordnenden Spreize muß also $52,5 - 13 = \text{rot } 40$ betragen. Die Beanspruchung der Fette über der Spreize reicht dann an die als zulässig angenommenen $65 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ gerade heran. In den Intervallen zu beiden Seiten der Spreize wird die Beanspruchung geringer, weil einerseits das hier auftretende Maximalmoment $\frac{9pl^2}{512} < \frac{pl^2}{32}$ ist, andererseits hier das Moment in Richtung der Dachfläche ebenfalls geringer ist.

Die Druckbelastung der Spreize beträgt

$$\frac{5}{8} pl = \frac{5}{8} 3740 = 2340 \text{ kg,}$$

wofür bei Ausführung in Gußeisen $\frac{2340}{500} = \text{ca. } 5$ qcm Querschnitt, und ein $J = 8 \cdot 2,34 \cdot 0,4^2 = 3 \text{ cm}^4$ erforderlich ist. Ein Kreuzeisen 35/10 mm hat $f = 1,0 (3,5 + 2,5) = 6$ qcm und $J = \frac{1,0 \cdot 3,5^3 + 2,5 \cdot 1,0^3}{12} = 4 \text{ cm}^4$.

Die Zugbänder erfordern für

$$Z = \frac{2340}{0,53} \sqrt{0,53^2 + 3,0^2} = 7250$$

einen Querschnitt $f = \frac{7250}{1000} = 7,25$ qcm, Rundeisen Durchmesser = 35 mm haben $F = \frac{3,5^2 \cdot 3,14}{4} = 9,67$ qcm Querschnitt.

Wollte man kontinuierliche Fetten mit schwebenden Stößen in $\frac{1}{5}$ Abstand von den Auflagern anordnen, dann würde das negative Moment über dem Binder annähernd gleich dem positiven in der Mitte der freien Länge $M = \frac{0,6 \cdot 3740 \cdot 360}{8} = 100980$, woraus $\sigma_2 = \frac{10980}{2704} = 37$ entstände, so daß man dann ohne die Fettenarmierung aus-

käme, zumal dann auch in Richtung der Dachfläche das Moment ebenfalls entsprechend geringer würde.

Die Höhendifferenz der Mittelfette gegenüber der Fuß- und Oberfette wird durch Einschneiden eines tieferen Kammes ausgeglichen.

C. Die Binder. Für die genaue Ermittlung der maximalen Stabbeanspruchungen sind folgende Fälle getrennt zu untersuchen: 1. Eigengewicht und volle Schneelast. 2. Für die dabei unbeanspruchten Stäbe die einseitige Schneelast. 3. Winddruck vom festen Auflager. 4. Winddruck vom losen Auflager. Die Knotenpunktlasten betragen für die einzelnen Fälle:

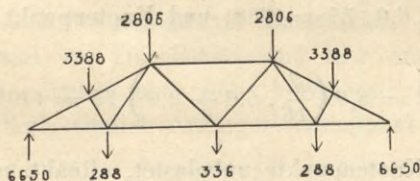


Fig. 147.

1. Eigengewicht und volle Schneelast (Fig. 147).

Das Bindergewicht wird auf $16 \sqrt{6} = \text{rot } 38 \frac{\text{kg}}{\text{qm}}$ abgeschätzt, wovon 26 kg in den oberen und 12 kg in den unteren Knotenpunkten angreifen. Es entfällt auf Knotenpunkt *b* und *i* vom Binder je $\frac{6,0}{2} \cdot 6,0 \cdot 26 = 388$ kg, dazu zwei Reaktionen der Mittelfette mit $2 \cdot \frac{3000}{2} = 3000$ kg, zusammen 3388 kg. Auf Knotenpunkt *c* und *h* vom Binder je $\frac{3,33 + 4,67}{2} \cdot 6,0 \cdot 12 = 288$ kg. Auf Knotenpunkt *e* $\frac{2 \cdot 4,67}{2} \cdot 6,0 \cdot 12 = 336$ kg. Endlich auf Knotenpunkt *d* und *g* vom Binder je $\frac{3,0 + 4,0}{2} \cdot 6,0 \cdot 26 = 546$ kg, dazu zwei Reaktionen der Oberfette mit $\frac{2 \cdot 1000}{2} = 1000$ kg und

eine vertikale Reaktion des Oberlichtbinders mit 1260 kg, zusammen 2806 kg. Für die Systemspannungen betragen die Reaktionen je $3388 + 288 + \frac{336}{2} + 2806 = 6650$ kg.

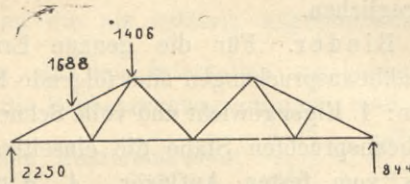


Fig. 148.

2. Einseitige Schneelast (Fig. 148): Knotenpunkt

$$b = 6,0 \cdot \frac{5}{8} \cdot 6,0 \cdot 75 = 1688; \text{ und Knotenpunkt}$$

$$d = 6,0 \left(\frac{3}{16} \cdot 6,0 + 2,0 \right) 75 = 1406;$$

die übrigen Knotenpunkte unbelastet. Reaktion auf der belasteten Seite $V = \frac{1688 \cdot 13,0 + 1406 \cdot 10,0}{16,0} = 2250$; und auf der unbelasteten Seite $V_1 = 1688 + 1406 - 2250 = 844$.

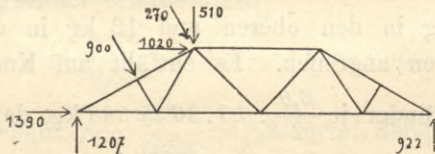


Fig. 149.

3. Winddruck vom festen Auflager (Fig. 149).

Knotenpunkt $b = 900$ normal zur Dachfläche; Knotenpunkt $d = 270$ normal zur Dachfläche, und hier außerdem vom Glasdach 510 vertikal und 1020 horizontal; endlich Knotenpunkt g vertikal 510. Die für die Stabspannungen in Betracht kommenden Reaktionen sind

$$V_1 = \frac{900 \cdot 3,16 + 270 \cdot 6,32 + 1020 \cdot 2,0}{16,0} + 510 = 922$$

auf der dem Winde abgekehrten Seite, und

$$V = (900 + 270) \cos 18\frac{1}{2}^{\circ} + 2 \cdot 510 - 922 = 1207$$

auf der Windseite. Hier außerdem

$$H = (900 + 270) \sin 18\frac{1}{2}^{\circ} + 1020 = 1390.$$

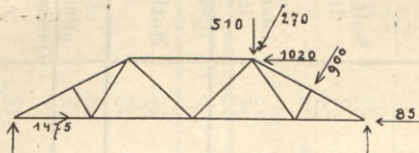


Fig. 150.

4. Winddruck vom losen Auflager (Fig. 150). Knotenpunkt $i = 900$ normal zur Dachfläche; Knotenpunkt $g = 270$ normal zur Dachfläche, und hier außerdem vom Glasdach 510 vertikal und 1020 horizontal; Knotenpunkt $d = 510$ vertikal; endlich Auflagerknotenpunkt

$$k = 270 \cdot \sin 18\frac{1}{2}^{\circ} = 85$$









horizontal. Die Vertikalreaktionen wechseln gegen die vorigen: es wird $V = 922$ am festen, jetzt dem Winde abgekehrten Auflager; daselbst $H = 1390 + 85 = 1475$ und $V_1 = 1207$ am losen, jetzt windseitigen Auflager.

Die hiernach ermittelten Stabspannungen und durch Summation gebildeten maximalen Spannungen sowie die sich daraus ergebenden erforderlichen Querschnitte bzw. Trägheitsmomente; ferner die gewählten Profile mit ihren Querschnittsflächen und Trägheitsmomenten, endlich die Stärke der verwendeten Anschlußniete, die Tragkraft pro Niet, die erforderliche und die verwendete Anzahl derselben sind in folgender Tabelle zusammengestellt. Die Stärke der Knotenbleche ist durchweg zu 20 mm, dem Zwischenraum in den ebenfalls durchweg zweiteilig konstruierten Stabprofilen entsprechend angenommen. Die Tabelle enthält nur die Stäbe 1—8, da die Stäbe der zweiten Binderhälfte keine größeren Spannungen als die der ersten Hälfte, zum Teil sogar noch geringere, erhalten:

Stab No.	Stabspannungen durch				Maximal-Spannung S	Stablänge der gedrückten Stäbe	Erforderlich	
	Eigengewicht und Schneelast	Einsseitige Schneelast	Winddruck vom				Querschnittsfläche S	Trägheitsmoment J
			festen Auf-lager	losen Auf-lager				
1	- 21111		- 3831	- 2927	- 24942	3,16	27,7	748
2	+ 19950		+ 5011	+ 1291	+ 24961	-	27,8	-
3	- 3216		- 900	0	- 4116	1,05	4,6	13,6
4	- 20036		- 3831	- 2927	- 23867	3,16	26,6	716
5	+ 5562		+ 1422	0	+ 6984	-	7,8	-
6	+ 14484		+ 3590	+ 1291	+ 18074	-	20,0	-
7	0	+ 1194	- 583	+ 583	+ 1777	2,83	2,0	42,7
8	- 14651		- 3178	- 3178	- 17829	4,0	20,0	855

Die Druckbeanspruchung in Stab 8 wird tatsächlich etwas geringer, weil derselbe infolge der Sprengewerkswirkung des Oberlichtbinders gleichzeitig eine Zugspannung von 680 kg erhält, die jedoch seiner ca. 30fach größeren Druckspannung gegenüber keinen nennenswerten Einfluss ausüben vermag und daher unberücksichtigt gelassen ist.

Die Ermittlung der minimalen Nietabstände x in den gedrückten Stäben folgt aus der Bedingung $i_{\min} = \frac{3 \cdot S}{1000} \cdot x^2$, welche $x = \sqrt{\frac{i_{\min} \cdot 1000}{3 \cdot S}}$ liefert. Hiernach würden

Form	Gewähltes Profil (20 mm Zwischenraum)			Nietquerschnitt mm	Tragkraft eines zweischnittigen Niets bei 20 mm starken Knotenblechen		Anzahl der Anschlus-Niete	
	Dimensionen in mm	Querschnittsfläche in qcm (Netto)	Min. J		Ermittlung	Wert	erforderliche	gewählte
	$2 \times \frac{200/75}{8,5/11,5}$	65,42	902	18	$2 \cdot \frac{3}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,85 \cdot 900$	4104	7	10
	$2 \times 140/12$	28,8	-	20	$2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830$	5212	5	7
	$2 \times \frac{30/45}{5}$	7,04	14,07	14	$2 \cdot \frac{3}{2} \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 900$	1890	3	3
	$2 \times \frac{180/70}{8/11}$	56,86	722	16	$2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 1,6^2 \cdot 830$	3336	8	8
	$2 \times 60/10$	8,0	-	20	$2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830$	5212	2	2
	$2 \times 110/12$	21,60	-	20	$2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830$	5212	4	6
	$2 \times \frac{40/60}{7}$	13,10	46,22	14	$2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 1,4^2 \cdot 830$	2556	1	2
	$2 \times \frac{200/75}{8,5/11,5}$	65,42	902	18	$2 \cdot \frac{3}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,85 \cdot 900$	4104	5	6

Gewählt werden jedoch folgende Nietteilungen genügen:

für Stab 1: $x = \sqrt{\frac{153,1}{3 \cdot 24,942}} = 1,42$, für Stab 1: $x = 0,79$,
 " " 3: $x = \sqrt{\frac{1,458}{3 \cdot 4,116}} = 0,33$, " " 3: $x = 0,26$,
 " " 4: $x = \sqrt{\frac{117,3}{3 \cdot 23,867}} = 1,30$, " " 4: $x = 0,79$,
 " " 7: $x = \sqrt{\frac{4,93}{3 \cdot 1,777}} = 0,95$, " " 7: $x = 0,71$,
 " " 8: $x = \sqrt{\frac{153,1}{3 \cdot 17,829}} = 1,36$, " " 8: $x = 0,80$.

D. Die Gleitlager. Die wirklichen maximalen Auflagerdrücke derselben setzen sich zusammen aus den zur Ermittlung der Stabspannungen zugrunde gelegten Reaktionen für Eigengewicht und volle Schneelast und der größeren Vertikalreaktion des Winddrucks, vermehrt um die auf die Endknotenpunkte entfallenden Eigengewichts-, Schnee- und vertikale Winddruck-Belastungen. Sie betragen daher:

$$6650 + \frac{3,33}{2} \cdot 6,0 \cdot 26 + 1000 + 1207 + 270 \cdot \cos 18\frac{1}{2}^\circ \\ = 9373 \text{ oder rund } 9400 \text{ kg.}$$

Bei Verwendung von Anschlußwinkeleisen $\frac{70/70}{7}$ und 16 mm starken zweischnittigen Anschlußnieten, welche je

$$2 \cdot \frac{3}{2} \cdot 1,6 \cdot 0,7 \cdot 900 = 3024 \text{ kg}$$

zu übertragen imstande sind, werden vier Niete erforderlich, welche eine Länge der Anschlußwinkeleisen von

$$(3 + 3 \cdot 2,5) \cdot 1,6 = \text{rot } 17 \text{ cm}$$

bedingen. Die gleiche Länge erhält die Sohlplatte, deren Breite aus zwei Schenkeln der Winkeleisen und dem dazwischenliegenden Knotenblech sich zu $2 \cdot 7 + 2 = 16$ cm ergibt.

Die Stärke der Sohlplatte wird $20 + \frac{16}{2} = 28$ mm.

Die Größe der Lagerplatte, welche direkt auf dem hier in Klinkern ausgeführten Mauerwerk in eine 1 cm starke Zementabgleichungsschicht verlegt wird, würde eine Größe von

von $\frac{9400}{11} = 855$ qcm erfordern, wofür jedoch mit Rück-

sicht auf die Dimensionen der Sohlplatte $50 \times 50 = 2500$ qcm gewählt wird. Die Stärke der Lagerplatte wird $40 + 0,9 \cdot 16 = \text{rot } 60$ mm. Die Randleisten werden alsdann 30 mm hoch; auferhalb derselben nimmt die Stärke der Lagerplatte bis auf ebenfalls 30 mm ab. Die Lagerplatte wird in zwei einander diagonal gegenüberliegenden Ecken mit 1 m langen und 18 mm starken Ankerbolzen im Mauerwerk verankert. Ihr Abstand von der Mauerkante $0,15 \cdot 50 = 7,5$ cm.

Unter den Binderauflagern erhalten die im übrigen 51 cm starken Umfassungswände 51 cm breite, 25 cm vorspringende Vorlagen, so daß die Mauerstärke hier 77 cm beträgt.

E. Die Säulen. Freistehende Höhe 5,5 m. Belastung:

1. Vertikal und zwar

- a) zwei Reaktionen von Eigengewicht und Schneelast einschließlic der auf die Endknotenpunkte entfallenden Belastung

$$2 \left(6650 + \frac{3,33}{2} \cdot 6,0 \cdot 26 + 1000 \right) \dots = 15820 \text{ kg}$$

- b) eine Vertikalkomponente der Windreaktion auf der Windseite einschließlic Belastung des Endknotenpunkts $1207 + 270 \cdot \cos 18\frac{1}{2}^\circ = 1436 \text{ kg}$

- c) eine Vertikalkomponente der Windreaktion auf der dem Winde abgekehrten Seite . . . = 922 kg
zusammen rund 18200 kg.

2. Horizontal durch eine Hälfte der Horizontalkomponente des gesamten auf alle drei Satteldächer treffenden Winddrucks einschließlic der auf die Endknotenpunkte entfallenden Windkräfte mit im ganzen $\frac{3 \cdot 1475}{2} = 2212 \text{ kg}$.

Hiervon wird ein Teil durch Reibung am Gleitlager auf die Mauer übertragen, wobei jedoch nur das Eigengewicht ohne Schneelast, also $\frac{15820}{2} - 6,0 \cdot 8,0 \cdot 75 = 4310 \text{ kg}$ in Betracht kommt.

Der Reibungskoeffizient im Gleitlager kann höchstens zu $\frac{1}{12}$ angenommen werden, so daß also $\frac{4310}{12}$

= 360 kg Horizontalkraft von dem Mauerwerk aufgenommen wird und am Säulenkopf noch $2212 - 360 = 1852 \text{ kg}$ wirksam bleiben, welche ein maximales Bieugungsmoment von $1852 \cdot 550 = 1018600 \text{ cm} \cdot \text{kg}$ erzeugen. Ferner ist gegen Knicken erforderlich $J = 3 \cdot 5,5^2 \cdot 18,2 = 1650 \text{ cm}^4$. Es

haben 4 \perp Eisen $\frac{100/100}{10}$ mit 20 mm Zwischenraum ein

$$J_{\min} = 4 (178,7 + 19,15 (1,0 + 2,8)^2) = 1821.$$

Aus $\sigma = \frac{18200}{4 \cdot 19,15} + \frac{1018600}{W} = 900$ folgt der Wert des erforderlichen Widerstandsmoments

$$W = \frac{1018600}{900 - 238} = \text{rot } 1540$$

und daher der Schwerpunktsabstand x der Gurtungen voneinander aus $1540 = 2 \cdot 19,15 \cdot x$, was $x = 40,3$ liefert. Mit Rücksicht auf die 2,8 cm von der Aufsenkante entfernte Schwerpunktslage der verwendeten Winkeleisen muß also die Breite des Stützenprofils $a = 40,3 + 2 \cdot 2,8 = \text{rot } 46$ cm betragen.

Bei Anwendung doppelten Gitterwerks erhalten die Gitterstäbe $0,02 \cdot 46 = 0,92$ oder rund 1 cm Stärke, wobei dann die beiden sich an den Enden überdeckenden und hier mit je einem gemeinschaftlichen Niet an den inneren Schenkeln der Gurtungswinkel angehefteten Stäbe gerade den 20 mm betragenden Zwischenraum ausfüllen. — Die Breite der Gitterstäbe wird $0,13 \cdot 46 = \text{rot } 6$ cm.

Die maximale auf den Säulenkopf zu übertragende Reaktion beträgt

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{18200^2 + 1852^2} = 18300 \text{ kg.}$$

Zweischnittige 20 mm starke Niete vermögen pro Niet $\frac{2 \cdot 3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830 = 5212$ kg zu übertragen. Es sind also

$\frac{18300}{5212} = 4$ Niete erforderlich. Verwendet werden 6 Stück

zu je 3 in den Flanschen jeder Gurtung. Das Knotenblech des Auflagers, welches die Endknotenpunkte der beiden auf der Stütze zusammenstoßenden Binder miteinander verbindet, muß, wenn die Nietteilung $3d$ beträgt, also um

$\left(2 \cdot 3 + 2 \cdot \frac{1}{2} + 2 \right) \cdot 2 = 18$ cm in die Stützen hinein-

greifen, so daß unterhalb desselben noch eine freie Stützhöhe von $5,5 - 0,18 = 5,32$ m verbleibt. Auf diese Stützhöhe werden nun sieben gekreuzte Zickzackschläge an-

geordnet, deren Höhengausdehnung dann $\frac{5,32}{7} = 76$ cm beträgt und deren Neigungswinkel sich zu $\alpha = a \operatorname{artg} \frac{76}{46} = 58^{\circ} 50' < 60^{\circ}$ ergibt. Das minimale Trägheitsmoment eines einzelnen Gurtungswinkelciscns ist $i_{\min} = 76,4$, wonach der zulässige Abstand der Verbindungspunkte voneinander $\sqrt{\frac{76,4}{3 \cdot 18,2}} = 1,18$ m betragen dürfte, welches Maß also nicht erreicht wird.

F. Der Säulcnfuß besteht aus zwei Stück auf die Flansche der Säulengurtungen genieteten 16 mm starken, trapezförmigen, sich nach unten verbreiternden Platten. Dieselben haben zunächst zu übertragen den Axialdruck im Betrage von 18200 kg, vermehrt um das Eigengewicht der Säule. Das letztere beträgt von den 4 Winkelciscn: $4 \cdot 5,5 \cdot 14,9 = 328$ kg; vom Gitterwerk:

$$2 \cdot 7 \cdot \sqrt{0,46^2 + 0,76^2} \cdot 4,68 = 58 \text{ kg};$$

dazu das Anschlußblech und die Niete mit rot 14 kg macht im ganzen 400 kg. Der gesamte Axialdruck beträgt demnach 18600 kg. Dazu kommt das Moment im Betrage von 1018600 emkg, welchem die Arbeit der die Platten mit den Säulenflanschen verbindenden Niete an einem Hebelarm von 46 cm wirkend widerstehen muß. Auf jeder Seite ist daher eine Nietkraft von $\frac{18600}{2} + \frac{1018600}{46} = 31544$ kg erforderlich.

Ein einschnittiger Niet von 20 mm Durchmesser vermag hier $\frac{3,14}{4} \cdot 2,0^2 \cdot 830 = 2606$ kg zu leisten, folglich sind auf jeder Seite $\frac{31544}{2606} = 13$ Niete erforderlich. Verwendet werden auf jeder Seite 14 Stück und zwar je 7 Stück in jedem Gurtungsschenkel.

Die Plattenhöhe ist durch die Nietteilung bedingt, welche = $3d$ gewählt ist und muß daher

$$\left(6 \cdot 3 + 2 \cdot \frac{1}{2} + 2\right) d = 21 \cdot 2 = 42 \text{ cm}$$

betragen.

Mit der erforderlichen gleich großen Nietkraft stützen sich diese Platten auf die dieselben außen und innen besäumenden Fußwinkeleisen von Profil $\frac{80/80}{8}$. Die inneren derselben laufen sich beiderseits gegen die Flansche der Stützengurtungswinkeleisen tot. Die hier zu verwendenden 16 mm starken Niete sind dann durchweg vollkommen zweischnittig und vermögen pro Niet $2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 1,6^2 \cdot 830 = 3336 \text{ kg}$ zu übertragen, so daß hier $\frac{31544}{3336} = 10$ Niete erforderlich sind. Die beiden mittleren derselben müssen den Dimensionen der Stützengurtung entsprechend, um

$$2 + 2 \left(1 + \frac{5}{4}\right) 1,6 = 8 \text{ cm}$$

von einander entfernt bleiben, während im übrigen $\frac{5}{2} d$ als Nietteilung gewählt wird. Es können dann je zwei Niete in jeden Flansch der Stützengurtung gesetzt werden. Die erforderliche Länge der Fußwinkeleisen und die ihr gleiche untere Breite der seitlichen Säulenfußplatten ergibt sich hieraus zu $8 + 2 \left(4 \cdot \frac{5}{2} + \frac{1}{2} + 1\right) 1,6 = 44,8 \text{ cm}$, wofür jedoch bei entsprechender Vergrößerung der Nietteilung eine Länge von 50,8 cm gewählt wird, da in der andern Richtung gemessen die Ausdehnung des Säulenfußes ebenfalls $50,8 = 46 + 2(1,6 + 0,8)$ beträgt, so daß derselbe dann quadratisch wird.

Die zur Aufnahme des Windmoments erforderlichen, an den Enden der äußeren Fußwinkeleisen angeordneten 4 Stück Fundamentanker wirken paarweise gegen einander an einem Hebelarm von $50,8 - 2 \cdot \frac{8}{2} = 42,8 \text{ cm}$. Die ungünstigsten-

falls aufer den Vertikalkomponenten einer windseitigen und einer unterwindigen Windreaktion nur mit Eigengewicht ohne Schneelast belastete Stütze wirkt mit diesem

$$2 \cdot 4310 + 400 + 1207 + 922 = 11149 \text{ kg}$$

betragenden Gewicht gegen die Kippkante an einem Hebelarm von $\frac{50,8}{2} = 25,4$ cm. Ist nun Z die Zugkraft eines Ankers, dann muß also das Angriffsmoment gleich dem Stabilitätsmoment $1018600 = 2 \cdot Z \cdot 42,8 + 11149 \cdot 25,4$ sein, woraus $Z = \frac{1018600 - 11149 \cdot 25,4}{2 \cdot 42,8} = 8570$ folgt, und für

eine zulässige Beanspruchung des Ankerschafts von $900 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ einen aus der Gleichung $8570 = \frac{3,14}{4} d^2 \cdot 900$ sich ergebenden

Durchmesser des Schaftquerschnitts $d = \sqrt{\frac{8570 \cdot 4}{3,14 \cdot 900}} = 3,5$ cm bedingt.

G. Das Fundament. Der Auflagerstein wird i/max mit 31544 kg auf 50,8 cm Länge und $2 \cdot 8 + 1,6 = 17,6$ cm Breite, also mit $\frac{31544}{50,8 \cdot 17,6} = 35,3 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ gedrückt und muß daher aus Granit bestehen. Zur Druckverteilung auf den aus Klinkern in Zementmörtel herzustellenden obersten Fundamentabsatz muß daher die Größe der Granitplatte $\frac{50,8 \cdot 50,8 \cdot 35,3}{11} = 8281$ qcm betragen, wofür $92 \times 92 = 9464$ gewählt wird. Die Stärke des Auflagersteins wird gleich seinem Überstand über die Eisenkonstruktion, also $\frac{92 - 50,8}{2} =$ rot 21 cm. Zur Druckverteilung auf den Baugrund wäre eine Fläche erforderlich von $\frac{8281 \cdot 11}{25000} = 3,644$ pm. Da jedoch das Moment nur in einer Richtung wirkt, während das Fundament in der dazu rechtwinkligen Richtung ebenfalls

entsprechend verbreitert wird, so wird eine Fundamentsohle von $1,9 \times 1,9 = 3,61$ qm reichlich genügen. Der oberste Fundamentabsatz muß groß genug sein zur Druckverteilung auf das einfache Ziegelmauerwerk des übrigen Fundamentkörpers, was eine Grundfläche von $\frac{8281 \cdot 11}{7,5} = 10932$ qm erfordert, wofür $114 \times 114 = 12996$ qm gewählt wird. Die Verbreiterung erfolgt in 5 Absätzen von je 33 cm Stärke, so daß die Tiefe der Fundamentsohle unter dem Säulenfuß $21 + 5 \cdot 33 = 186$ cm beträgt.

Die beiden bei Windbeanspruchung in Funktion tretenden Fundamentanker wirken nun gegen die Kippkante des Fundaments an einem Hebelarm von $\frac{190}{2} + \frac{42,8}{2} = 116,4$ cm mit einer Zugkraft von je 8570 kg, womit sie ein Moment erzeugen $2 \cdot 8570 \cdot 116,4 = 1995100$, während das gegen dieselbe Kippkante an einem Hebelarm von $\frac{190}{2} = 95$ cm wirkende Eigengewicht des Fundamentmauerwerks nebst Überschüttung seiner Absätze und mit der Belastung durch die Eisenkonstruktion im Betrage von zusammen

$$3,61 \cdot 1,86 \cdot 1600 + 11149 = 21860$$

ein Stabilitätsmoment von $21860 \cdot 95 = 2076700$ erzeugt, welches also das Angriffsmoment überwiegt, ohne daß die durch den seitlichen Erddruck erzeugte Spannungswirkung zu Hilfe genommen zu werden braucht.

Auf der beigegebenen Detailtafel sind die einzelnen Knotenpunkte des Binders sowie die Säulenkonstruktion in größerem Maßstabe dargestellt.

V. Windverband. Gegen Winddruck in der Längsrichtung erhält jedes der drei Satteldächer, in beiden Endfeldern beginnend, abwechselnd in einem um das andere Binderfeld einen in der Ebene der Dachfläche liegenden, aus 60/10 mm starkem Flacheisen bestehenden gekreuzten Diagonalverband, welcher sich zwischen den mittleren Knotenpunkten des einen, und den oberen sowie unteren Knoten-

punkten des andern Binders, und auch umgekehrt, gespannt, wie in § 16 näher angegeben ist. Unter dem Oberlicht liegt dieser Diagonalverband in der Horizontalebene des mittleren Obergurtstabes des Hauptbinders. — Die Oberlichtkonstruktion ist in sich steif und erhält nur in den beiden Endfeldern unter den Sprossenketten liegende Diagonalen, falls nicht durch die Aufhängung der unteren Sprossenketten nach Maßgabe der leichteren Konstruktion mit dem einfachen Firstwinkeleisen bereits auch hier ein durchgehender Längensverband vorhanden ist.

VI. Wasserabführung. An den beiden äußeren Dachtraufen ist die Wasserabführung ohne Schwierigkeit zu bewirken. Die Dachrinne erhält ein Gefälle von 1 : 120 bis 1 : 200, zu dessen Gewinnung die Oberfläche des Mauerwerks mit einer diesem Gefälle entsprechenden, keilförmigen Zementschicht abgeglichen wird, damit die Rinne ihrer ganzen Länge nach fest aufliegt. In je 18 m Abstand befindet sich ein tiefster Punkt, an welchen sich ein Abfallrohr anschließt, und in der Mitte zwischen je zwei derselben eine um ca. 6 cm höher gelegene Wasserscheide, von welcher aus die Rinne beiderseits nach den benachbarten beiden Abfallrohren Gefälle erhält.

In den beiden mittleren über den Säulenaxen entlang führenden Rinnen ist die Anordnung ganz entsprechend, nur daß hier die Rinnen in hölzernen Rinnkasten liegen, welche aus einer die beiden Stirnbretter der Sparren miteinander verbindenden Bohle gebildet sind. Neben jeder dritten Säule wird ein Abfallrohr hinabgeführt, welches in einem neben dem Säulengrundament gemauerten, mit einer Rieffelblechplatte abgedeckten Schlammfang mündet.

Die Abfallrohre erhalten pro qm Dachfläche, welche sie zu entwässern haben, 1 qcm Querschnitt, jedoch mindestens 12 cm Durchmesser. Danach ergibt sich für die Abfallrohre an den Außenfronten ein Durchmesser

$$d = \sqrt{\frac{4}{3,14} \cdot 8 \cdot 18} = 13,5 \text{ cm,}$$

und für die inneren, an den Säulen herabführenden Abfall-
rohre ein Durchmesser von $d = \sqrt{\frac{4}{3,14} \cdot 2 \cdot 8 \cdot 18} = 19 \text{ cm.}$

Die inneren Abfallrohre werden auf 2 m Höhe vom Fuß-
boden aus Gufseisen hergestellt. Die Entwässerung der
Schlammfänge erfolgt durch eine gemeinschaftliche unter-
irdische Kanalrohrleitung durch einen der beiden Giebel
nach auswärts.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA KRAKÓW

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

Anteilung sämtlicher Verbindungen

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

10-2

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297389