

TEUBNERS H·T·L· BÜCHEREI

BAND 125

WEISKE - NOWSKY

GRUNDZÜGE
DES FABRIK- UND
STAHLBAUES

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100212773



LEIPZIG · B.G. TEUBNER · BERLIN

9425

660
89

Biblioteka
Politechniki Wrocławskiej

L 3367 II

1861

LIBRARY OF THE
MUSEUM OF COMPARATIVE ZOOLOGY
HARVARD UNIVERSITY
CAMBRIDGE, MASS.

D
L. 3367 II

GRUNDZÜGE DES FABRIK- UND STAHLBAUES

EIN LEITFADEN FÜR STUDIERENDE DES MASCHINENBAUFACHES
UND FÜR DIE PRAXIS

VON
DIPL.-ING. A. WEISKE UND DR.-ING. H. NOWSKY

STUDIENRÄTE AN DEN
VEREINIGTEN TECHNISCHEN STAATSLERHRANSTALTEN
IN MAGDEBURG

DRITTE VOLLSTÄNDIG
UMGEARBEITETE UND VERMEHRTE AUFLAGE DER
BAUKUNDE FÜR MASCHINENTECHNIKER
VON A. WEISKE

MIT 348 ABBILDUNGEN



1933

LEIPZIG UND BERLIN
VERLAG UND DRUCK VON B. G. TEUBNER



349622 L/A



70674

Alc.

160/50

R.

Vorwort.

Das vorliegende Buch erscheint mit verändertem Titel als neue (dritte) Auflage der „Baukunde für Maschinentechniker“ von Dipl.-Ing. Weiske nach völliger Umarbeitung und starker Erweiterung des Stoffes unter Berücksichtigung der neuesten Fortschritte der Bautechnik. Da das Werk auch in seiner neuen Form in erster Linie für die Ausbildung und die Praxis des Maschineningenieurs bestimmt ist, wurden nur die für ihn wichtigen Teile aus dem Gesamtgebiet des Bauwesens behandelt. Hierdurch ergab sich die Zweiteilung des Stoffes, auf die schon der neue Titel hinweist.

Der erste Teil über „Fabrikbau“ soll dem Maschineningenieur die wichtigsten Grundlagen vermitteln, deren Kenntnis die Voraussetzung für ein erfolgreiches Zusammenarbeiten mit dem Baufachmann bei der Planung und Durchführung einer Fabrikanlage bildet. Hierzu ist zunächst eine allgemeine Übersicht über die Gründungsverfahren, Werkstoffe und Bauteile des Hochbaues erforderlich, die in den ersten Abschnitten gebracht wird. Im Anschluß an die Behandlung der verschiedenen Baustoffe, ihrer Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten werden die Bauteile des Fabrikgebäudes und ihre von der Art des verwendeten Werkstoffes abhängigen Ausführungsformen besprochen und gegenübergestellt. Der Werkstoff Stahl und die Bauteile aus diesem Werkstoff werden hier zunächst nur allgemein beschreibend behandelt, während die genauere Berechnung und Ausbildung im einzelnen in dem zweiten Teil des Leitfadens folgen. — Auf den Abschnitt „Maschinenfundamente“ wurde besonderer Wert gelegt, da die Gründung und die Aufstellung von Maschinen in der Praxis oft ohne Hinzuziehung eines Baufachmannes vorgenommen wird. — Auf die Einmauerung von Dampfkesseln und den Bau von Schornsteinen, die stets Aufgabe des Bauingenieurs oder des Architekten sind, brauchte im Rahmen dieses Leitfadens nicht eingegangen zu werden. — Den Abschluß des Teiles „Fabrikbau“ bildet eine neu aufgenommene Übersicht über die wichtigsten Gesichtspunkte, die bei der Planung und der baulichen Ausbildung einer Fabrikanlage zu beachten sind: Wahl und Aufteilung des Bauplatzes, Gebäudeformen, Grundzüge der Beleuchtung, Heizung und Lüftung, innere Einrichtung von Werkstätten usw.

Der zweite Teil des Leitfadens geht auf die Berechnung und die Gestaltung der Stahlbauteile und ihrer Verbindungsmittel ein, da der Maschineningenieur oft Aufgaben aus diesem Gebiete selbständig zu bearbeiten und zu lösen hat. Mit Hilfe dieses Buches soll es ihm möglich sein, einfache statisch bestimmte Stahlbauten durchzurechnen und zu entwerfen. Die wichtigsten zeichnerischen und rechnerischen Verfahren (Cremonascher Kräfteplan, Ritterches und Culmannsches Verfahren, Einflußlinien, ω -Verfahren) werden daher entwickelt und an Zahlenbeispielen mit vielen maßstäblichen Abbildungen

in ihrer Anwendung erläutert. — Zur Einführung ist ein kurzer Abschnitt über Statik und Festigkeitslehre der Baukonstruktionen vorangestellt.

Da stets ein großer Teil der Maschineningenieure in den Werkstätten der Fördertechnik tätig ist, erschien im Rahmen dieses Leitfadens auch die Behandlung der Träger mit beweglichen Lasten erforderlich. Daher wurde am Schluß ein Abschnitt über „Kranbahnen und Kranträger“ mit einem genau durchgeführten Rechnungsbeispiel neu aufgenommen.

Ein Teil der Abbildungen, bei denen ebenso wie im Text stets die einschlägigen Dinormen nach ihrem neuesten Stand berücksichtigt sind, wurde folgenden bewährten anderen Büchern des Verlages B. G. Teubner entnommen, um den Preis des Leitfadens möglichst niedrig halten zu können: Benzel, „Gründung von Hochbauten“, Frick-Knöll, „Baukonstruktionslehre“ (I und II), Göbel-Henkel, „Grundzüge des Stahlbaues“ (I und II), Girndt, „Baustoffkunde“. Wir möchten auch an dieser Stelle den Verfassern dieser Bücher für ihre freundliche Genehmigung unseren Dank aussprechen.

Zum Schluß sagen wir allen, die uns bei der Abfassung des Buches und der Durchsicht des Manuskriptes unterstützt haben, wie auch dem Verlag für das Entgegenkommen, das er uns in jeder Weise bewiesen hat, unseren verbindlichsten Dank.

Magdeburg, im Juni 1933.

A. Weiske. H. Nowsky.

Inhaltsverzeichnis.

A. Fabrikbau.

	Seite		Seite
I. Gründung von Hochbauten.			
1. Baugrund	1	3. Decken	48
2. Untersuchung des Baugrundes	1	a) Decken aus Stein	48
3. Einfache Gründung	2	b) Holzbalkendecken	51
4. Künstliche Gründung	4	c) Decken aus Beton und Eisenbeton	53
a) Flachgründung	4	d) Stahlträgerdecken	55
b) Tiefgründung	5	4. Dächer	56
II. Baustoffe.			
1. Steine und Verbindungsmittel	8	a) Dachformen	56
a) Natürliche Bausteine	8	b) Hölzerne Dachstühle	58
b) Künstliche Bausteine	9	c) Dachbinder aus Stahl	61
c) Mörtel	10	d) Dachhaut	64
d) Mauerverbände	11	e) Dächer aus Eisenbeton	71
2. Beton und Eisenbeton	14	5. Treppen	72
a) Beton	14	a) Treppenformen	72
b) Eisenbeton als Werkstoff	16	b) Treppen aus Holz	74
c) Grundlagen der Berechnung für Eisenbeton	19	c) Treppen aus Stein	74
d) Grundformen des Eisenbetons	21	d) Treppen aus Stahl	76
3. Holz	23	6. Eigengewichte und Belastungen von Bauteilen	77
a) Allgemeine Eigenschaften	23	a) Eigengewichte	77
b) Bauhölzer	23	b) Belastungen	78
c) Holzgefährdung und Schutz	24	IV. Fabrikanlagen.	
d) Holzverbindungen	24	1. Bauplatz	79
e) Tragwerke	25	a) Wahl des Bauplatzes	79
4. Eisen und Stahl	27	b) Aufteilung des Bauplatzes	81
a) Gußeisen und Stahlguß	27	2. Fabrikgebäude	84
b) Walzstahl	28	a) Gebäudeformen	84
5. Eigengewichte der Bau- und Lagerstoffe	29	b) Flachbau	84
III. Bauteile.			
1. Mauern, Wände und Fundamente	30	c) Hallenbau	85
a) Mauern und Wände aus Stein	30	d) Geschoßbau	87
b) Mauern und Wände aus Beton und Eisenbeton	32	3. Grundzüge der Beleuchtung	88
c) Fachwerkwände aus Holz	33	a) Grundbegriffe	88
d) Fachwerkwände aus Stahl	35	b) Natürliche Beleuchtung	89
e) Maschinenfundamente	36	c) Künstliche Beleuchtung	89
2. Stützen (Säulen)	42	4. Grundzüge der Heizung	94
a) Säulen aus Stein	42	a) Wärmebedarf	94
b) Säulen aus Beton und Eisenbeton	43	b) Heizungsanlage	95
c) Stützen aus Holz	45	c) Warmwasserheizungen	96
d) Säulen aus Gußeisen	45	d) Dampfheizungen	98
e) Stützen aus Walzstahl	47	e) Luftheizungen	99
		5. Grundzüge d. Feuerschutzes	100
		a) Feuertechnische Begriffe	100
		b) Sicherheitsvorschriften	101
		c) Feuerbekämpfung	101
		6. Einrichtung der Werkstätten	102
		a) Gießerei	102
		b) Mechanische Werkstätten	104
		7. Wohlfahrtseinrichtungen	105

B. Stahlbau.

	Seite		Seite
I. Grundlagen aus der Statik und Festigkeitslehre der Baukonstruktionen.		c) Vollwandträger	151
1. Das ebene Fachwerk	107	d) Fachwerkträger	172
2. Der Cremonasche Kräfteplan	107	3. Stützen	182
3. Das Rittersche Schnittverfahren	111	a) Querschnittsformen	182
4. Das Culmannsche Verfahren	113	b) Berechnung der Stützen	183
5. Das ω -Verfahren	114	c) Stützenstöße	187
a) Mittiger Kraftangriff	114	d) Trägeranschlüsse an Stützen	188
b) Außermittiger Kraftangriff	116	e) Kranstützen	193
6. Die Einflußlinien	116	f) Kopf- und Fußausbildung	195
a) Allgemeines	116	g) Stützenlagerung	197
b) Der vollwandige Träger auf zwei Stützen	117	4. Dächer	199
c) Der Fachwerkträger auf zwei Stützen	119	a) Dachbinder	199
II. Werkstoffe.		b) Pfetten	209
1. Die verschiedenen Stahlsorten, Gußeisen und Stahlguß	124	c) Windverband	210
2. Walzprofile	126	5. Stahlfachwerkwände	211
3. Schutz des Stahles gegen Rost und Feuer	128	a) Ausführung des Gerippes	211
a) Schutz des Stahles gegen Rost	128	b) Belastungsgrundlagen	212
b) Schutz des Stahles gegen Feuer	129	IV. Stahlskelettbau.	
4. Herstellung u. Abnahme von Stahlbauwerken	130	1. Wesen des Stahlskelettbauens	215
III. Bauteile.		2. Stahlskelett	215
1. Verbindungsmittel	133	3. Ausmauerung	217
a) Nietverbindungen	133	V. Kranbahnen und Kranträger nach DIN E 120.	
b) Schraubenverbindungen	140	1. Gruppeneinteilung der Krane	218
c) Schweißverbindungen	140	2. Berechnung der Stahlbauten von Kranen	219
2. Träger	149	a) Allgemeines	219
a) Einteilung der Träger	149	b) Zugstäbe	220
b) Grundlagen der Berechnung	149	c) Druckstäbe	220
		d) Wechselstäbe	222
		e) Zulässige Spannungen	222
		3. Ausführung der Stahlbauten von Kranen	224
		4. Berechnung des Hauptträgers einer Laufkranbahn	225

A. Fabrikbau.

I. Gründung von Hochbauten.

1. Baugrund.

Zu den Vorarbeiten für die Errichtung eines Hochbaues gehört die Feststellung der Güte des Baugrundes, da seine Tragfähigkeit von der Druckfestigkeit und der Tiefe des Bodens abhängt. Man unterscheidet verschiedene Gütegrade:

α) Guter Baugrund. Fels, nicht verwittert (σ_{zul} darf bis $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit von Fels angenommen werden), festgelagerter Kies oder Sand, trockener Ton oder Lehm. Nach den amtlichen Vorschriften¹⁾ darf guter Baugrund mit 3—4 kg/cm² beansprucht werden.

β) Mittlerer Baugrund. Nasser Ton und Lehm, nasser Sand.

γ) Schlechter Baugrund. Schwemmsand, Mutterboden, aufgeschütteter Boden, Moor, Torf.

Für schlechten Baugrund ist eine künstliche Gründung erforderlich. Mittlerer Baugrund erhält nur bei hohen Belastungen eine künstliche Gründung.

2. Untersuchung des Baugrundes.

Ist der Baugrund als nicht zuverlässig bekannt, so muß er zunächst an möglichst vielen Stellen untersucht werden, um das Bodenprofil — d. i. die Art und die Mächtigkeit der Bodenschichten — und die Höhe des Grundwasserstandes, die jedoch nach der Jahreszeit wechselt, festzustellen. Die Untersuchungen erstrecken sich auf:

α) Probelastungen zur Feststellung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Sie werden für Grundmauern in der Weise durchgeführt, daß man eine quadratische Stahl- oder Betonplatte (Seitenlänge \approx Grundmauerbreite) mit dem vierfachen Wert der berechneten Druckkraft belastet. Die Platte darf bei mehrwöchiger Belastung nicht mehr als 25 mm einsinken.

β) Einschlagen von Probepfählen. Aus dem Widerstand beim Einschlagen der Pfähle werden Schlüsse auf die Güte des Baugrundes gezogen (bei Pfahlgründung verwendet).

γ) Bohrungen. Die Bohrer sind so eingerichtet, daß man die angebohrten Erdschichten mit dem Erdborher zugleich herauszieht, um Proben aus den verschiedenen Tiefen zu entnehmen. Abb. 1 zeigt einen der üblichen Bohrer. Durch Aufsetzen von Gestängen auf die Bohrer kann man beträchtliche Tiefen erreichen.



Abb. 1.
Stauch-
bohrer mit
Fußventil.

1) Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. 12. 1919. Wilh. Ernst, Berlin.

3. Einfache Gründung.

Zeigt sich beim Ausheben der Baugrube kein Grundwasser, und ist guter Baugrund vorhanden, so werden die Fundamente auf die waagrecht ausgeschachtete Baugrube aufgesetzt. Das Fundament muß auf frostfreiem Grund stehen, d. h. 0,80—1,25 m unter Gelände liegen, da sonst Senkungen infolge abwechselnden Frierens und Tauens und Mauerrisse eintreten können.

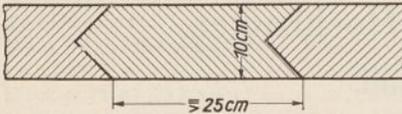


Abb. 2. Gratspundung.

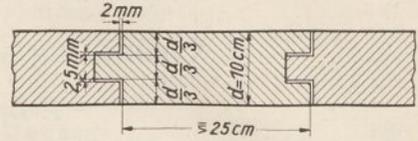


Abb. 3. Quadratspundung.

Die Fläche des auf dem Erdreich befindlichen Fundaments muß so groß sein, daß die zulässige Spannung von 3—4 kg/cm² nicht überschritten wird. Gewöhnlich verbreitert man das Fundament gegen das aufsteigende Mauerwerk (Abb. 7).

Tritt beim Ausschachten Grundwasser zutage, so wird die vorher abgesteifte, nach allen Seiten vergrößerte Baugrube unterhalb des Grundwasserspiegels durch Spundwände abgeschlossen. Man verwendet hölzerne Spundwände von 6—20 cm Stärke (Abb. 2 und 3 zeigen verschiedene Ausführungen) oder auch

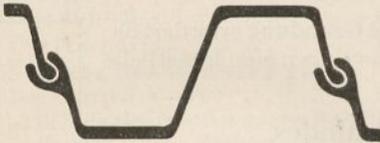


Abb. 4. Rothe-Erde-Spundwand.

Stahl-Spundwände (Abb. 4 und 5). Das Einschlagen der Spundwände geschieht absatzartig, indem ein längeres Stück Bohlenwand gleichzeitig angesetzt und mit Hilfe von Hand- oder Dampfrahmen treppenartig eingetrieben wird. An den Ecken verwendet man Bundpfähle, die zuerst eingeschlagen werden. Die Spundwand soll möglichst in eine wasserundurchlässige Schicht eingreifen. Nach Fertigstellung der geschlossenen Spundwand wird die Baugrube ausgepumpt und auf die verlangte Tiefe

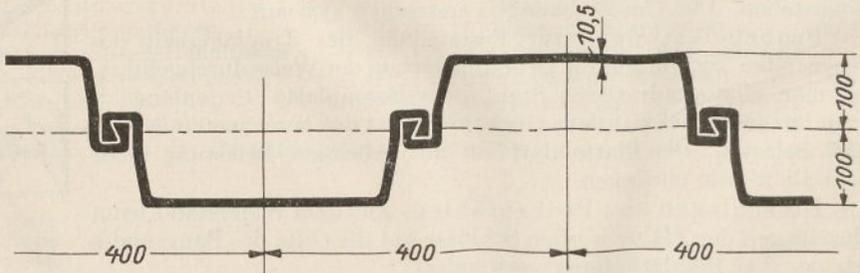


Abb. 5. Larssen-Spundwand.

gebracht. Meist ist die Spundwand nicht vollkommen dicht, so daß bis zum Abbinden des Zementmörtels die Pumparbeiten fortgesetzt werden müssen. Bisweilen senkt man den Grundwasserspiegel durch Rohrbrunnen, die um die Baustelle gebohrt und durch eine Saugleitung verbunden werden, allmählich ab, so daß sich sogar oft die Spundwand erübrigt. Bei starkem Wasserandrang

betoniert man die Baugrubensohle vor dem Auspenden. Spundwände bleiben auch nach Beendigung des Baues in der Erde. Sie werden entsprechend abgesehen oder abgestemmt.

Das Fundament muß das Eindringen von Feuchtigkeit in das Gebäude verhindern. Liegt der höchste Grundwasserstand, der gewöhnlich im Frühjahr auftritt, noch unter der Kellersohle, so ist nur gegen die aufsteigende oder seitlich eindringende Erdfeuchtigkeit abzudichten, was durch eine Zwischenschicht aus wasserdichtem Isoliermörtel oder durch eine 1—2 cm starke Gußasphaltschicht, auch auf die Seitenwände aufgetragen, geschehen kann. Wenn der höchste Grundwasserspiegel höher als die Kellersohle steigt (bis 30 cm), so dichtet man den Kellerfußboden durch eine 15—20 cm starke Betonschicht ab und legt darüber und an die Seiten

des Fundaments eine stärkere Asphalt-schicht (Abb. 6). Bei noch höherem Grundwasserstand muß man umgekehrte Gewölbe oder Eisenbetonplatten verwenden.

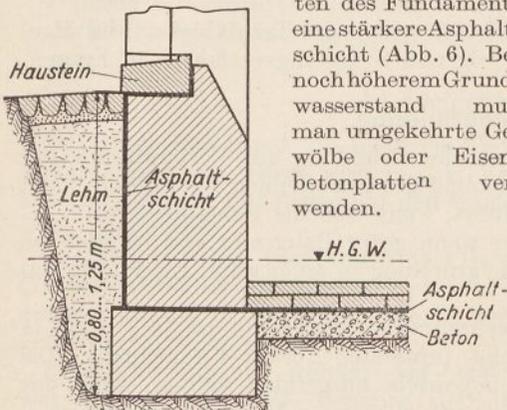


Abb. 6. Abdichtung gegen Grundwasser.

Aufg. Bei der in Abb. 7 dargestellten kleineren Fabrik ist die Stärke des Außenfundaments und die Fläche des Stützenfundaments zu prüfen.

Belastungen und Eigengewichte (zusammen)

Erdgeschoß	1200 kg/m ²	} Deckenlasten, bezogen auf 1 m ² Grundfläche
1. Geschoß	1200 „	
Dachgeschoß	800 „	
Dach	250 „	
Eigengewichte (Mittelwerte)		
Mauerwerk	1800 kg/m ³	} Mauern
Beton	2200 „	

Berechnung des Fundaments der Außenwand. Man betrachte einen Mauerstreifen der Außenwand von 1 m Breite ohne Fensteröffnungen¹⁾.

$$\begin{aligned} \text{Mauer: } & (0,64 \cdot 0,60 + 0,51 \cdot 3,0 + 0,38 \cdot 11,0) \cdot 1,0 \cdot 1800 = 11\,000 \text{ kg} \\ \text{Decken: } & 2 \cdot 3,0 \cdot 1200 + 3,0 \cdot 800 = 9\,600 \text{ „} \\ \text{Dach: } & 3,0 \cdot 250 = 750 \text{ „} \end{aligned}$$

$$\text{Summe} \quad 21\,350 \text{ kg}$$

1) Sind die Fensteröffnungen so breit, daß der Bodendruck der Außenwand nicht als gleichmäßig angesehen werden kann, so sind die Pfeilerfundamente zwischen den Fenstern wie die der Stützen zu berechnen.

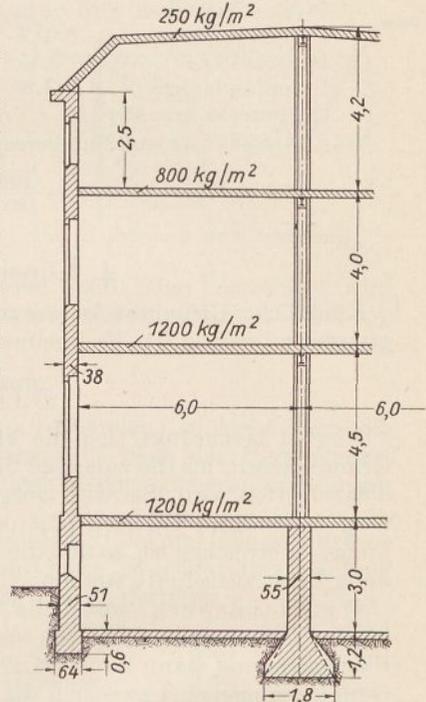


Abb. 7. Kleines Fabrikhaus als Geschoßbau.

Bodenpressung bei 64 cm breitem Fundament

$$\sigma = \frac{21\,350}{64 \cdot 100} = 3,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Fundament der Stütze (im Keller aus Beton, in den Stockwerken aus Walzstahl hergestellt). Die Stützen stehen in Abständen von 5 m. Das Gewicht der Stockwerkstützen wird nicht berücksichtigt.

Decken u. Dach:	$5,0 \cdot 6,0 (2 \cdot 1200 + 800 + 250)$	= 103 500 kg
Betonstütze:	$0,55 \cdot 0,55 \cdot 3,0 \cdot 2200$	= 2 000 „
Betonfundament:	$\frac{1}{3} \cdot 1,2 (1,8^2 + 0,55^2 + 1,8 \cdot 0,55) \cdot 2200$	= 4 000 „
(Abgestumpfte Pyramide)		
	Summe	109 500 kg

Bodenpressung auf Fundament $1,8 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$

$$\sigma = \frac{109\,500}{180 \cdot 180} = 3,4 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Künstliche Gründung.

Künstliche Gründung ist vorzunehmen, wenn die Tragfähigkeit des Baugrundes zu gering ist. Es kommen folgende Gründungsverfahren in Frage:

a) Flachgründung.

Hierbei beschränkt sich die künstliche Gründung auf Verbreiterung der Grundmauern, bis die zulässige Spannung des betreffenden Baugrundes nicht überschritten wird. Sie wird ausgeführt, wenn sich die Fundamentverbreiterung in mäßigen Grenzen hält oder wenn guter Baugrund erst in größeren Tiefen zu erreichen ist, so daß die Tiefgründung zu teuer wäre. Die Flachgründung kann ausgeführt werden:

α) in Mauerwerk, wobei die Verbreiterung beiderseits um je $\frac{1}{4}$ Stein in Absätzen von je 2 Schichten erfolgt (unterster Absatz 4 Schichten). Die Flachgründung kann auch als Grundgewölbe ausgeführt werden, wobei das Gewölbe umgekehrt zwischen die gegenüberliegenden Mauern gespannt wird.

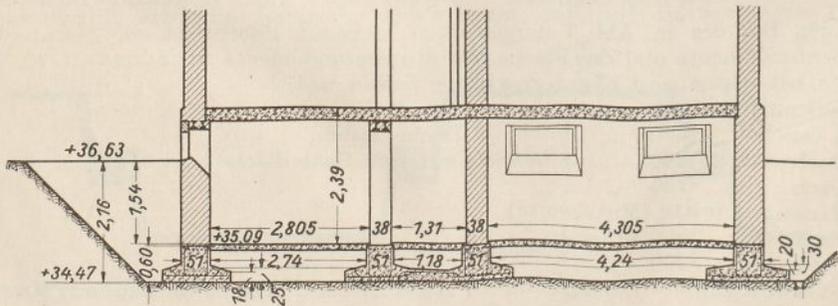


Abb. 8. Gründung auf einem Eisenbetonplattenrost.

β) in Beton, wobei die Verbreiterung unter 55° gegen die Waagerechte erfolgen darf (vgl. Stützenfundament der Abb. 7).

γ) in Eisenbeton, die in Form von Eisenbetonplattenrosten, d. s. Verbreiterungen jeder Grundmauer (Abb. 8) oder als Grundplatte (Abb. 9) in der Größe des Gebäudes hergestellt werden kann.

δ) als Schwellrost, bestehend aus hölzernen Quer- und Langschwellen, vgl. Pfahlrost bei Holzpfahlgründung (Abb. 17). Der Schwellrost muß unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegen, um ihn vor Fäulnis zu bewahren. Nur für holzreiche Gegenden.

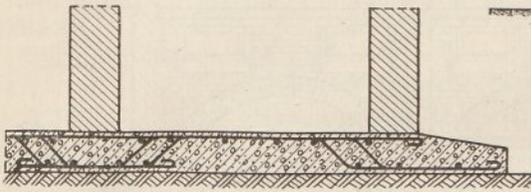


Abb. 9. Fundamentplatte aus Eisenbeton.

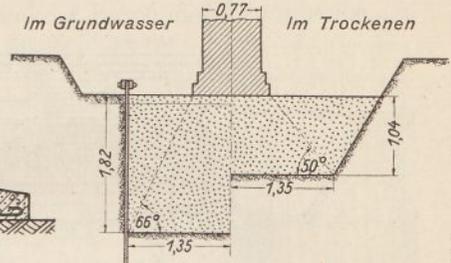


Abb. 10. Gründung auf Kiesschüttung.

ε) durch Kiesschüttung. Eine 1–3 m tiefe Sand- oder Kiesschicht wird in die breiter und tiefer ausgehobene Grundmauergrube eingestampft (Abb. 10).

b) Tiefgründung.

Ist guter Baugrund in mäßigen Tiefen vorhanden, so zieht man die Tiefgründung vor. Diese wird in drei Verfahren, je nach der Herstellungsweise der Pfeiler, mit denen auf den tragfähigen Baugrund heruntergegangen wird, ausgeführt.

α) Grundpfeiler. Liegt tragfähiger Baugrund nicht tief und läßt der niedrige Grundwasserstand ein Ausschachten der Baugrube zu, so erfolgt die Gründung auf gemauerten Grundpfeilern. Verbreiterung des Pfeilerfußes wie bei Flachgründung in Mauerwerk.

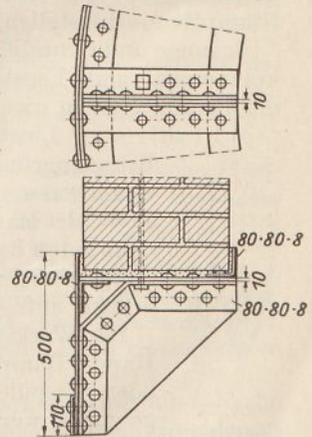
β) Senkbrunnen werden bei hohem Grundwasserstand verwendet. Brunnen sind Hohlzylinder aus Mauerwerk oder Beton von 1,5–3 m äußerem Durchmesser oder Hohlprismen aus Eisenbeton. Arbeitsgänge zur Herstellung eines gemauerten Brunnens:

1. Ausheben der Baugrube bis zum Grundwasserspiegel.

2. Einbringen des Brunnenkranzes, d. i. ein Walzstahlgerüst mit Schneidblech. Das Gerüst erhält Versteifungsrippen in Verbindung mit Mauerankern (Abb. 11). Seltener verwendet man hölzerne Brunnenkränze.

3. Aufmauern des Brunnens, gewöhnlich in Absätzen von 2 m Höhe. Wandstärke 1–1½ Stein.

4. Einsenken des Brunnens (nach Abbinden des Mauerwerks), nachdem der Boden unter dem Brunnenkranz durch Schaufeln von Hand, durch Sackbohrer oder durch Maschinenkraft (Vertikalbagger, Greifbagger) entfernt ist. Reicht das Eigengewicht zum Einsenken nicht aus, so wird der Brunnen durch Schienen, Sandsäcke usw. belastet. Das Aufmauern und Absenken wird so oft wiederholt, bis er sich genügend tief in den guten Baugrund gesetzt hat.

Abb. 11.
Brunnenkranz aus Walzstahl.

5. Ausfüllen des Brunnens mit Beton oder Mauerwerk.
6. Verbindung der Brunnen durch gemauerte Bögen, Walzträger oder Eisenbetonbalken, über denen die Mauern aufgeführt werden (Abb. 12).

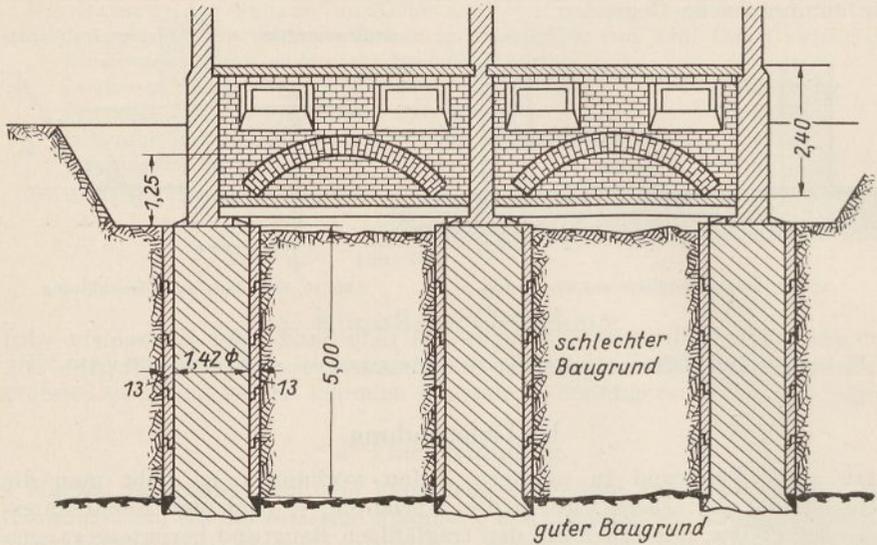


Abb. 12. Brunnengründung mit gemauerten Bögen.

Die Betonbrunnen haben gegen die gemauerten den Vorteil, daß die Abbindezeit fortfällt, da vorher fertiggestellte Brunnenringe aus 1–2 m Höhe aufgesetzt werden. Auch lassen sie sich in voller Höhe aus Stampfbeton herstellen.

Brunnen und Grundpfeiler werden unter Hausecken, Mauerkreuzungen und Fensterpfeiler gestellt. Die Außenkanten der Brunnen sollen nicht näher als 60 cm aneinander rücken.

γ) Pfahlroste. Liegt guter Baugrund zu tief, so daß die Brunnengründung zu teuer, auch infolge des hohen Grundwasserstandes zu schwierig werden würde, so wendet man die Pfahlgründung an. Diese ist auch ohne guten Baugrund dadurch möglich, daß die Reibung zwischen Pfahl und Erdreich die Fundamentdrücke aufnehmen muß (schwebender Pfahlrost).

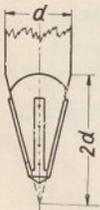


Abb. 13. Holzpfahlspitze mit Pfahlschuh.

Der Werkstoff für die Pfähle, die mit Hilfe von Hand-, Dampf- oder Motorrammen, durch Bohren oder Einspülen mittels Druckwasser in den Boden gebracht werden, ist Holz oder Eisenbeton. Die Holzpfähle (25–40 cm stark) versieht man zum bequemeren Einschlagen am unteren zugespitzten

Ende mit einem Pfahlschuh (Abb. 13), während das obere Ende einen Eisenring und eine Blechkappe erhält. Die Verbindung zweier Pfähle (nur dann, wenn eine Pfahlänge nicht ausreicht) geschieht durch Blechscheibe und Flacheisen nach Abb. 14. Auf diese Weise lassen sich Pfähle bis 20 m Tiefe einrammen.

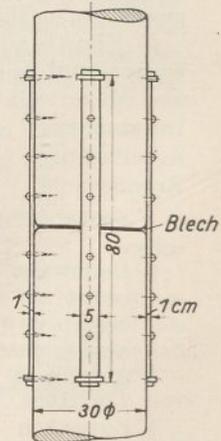


Abb. 14. Stoß zweier Holzpfähle.

Eisenbetonpfähle werden wegen ihrer Haltbarkeit den Holzpfehlen vorgezogen, obwohl ihre Verwendung sich teurer stellt. Sie eignen sich besonders, wenn der Grundwasserspiegel den Pfahlrost schneidet. Die Pfähle können in Holzformen gegossen und fertig eingerammt oder erst im Boden hergestellt werden. Im ersteren Falle muß der Rammkopf durch eine Rammhaube aus Stahl (Abb. 15) geschützt werden, um die Schläge zu mildern.

Für die Herstellung des Pfahles im Boden gibt es verschiedene Verfahren. Beispiele:

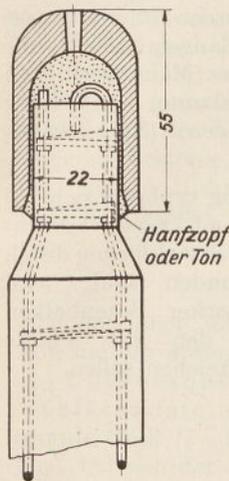


Abb. 15.
Rammhaube für
Eisenbetonpfähle.

Straußpfahl. In ein Bohrloch wird ein oben und unten offenes Blechrohr von 8—10 mm Wandstärke versenkt. Nach Einbringen des Eisengerippes wird das Innere absatzweise mit Stampfbeton ausgefüllt. Das Einstampfen des Betons erfolgt durch einen Rammstößel, wobei der Beton in das weichere Erdreich gedrückt wird, was die Tragfähigkeit erhöht. Von der Eisenbewehrung läßt man zuerst die Querbewehrung fort, so daß das Stampfen mit dem Rammstößel möglich wird. Nach jeder Füllung legt man dann vor dem Stampfen einen Querbügel ein. Während dieser Arbeit zieht man das Rohr wieder heraus und macht es für den nächsten Pfahl frei. Durch Verwendung von Preßluft, die den Beton festdrückt und den Mantel zugleich hebt, wird das Ziehen der Rohre erleichtert (Verfahren von Wolfsholz).

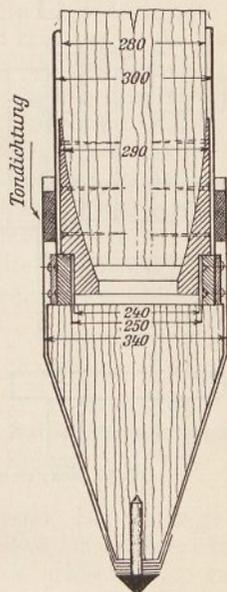


Abb. 16.
Spitze eines Mastpfahls.
(Firma Mast, Berlin.)

Simplexpfahl. Dieses Verfahren unterscheidet sich von dem ersteren dadurch, daß der Blechmantel mit einer lösbaren oder aufklappbaren Spitze versehen ist, so daß er als Pfahl eingerammt werden kann. Auch der Simplexpfahlmantel wird während des Betonierens herausgezogen.

Mastpfahl. An Stelle des starken Eisenmantels verwendet man beim Mastpfahl nur ein 1—2 mm starkes Blech mit 50 cm langer bewehrter Holzspitze (Abb. 16). Während des Rammens wird ein Holzpfehl, der als „Jungfer“ dient, in das Rohr eingeführt. Nach dem Rammen nimmt man den Pfahl heraus und füllt den Inhalt mit Beton (mit Eisengerippe). Der Mastpfahl ist besonders in moorigem Boden am Platze, da Moorsäure den ungeschützten Beton zersetzt. In einem Boden, in dem keine Zersetzungsgefahr besteht, durchlöchert man gern die Blechhülle, so daß die knollenartigen Auswüchse dem Pfahl einen festeren Halt geben.

Die Zahl der Pfähle wird auf Grund der Belastbarkeit ermittelt (übliche Abstände 0,75—1,25 m). Man rechnet die Tragfähigkeit eines Holzpfehles bei einer mittleren Stärke von 30 cm zu etwa 25 t, eines 30—40 cm starken Eisenbetonpfahles zu 30—40 t. Die genaue Zahl wird durch Probelastung oder durch Schlagprobe ermittelt.

Die Stellung der Pfähle geschieht entweder in zwei Reihen nebeneinander oder versetzt oder in Gruppen zu 4—8 Pfählen. Die Holzpfähle werden

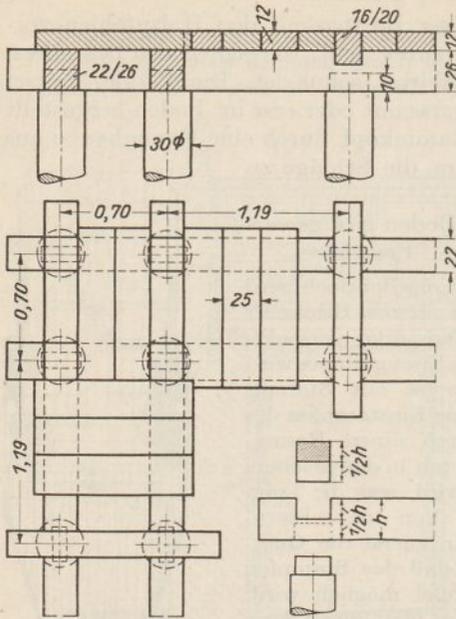


Abb. 17. Ecke eines Holzpahlrostes.

vielfach durch einen Holzrost, der aus Schwellen, Zangen und aufgelegten Bohlen besteht, verbunden. Die Schwellen (mindestens 20/24, in Abb. 17 sind es 22/26) liegen in der Mauerrichtung auf den Zapfen der Pfahlköpfe, während die Zangen (mindestens 16/20) quer dazu verkämmt werden. Die Bohlen (mindestens 10 cm stark) zwischen den Zangen geben die Grundlage für das Mauerwerk. Der Holzpahlrost muß unter dem tiefsten Wasserstand liegen (Spundwandabschluß).

Diese Forderung erübrigt sich bei dem Betonpahlrost. Nachdem die Pfähle zickzackförmig durch Bandeseisen verbunden sind, wird ein 0,75–1 m starker Betonbalken hergestellt, in den die Pfähle 15–30 cm hineinreichen sollen.

II. Baustoffe.

1. Steine und Verbindungsmittel.

a) Natürliche Bausteine.

Die Forderungen, die an alle Bausteine gestellt werden, sind folgende: Hohe Festigkeit, Wetterbeständigkeit (gegen Wasser, Frost und Hitze) und Billigkeit. Wegen der geringen Wasseraufnahmefähigkeit der natürlichen Bausteine und wegen ihrer verhältnismäßig hohen Belastungsmöglichkeit eignen sie sich besonders für Fundamente. Auch werden sie vielfach aus Schönheitsrücksichten für die Vorderfronten von Prachtbauten verwendet, jedoch müssen wegen ihrer großen Wärmeleitfähigkeit künstliche Steine hintermauert werden.

Einteilung der Gesteine nach ihrer Zusammensetzung:

α) Einfache Gesteine. Hauptvertreter Kalkstein CaCO_3 . Als dichter Kalkstein hat er eine Festigkeit von 1000–1800 kg/cm^2 . Abarten: Marmor, politurfähig, wegen seiner geringen Wetterbeständigkeit nur zu Innenbauten verwendbar. Tuffstein ist porös und dadurch ein leichter, aber meist ausreichend fester Baustein. Neben Kalkstein sind noch zu nennen: Gipsstein $\text{CaSO}_4 \cdot 2(\text{H}_2\text{O})$, Dolomit $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$, Quarzit und Serpentin.

β) Gemengte Gesteine. Hauptvertreter Granit, bestehend aus einem Gemenge von Feldspat, Quarz und Glimmer. Druckfestigkeit 800–3000 kg/cm^2 .

Seine Festigkeit nimmt mit feinerer Körnung zu. Wegen seiner hohen Festigkeit und großen Wetterbeständigkeit wird er für Fundamente, Pfeiler und Werksteine verwendet. Er ist auch politurfähig. Außerdem sind zu nennen: Gneis für Treppenstufen und Pflastersteine, Glimmerschiefer, Porphyry, politurfähig, Basalt.

γ) Verkittete Trümmergesteine. Hauptvertreter Sandstein. Er besteht aus Quarzsand, der durch verschiedene Bindemittel zusammengehalten wird. Von diesen hängen Härte und Wetterbeständigkeit ab. Mit kieseligen Bindemitteln wird er hart und wetterbeständig, mit tonigen schlecht und sogar unbrauchbar. Druckfestigkeit $400\text{--}1500\text{ kg/cm}^2$. Abarten: Grauwacke, Tonschiefer (als Dachschiefer), vulkanische Tuffe (auch Traß).

δ) Lose Trümmergesteine. Je nach der Größe unterscheidet man Findlinge (erratische Blöcke), d. s. Steine aus Granit, Gneis, Porphyry usw., die während der Eiszeit in die Norddeutsche Tiefebene geführt wurden. Die kleineren Gesteine, die nicht mehr als selbständige Bausteine anzusprechen sind, heißen Schotter, Kies (2 bis 20 mm Korngröße), Sand (0,05 bis 2 mm Korngröße), Ton und Mergel.

b) Künstliche Bausteine.

Zu den oben ausgesprochenen Forderungen für alle Bausteine kommen noch die der guten Wärme- und Feuchtigkeitisolierung hinzu.

α) Ungebrannte Steine.

Kalksandsteine (DIN 106) bestehen aus Kalk und Sand. Der frisch gebrannte Kalk (7—8 %) wird mit Sand innig vermischt. Die Masse lagert in Silos, bis sich der gebrannte Kalk an dem feuchten Sande gelöscht hat. In

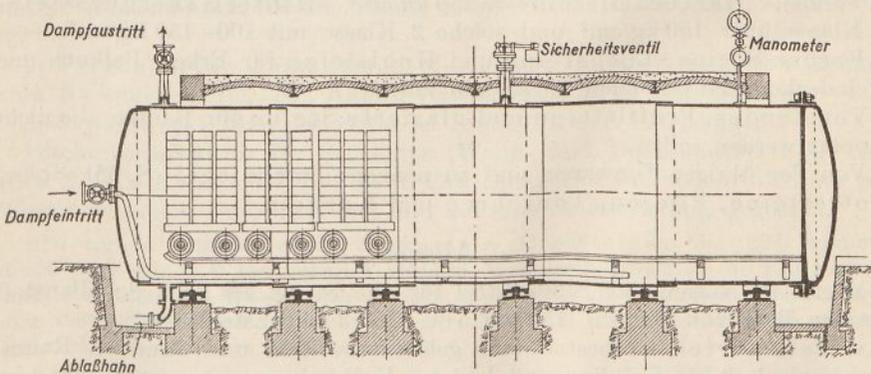


Abb. 18. Erhärtungskessel für Kalksandsteine.

Pressen wird den Kalksandsteinen die Normform gegeben, worauf sie in Kesseln mit Wasserdampf von 6—9 atü Druck erhärten (Abb. 18). Kalksandsteine sind den gebrannten Ziegelsteinen gleichwertig. Druckfestigkeit der Mörtelsteine $\approx 100\text{ kg/cm}^2$, der Kalkhartsteine $\approx 250\text{ kg/cm}^2$.

Rheinische Schwemmsteine werden aus Bimssand und hydraulischem Kalk hergestellt. Leichter Stein, $0,7\text{--}1\text{ t/m}^3$, allerdings geringe Druckfestigkeit von $20\text{--}30\text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{zul} = 3\text{ kg/cm}^2$. Die Schwemmsteine haben jedoch

gute Wärmeisoliereigenschaften, die sie für die Ausfachung im Stahlskelettbau brauchbar machen.

Ferner sind noch Zementsteine, Schlackensteine und Korksteine als ungebrannte Steine zu nennen.

β) Gebrannte Steine. Rohstoff: Ton mit Beimengungen von Sand, Kalk, Schwefelkies und Eisensalzen. Der Rohstoff wird selten in der Zusammensetzung, in der man ihn vorfindet, verwendet, gewöhnlich bereitet man ihn durch Überwinterung, maschinelle Zerkleinerung und durch verschiedene Beimischungen auf. Das Formen der Steine geschieht jetzt allgemein durch

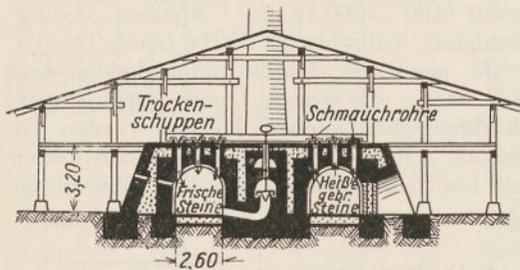


Abb. 19. Querschnitt durch einen Ringofen.

Maschinen, Strangpressen genannt (früher Handformerei). Nach dem Trocknen der Steine an der Luft oder in Trockenkammern werden sie gebrannt, wodurch sie die verlangte Härte und Druckfestigkeit erhalten. Das Brennen erfolgt meistens in Ringöfen (Abb. 19 zeigt einen Querschnitt durch einen solchen), wobei die einzelnen Kam-

mern, die ringförmig um einen Ofenkern angeordnet sind, der Reihe nach gefüllt, gebrannt und entleert werden. Während des Brennens leitet man die Feuergase mit verschiedener Stärke in die gefüllten Kammern.

Arten der gebrannten Steine:

Mauersteine (DIN 105), Normgröße $25 \cdot 12 \cdot 6,5$ cm. Je nach der Druckfestigkeit werden unterschieden: Klinker ≈ 350 kg/cm² (bis zur Sinterung gebrannt), Hartbrandsteine ≈ 250 kg/cm², Hintermauerungssteine 1. Klasse über 150 kg/cm² und solche 2. Klasse mit 100 – 150 kg/cm².

Poröse Steine, Lochsteine und Hohlsteine für Erker, Balkone und Steindecken, die besonders leicht sein sollen.

Verblender, Profilsteine und glasierte Steine für Bauten, die nicht geputzt werden sollen.

Von den übrigen Tonwaren sind zu nennen: Dachziegel (S. 65), Schamottesteine, Fliesen, Tonröhren und Kacheln.

c) Mörtel.

Mörtel ist sowohl das Bindemittel für alle Steine als auch der Baustoff für den Putz von Mauern, Decken usw. Gebräuchlichste Mörtel:

α) Kalkmörtel. Er besteht aus gelöschtem Kalk und Sand im Raumverhältnis $1 : 3$ bei Kalkbrei und $1 : 4$ bei Kalkpulver, wenn der Mörtel zum Mauern bestimmt ist. Der Kreislauf des Kalkes vom Brennen des Kalksteins bis zum Abbinden des Mörtels wird in Abb. 20 erklärt. Man unterscheidet nach DIN 1963 Weißkalk, Graukalk, Wasserkalk (über 10% Silikatbildner), Zementkalk (erhärtet unter Wasser) und Romankalk (durch Brennen von silikatreichen Kalksteinen unterhalb der Sintergrenze gewonnen). Die Druckfestigkeit beträgt nach einer Abbindezeit von 4 Wochen etwa 40 kg/cm². Sie nimmt mit den Jahren immer mehr zu, so daß schließlich guter Mörtel härter als der Ziegelstein wird.

β) Zementmörtel. Er besteht aus Zement und Sand im Mischungsverhältnis 1 : 3 bis 1 : 5. Mischung von Hand oder in Mischmaschinen.

Druckfestigkeit des Zementmörtels nach 28 Tagen: 40—140 kg/cm².

Portlandzement ist ein Erzeugnis aus Kalkstein, Kalkmergel und Ton, das bis zur Sinterung (im Gegensatz zu den hydraulischen Kalken, deren Brennprozeß vor der Sinterung abgebrochen wird) gebrannt wird. Das Brennen geschieht meist in Drehrohröfen. Die entstehenden Zementklinker werden in Rohrmühlen bis zur Staubfeinheit gemahlen. Je höher der Gehalt an kieselsaurer Tonerde ist, um so langsamer bindet der Zement ab und um so größer wird seine Festigkeit.

Ferner wird Eisenportlandzement aus mindestens 70 % Portlandzement und höchstens 30 % gekörnter Hochofenschlacke verarbeitet. Durch eine Mischung von 70 bis 85 % besonderer Hochofenschlacke und 30 bis 15 % Portlandzementklinkern erhält man den Hochofenzement, der langsam abbindet.

Für die Lieferung von Zement sind die „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und Eisenportlandzement“ maßgebend.

Seit 1924 stellt man auch hochwertige Zemente und Tonerdezemente (Schmelzzemente) her, die schon nach geringer Abbindezeit hohe Festigkeit erreichen.

γ) Verlängerter Zementmörtel entsteht durch Zusatz von Zement zum Kalkmörtel. Auf 250 l Kalkmörtel kommen 50 kg Zement.

δ) Gipsmörtel. Man unterscheidet Stuckgips und Estrichgips.

Mischungsverhältnis für Stuckgips (Wand- und Deckenputz): 1—2 Teile Gips, 3 Teile Kalk und 1 Teil Sand. Estrichgips (für Fußböden) wird nur mit Wasser zu einem Brei angerührt und auf eine Sandunterlage gegossen.

Stuckgips entsteht durch Brennen des Gipssteines bis 120°, wodurch der Gips $\frac{3}{4}$ seines Wassergehaltes verliert. Hierdurch erhält er die Eigenschaft, beim Ansetzen mit Wasser sich lebhaft mit diesem zu verbinden. Überschreitet man diese Temperatur und geht mit der Erhitzung bis zur Rotglut, so entsteht Estrichgips, der nur langsam abbindet.

d) Mauerverbände.

α) Die natürlichen Steine werden in den Gebäudefundamenten als Feldsteinmauerwerk (Abb. 21), wobei die Findlinge gespalten oder gesprengt werden, oder als Bruchsteinmauerwerk verwendet. Bruchsteine sind Felsstücke von unregelmäßiger Form aus Steinbrüchen, die man roh für Fundamentmauern oder etwas behauen als „Verblender“ für Außenmauern verwendet. Durch gutes Behauen erhält man das lagerhafte Bruchsteinmauerwerk. Für Prachtbauten werden die Außenmauern durch Quader-

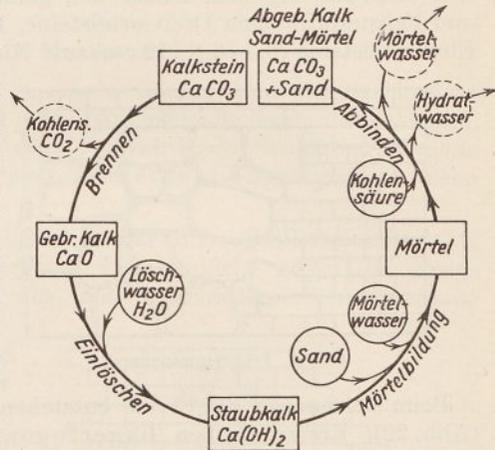


Abb. 20. Kreislauf des Kalkes.

mauerwerk, das aus regelmäßig behauenen Steinen besteht, verblendet. Für Außenmauern von Fabrikbauten kommen natürliche Bausteine kaum in Frage, höchstens für Gebändefundamente.

β) Ziegelmauerwerk. Der Normziegel $25 \cdot 12 \cdot 6,5$ ist so gewählt, daß zwei Steinbreiten + eine Mörtelfuge = eine Steinlänge ($2 \cdot 12 + 1 = 25$ cm) ergeben. Außer den ganzen Steinen werden für Mauerecken und Fensteröffnungen Dreiviertelsteine, 18,5 cm lang, Halbsteine 12 cm lang, Einviertelsteine ($5,5 \cdot 6,5 \cdot 12$ cm) und Riemchen ($5,5 \cdot 6,5 \cdot 25$ cm) verwendet.

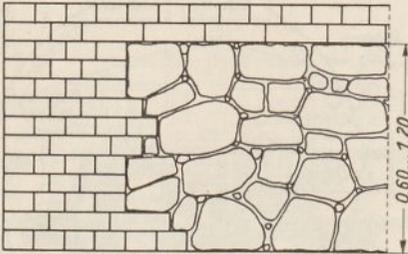


Abb. 21. Feldsteinmauerwerk.

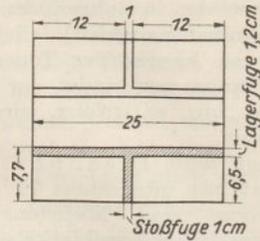


Abb. 22. Benennung und Stärke der Fugen.

Beim Vermauern der Steine entstehen waagerechte und senkrechte Fugen (Abb. 22). Erstere heißen Lagerfugen, letztere Stoßfugen. Die Lagerfuge (Stärke 1,2 cm) liegt zwischen zwei Schichten, während die Stoßfuge (1 cm stark) zwei Steine derselben Schicht verbindet. Auf 1 m aufgehendes Mauerwerk rechnet man 13 Schichten.

Je nachdem, wie man die Steine zu einer Mauerschicht zusammenfaßt, unterscheidet man 3 Hauptarten:

Läuferschicht. Der Stein liegt mit seiner Längsseite in Richtung der Mauer, so daß die Fläche $6,5 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}$ in Ansicht erscheint.

Binder- oder Streckerschicht. Der Stein liegt quer zur Mauerflucht, wobei die Stirnseite des Steines sichtbar wird.

Rollschicht. Die Steine stehen hochkant quer zur Mauerflucht, so daß wie bei der Binderschicht die Stirnseite sichtbar wird. Die Schicht ist 12 cm hoch.

Mauerstärken gibt man in halben oder ganzen Steinlängen an, in Zeichnungen werden sie in cm eingetragen.

$\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer	=	12 cm
1 „ „ „	=	25 „
$1\frac{1}{2}$ „ „ „	=	38 cm.

Die weiteren Zahlen sind 51, 64, 77, 90 cm, d. h. die um $\frac{1}{2}$ Stein stärkere Mauer wird um $13 \text{ cm} = 12 \text{ cm} + 1 \text{ cm}$ (Mörtelfuge) breiter. Zur Herstellung von 1 m^3 Mauerwerk sind etwa 400 Mauersteine und $0,3 \text{ m}^3$ Mörtel erforderlich.

Verbandregeln für Mauerwerk.

1. Waagerechte Lage jeder Schicht geht durch die ganze Mauer.
2. Stoßfugen zweier aufeinander liegender Schichten dürfen sich nicht treffen, auch nicht im Innern der Mauer. Dagegen sollen die Stoßfugen derselben Schicht möglichst durch die Mauer hindurchgehen.

3. Im Innern der Mauer viele Binder verwenden!
4. Möglichst ganze Steine verarbeiten, Teilsteine nur dann, wenn sie bei Ecken und Maueröffnungen nötig sind.
5. In der Ansicht sollen Läufer- und Binderschichten abwechseln.
6. Wechsel von Läufer- zur Binderschicht und umgekehrt an den Mauerecken (in derselben Schicht).

Gebräuchlichste Mauerverbände.

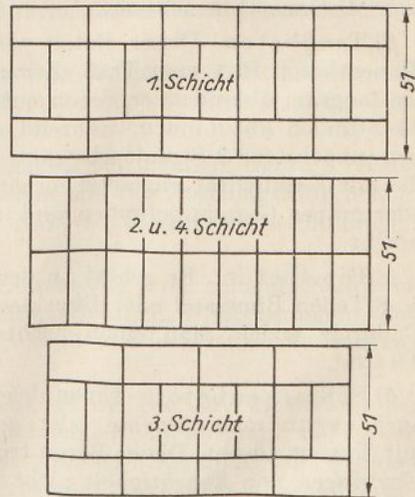
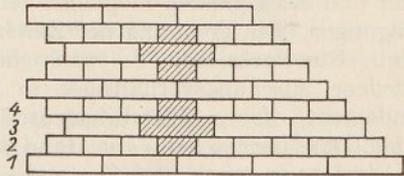
Blockverband. In der Ansicht wechseln Läufer- und Binderschichten ab. Die Stoßfugen jeder Binder- und jeder Läufer-schicht liegen übereinander. Der Verband besteht also nur aus zwei verschiedenen Schichten. Beachte den schraffierten Block in Abb. 23 und die Verzahnungslinie, die beim Unterbrechen einer Mauer auftritt.

Kreuzverband. Auch hier wechseln Läufer- und Binderschichten ab, jedoch sind die Stoßfugen der nächsten Läufer-schicht gegen die vorige um $\frac{1}{2}$ Stein versetzt. Es wechseln also vier verschiedene Schichten miteinander ab. Beachte die schraffierten Kreuze in Abb. 24 und die bessere Verzahnung gegen die des Blockverbandes.

Außer diesen Verbänden sind zu nennen:

Läuferverband bei $\frac{1}{2}$ Stein starkem Mauerwerk.

Binderverband bei 1 Stein starkem Mauerwerk.



Bibliothek
Pol. Wroc.

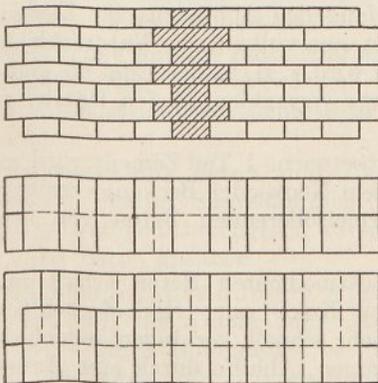


Abb. 23.
Blockverband einer 25 cm und 38 cm
starken Wand.

Abb. 24.
Kreuzverband einer 51 cm starken Wand.

2. Beton und Eisenbeton.

a) Beton.

Unter Beton versteht man eine innige Mischung von Zement, Sand, Kies oder Steinschlag. Der Zusammensetzung nach ist der Beton dem Zementmörtel sehr ähnlich. Der Unterschied besteht darin, daß Mörtel ein Bindemittel für Bausteine ist — er besteht aus Sandkörnchen, die von Zement umgeben sind — während Beton ein selbständiger Baustoff ist, der aus groben Kiesen oder kleinen Steinen besteht, deren Zwischenräume durch Zementmörtel ausgefüllt werden.

Nach der Zusammensetzung des Betons unterscheidet man:

α) Zementbeton¹⁾. Als Bindemittel dient Portland-, Eisenportland- oder Hochofenzement. Die Füllstoffe sind Sand und Kies, Steinsplitt (bis 25 mm Korngröße) oder Steinschlag (bis 70 mm Größe). Die Zusatzmenge von Wasser richtet sich nach der gewünschten Art der Verarbeitung, ob erdfeucht, weich oder gießfähig. Es darf nur reines, säurefreies Wasser verwendet werden. Sand und Kies müssen möglichst rein sein, vor allem frei von erdigen Beimengungen. Die Trennung der Zuschlagstoffe nach der Korngröße geschieht durch Rundlochsiebe. Je nach dem Verwendungszweck kommen verschiedene Mischungsverhältnisse in Frage. Als Anhalt mag folgendes für Fundamente dienen: 1 Teil Zement, 3 Teile Sand, 5—6 Teile Kies oder Steinschlag. Das Mischen kann von Hand durch dreimaliges Umschaufeln von Sand und Zement in trockenem Zustande geschehen. Diesem Gemenge setzt man Wasser und dann den angenehmsten Zuschlag hinzu. Für größere Mengen eignen sich Mischmaschinen besser.

β) Traßbeton. Dieser Beton wird für Wasserbauten bevorzugt. In den Zementbeton fügt man Traß (Zement: Traß bis zu 1 : 0,6) hinzu, wodurch ein langsam abbindender Beton entsteht. Diese Mischung beginnt erst nach 24 Stunden abzubinden, während der Anfang des Abbindens für Zementbeton höchstens 2 Stunden beträgt. Traß ist eine vulkanische Naturschlacke, die mit Kalkhydrat angesetzt, erhärtet. Er wird z. B. in der Eifel als gelbes oder graues Gestein gefunden und, zu Pulver vermahlen, in den Handel gebracht.

γ) Bimsbeton. Er gehört zu den Leichtbetonen. 1 Teil Zement wird mit 6—8 Teilen Bimssand oder Bimskies (aus dem Neuwieder Becken) vermengt. Dadurch erzielt man einen leichten, wärmeisolierenden Beton von etwa 0,9 t/m³.

δ) Schlackenbeton. Einen leichten, wärmedichten Beton erhält man auch, wenn man gesiebte oder gemahlene Koks- oder Hochofenschlacke mit Zement mischt. Dieser Beton trocknet sehr schnell, verhindert jedoch das Eindringen von Feuchtigkeit nicht vollkommen. Abhilfe durch eine Außenschicht von Zementbeton.

1) Aus den „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton“ vom Deutschen Ausschluß für Eisenbeton. Mai 1932 (Teil C). Für eine praktische Ausführung ist die Durcharbeit dieser Bestimmung erforderlich.

Je nach der Verarbeitung des Betons unterscheidet man zwischen Stampf-, Schütt- und Gußbeton. Je nach dem Wasserzusatz ergeben sich die drei entsprechenden Betonsteifen: erdfeucht, weich und flüssig. Stampfbeton wird als erdfeuchter Beton verarbeitet. Bei Maschinenmischung wird das gesamte Gemenge so lange gemischt, bis es innig durchgearbeitet ist. Die Mischmaschinen besitzen Wasserabmeßvorrichtungen, die das Wasser gleichmäßig zuführen. Erdfeuchter Beton enthält nur soviel Wasser, daß die innere Handfläche beim Kneten sichtlich naß wird. Der Beton wird in Schichten von 15–20 cm Höhe zwischen die Schalung eingebracht und durch Stampfen verdichtet, bis Wasser an der Oberfläche auftritt. Bei Aufbringen einer neuen Schicht auf erhärteten Beton muß die Oberfläche aufgeraut, sauber abgefeigt und frisch mit dünnem Zementbrei übergossen werden.

Schüttbodyeton wird als weicher Beton zwischen die Schalung geschüttet und nur leicht gestampft. Man verwendet ihn auch beim Betonieren unter Wasser (mit Traßzusatz), wobei die weiche Masse mit Hilfe von Schütttrichtern, die bis an den Baugrund reichen, versenkt wird. Die Baugrube muß vorher umkleidet werden, so daß fließendes Wasser keine Entmischung vornehmen und den Beton auch nicht fortschwemmen kann. Der Beton darf nicht frei durch das Wasser fallen, sondern muß ohne Unterbrechung eingebracht werden.

Der Gußbeton wird als flüssiger Beton durch Rinnen zur Arbeitsstelle geleitet. Er darf nicht höher als aus 1–2 m Höhe frei zwischen die Schalung fallen. Er muß so flüssig sein, daß eine Rinnenneigung von 1 : 2 bis 1 : 3 zum Fließen ausreicht. Bei Gußbeton ist die Gefahr der Entmischung zu beachten. Die Verdichtung erfolgt durch Rührkrücken an der Arbeitsstelle (Entfernung von Luftblasen).

Für wasserdichten Beton verwendet man einen Verputz von fettem Zementmörtel, Mischungsverhältnis 1 : 2, mit einem Zusatz von Ceresit, Biber oder anderen dichtenden Zuschlägen.

Bei Frost sind die Betonierarbeiten möglichst einzustellen. Bis zu 3° Kälte kann man sich durch Anwärmen des Wassers und der Zuschlagstoffe helfen. Der Beton ist dann frostsicher abzudecken. Näheres: Eisenbetonbestimmungen A § 10.

Bauwerke aus Beton sind vor der Einwirkung von zementschädlichen Wässern, Säuren, Säuredämpfen, Moorsäure, schädlichen Salzlösungen, Ölen und schwefligen Rauchgasen zu schützen, da diese eine zerstörende Wirkung auf den Beton ausüben.

Zulässige Spannungen von Zementbeton. Die Druckfestigkeit des Betons soll bei Verwendung von Handelszement mindestens 120 kg/cm² nach 28 Tagen Abbindezeit betragen. Die zulässige Spannung soll $\frac{1}{4}$ dieser Druckfestigkeit nicht überschreiten (höchstens 50 kg/cm²). Bei einfacher Biegung darf für die Zugspannung 5% der zulässigen Druckspannung zugelassen werden. Ausführlichere Werte s. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, Teil A § 29 und Teil C § 12.

b) Eisenbeton als Werkstoff.

α) Geschichtliches. Der Franzose Lambot nahm 1855 ein Patent auf Eisenbetonplatten als Ersatz für hölzerne Schiffsplanken. 1861 schrieb der französische Ingenieur Coignet eine wissenschaftliche Arbeit über Eisenbeton. Der französische Gärtner Monier stellte im Jahre 1867 unbewußt Eisenbeton her, indem er Blumenkübel aus Drahtgeflecht mit einer Betonschicht umgab. Später nutzte er dann seine Erfindung aus und verkaufte auch seine Patente nach Deutschland. Die wissenschaftlichen Grundlagen für Eisenbeton rühren von dem deutschen Regierungsbaumeister Koenen und dem Ingenieur Wayß her. Koenen erkannte, daß die Eiseneinlagen die Zugspannungen aufnehmen müßten, während Monier das Eisengerippe für die Formgebung notwendig hielt. — Im Bauwesen wird Eisenbeton seit 1890 verwendet. Seit 1907 besteht der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“, der die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“¹⁾ herausgab, nach denen in Deutschland die Eisenbetonarbeiten auszuführen sind.

β) Wirkungsweise. Während für die zulässige Zugspannung von reinem Beton nur ganz geringe Werte zugelassen sind, ist Eisenbeton ein Werkstoff, der außer auf Druck auch auf Zug, Biegung und Knickung beansprucht werden darf. Dies wird dadurch erreicht, daß der Beton Eiseneinlagen erhält, die die Zugspannungen aufnehmen, während die Beanspruchung des Betons auf die Aufnahme der Druckspannungen beschränkt bleibt. Beide Werkstoffe zusammengefügt ergeben den „Eisenbeton“. Die Verbundwirkung der beiden so verschiedenen Stoffe ist möglich, da ihre Wärmeausdehnungszahlen nahezu gleich sind und da die Haftkraft des Betons auch am glatten runden Stahl groß genug ist, um ein Gleiten oder Loslösen der Eiseneinlagen zu verhindern. Auch rostet der Stahl bei genügend tiefer Einbettung in Beton nicht.

Vergleich des Eisenbetons mit anderen Baustoffen:

Vorzüge:

1. Wirtschaftlichkeit. Schnelle, leichte und billige Herstellung und geringe Unterhaltungskosten (Eisenbetonbau schneller als Ziegelbau, allerdings nicht schneller als Stahlskelettbau).

2. Feuersicherheit.

3. Lange Lebensdauer, da der Baustoff widerstandsfähig gegen Erschütterungen und Witterungseinflüsse ist. Außerdem nimmt die Festigkeit des Betons mit dem Alter zu.

4. Leichte Formgebung. Eisenbeton kann in jeder Form, die aus Gründen der Schönheit oder Zweckmäßigkeit verlangt wird, ausgeführt werden.

1) Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. Die Bestimmungen sind 1932 neu erschienen und enthalten allgemeine Vorschriften und Grundsätze für die statische Berechnung und Ausführung von Eisenbeton. Die folgenden Abschnitte sind zum großen Teil Auszüge aus den Bestimmungen. Auch werden Steineisendecken sowie Bestimmungen für Bauwerke aus Beton behandelt. Die Bestimmungen vom September 1925 sind damit aufgehoben. Der Hinweis auf die Eisenbetonbestimmungen ist im folgenden kurz durch „Bestimmungen“ unter Hinweis auf den betr. Abschnitt gekennzeichnet.

Nachteile:

1. Wärmedurchlässigkeit größer als bei Ziegelmauerwerk.
2. Große Schallübertragung, da das Bauwerk ein Ganzes bildet.
3. Teure Einschalungen.
4. Teure Bauänderungen, da Stemmarbeiten schwer und teuer.
5. Kein Abbruchswert. Die Kosten für den Abbruch sind hoch.

γ) Die Betonmasse wird bei Eisenbetonarbeiten meist weich verarbeitet, da dadurch die Stahleinlagen gleichmäßig dicht umgeben werden können. Der Beton kann auch eingespritzt werden. Das Mischungsverhältnis beträgt im allgemeinen 1 R. T. Zement zu 3—5 R. T. Kiessand. Die genaueren Raumanteile richten sich nach dem Bestimmungszweck des Eisenbetons. Eine Vorschrift für den Zementgehalt besteht nur darin, daß zur rostsicheren Umhüllung 1 m³ Beton 300 kg Zement enthalten soll. (Unter bestimmten Voraussetzungen genügen 270 bzw. 240 kg Zement für 1 m³ Beton.) Wenn es die Verarbeitung zuläßt, kann auch an Stelle von Kies Steinsplitt verwendet werden.

Bei gewöhnlichen Hochbauten können sowohl Schwinden als auch Temperaturschwankungen in den statischen Berechnungen unberücksichtigt bleiben.

δ) Eiseneinlagen. Der Stahl muß den Mindestforderungen genügen, die in DIN 1000, „Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken“, enthalten sind. Im allgemeinen wird Flußstahl St 37 verwendet. Für besondere Bauteile wird auch der hochwertige Stahl St 52 verwendet.

Als Eiseneinlagen benutzt man meist Rund-eisen mit 5—50 mm \varnothing , nur selten Flach- oder Profileisen. Bisweilen läßt sich Streckmetall (Abb. 25) vorteilhaft verwenden. Das Eisen soll eine möglichst reine Oberfläche haben, vor allem muß es frei von Schmutz, losem Rost und Fett sein, da sonst die Haftkraft zwischen Beton und Eisen beeinträchtigt wird. Der Rosthauch auf dem Eisen schadet jedoch nichts.

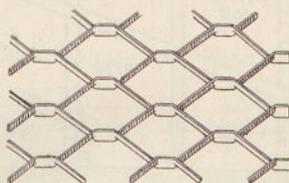


Abb. 25. Streckmetall.

Das Verlegen der Eiseneinlagen muß so sorgfältig geschehen, daß diese sich beim Einbringen des Betons nicht verschieben können. Deshalb verbindet man die eigentlichen Zugeisen durch Verteilungseisen, d. s. dünnere Querstäbe, die auch die Form von Bügeln (z. B. bei Balken) erhalten können. Zug- und Verteilungseisen werden in den Knotenpunkten durch 1 mm starken Eisendraht verbunden.

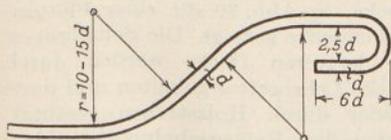


Abb. 26. Aufgebogener Rundstahl.

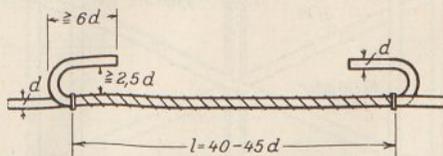


Abb. 27. Zugeisenstoß durch Überdeckung.

An den Enden sind die Zugeisen mit halbkreisförmigen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser gleich dem 2,5 fachen Eisendurchmesser ist (Abb. 26). Das Biegen geschieht in einfachen Biegemaschinen, die durch Handhebel betätigt werden, oder durch Motorbiegemaschinen, die bis zu 10 Rundeisen gleichzeitig biegen. Der Stoß der Zugeisen, der auf eine Mindest-

zahl zu beschränken ist, kann durch Spannschlösser, Schweißung oder Überdeckung ausgeführt werden, wobei man die beiden Enden auf eine Länge gleich dem 40 fachen Eisendurchmesser (bei Balken nur bis 25 mm ϕ) zusammenlegt. Ausführung nach Abb. 27. Nähere Angaben: Teil A § 14 der Eisenbetonbestimmungen.

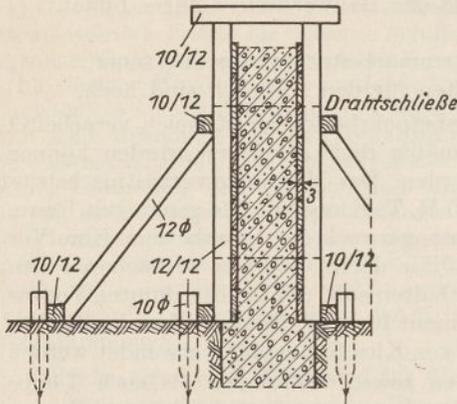


Abb. 28. Einschalung einer Betonwand.

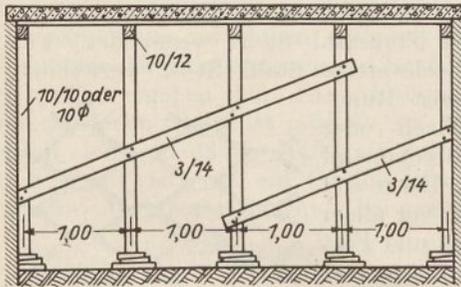


Abb. 29. Einschalung einer ebenen Betondecke.

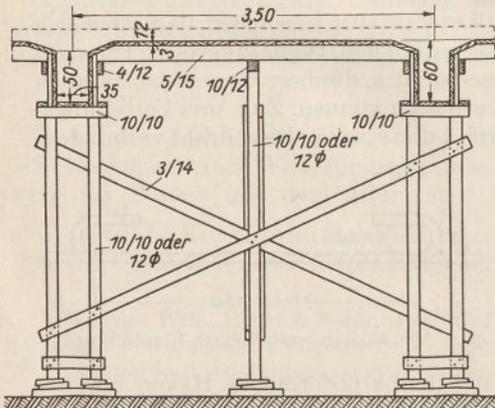


Abb. 30. Einschalung einer Plattenbalkendecke.

Die Betondeckung der Eiseneinlagen an der Unterseite muß zum genügenden Schutz gegen Rost und Feuer bei Platten mindestens 1 cm, im Freien 1,5 cm, bei Balken und Säulen mindestens 1,5 cm, im Freien 2 cm betragen. Kurz vor dem Einbetonieren dürfen die Eiseneinlagen mit Zementbrei eingeschlämmt werden. Angetrockneter Zement stört jedoch die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton.

ε) Die Schalungen müssen hinreichenden Widerstand gegen die einwirkenden Kräfte bieten und genügend dicht sein. Die Verbindung der Schalung geschieht am besten durch Schrauben, Zwingen oder Klammern. Die Wegnahme der Schalungen muß leicht, gefahrlos und ohne Erschütterung vor sich gehen. Nähere Bestimmungen A § 12.

Abb. 28 zeigt ein Beispiel für die Einschaltung von Betonwänden. Die Drahtschließen (3 mm ϕ) werden bei Abschaltung abgeschnitten. In Abb. 29 ist die Verschalung für eine ebene Decke, in Abb. 30 die einer Plattenbalkendecke gezeigt. Die Schalbretter der letzteren Decke werden durch starke Lehbretter gehalten und diese wieder durch Holzstreben gestützt. Unter den Balkenschalungen stehen Stützen, die auf Doppelkeile gestellt werden, um sie nachtreiben zu können.

Die Ausschalung des Betons darf vor ausreichender Erhärtung

nicht vorgenommen werden. Die Dauer der Einschalung beträgt etwa 3 Tage für Stützen und 8 Tage für Deckenplatten. Näheres s. Bestimmungen A § 13.

c) Grundlagen der Berechnung.

Bei der Berechnung von Eisenbeton (s. auch Bestimmungen A § 15—21) ist das statische Zusammenwirken des Betons und der Stahleinlagen zu beachten. Man geht von den Grundbedingungen aus, daß bei einem auf Zug oder Druck beanspruchten Stab die Kraft sich gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilt und daß die Längenänderungen beider Stoffe gleich groß sind. So bleiben parallele, benachbarte Querschnitte auch bei der Belastung parallel. Für die Spannungsermittlung ist das Verhältnis der Elastizitätszahlen beider Stoffe zu

$$n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15$$

nach den Bestimmungen (§ 17) festgesetzt.

Der Berechnung von Biegungsspannungen der Platten und Balken liegt die Annahme zugrunde, daß die Stahleinlagen alle Zugspannungen aufzunehmen haben. Die Dehnungen sollen ebenso wie bei Querschnitten aus einem Stoff in gleichem Verhältnis zu den Abständen von der Nulllinie und zu den Spannungen stehen. Zur Schaffung dieses homogenen Querschnittes denkt man sich den Eisenquerschnitt F_e durch einen n -mal so großen zugfesten Betonquerschnitt F_{bz} mit der ideellen Spannung σ_{bz} ersetzt. Nach Abb. 31 ist

$$Z = \sigma_e F_e = F_{bz} \sigma_{bz} \quad (n F_e = F_{bz})$$

$$\sigma_{bz} = \frac{\sigma_e}{n}$$

Damit ist die ideelle Betonzugspannung auf die Zugspannung der Stahleinlagen zurückgeführt. Es kann demnach nach Abb. 31 die oben ausgesprochene Bedingung über das Verhältnis der Spannungen zu den Abständen von der Nulllinie angesetzt werden:

$$\sigma_b : \frac{\sigma_e}{n} = x : (h - x)$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{x}{h - x}$$

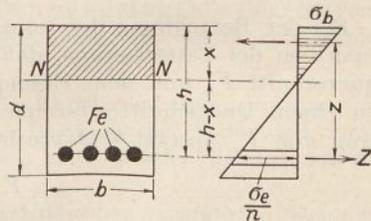


Abb. 31. Spannungsverteilung im Eisenbeton.

Die Lage der Nulllinie $N-N$, die zugleich Schwerlinie ist, erhält man aus der bekannten Momentengleichung (Gesetz der Schwerlinie):

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} = n \cdot F_e \cdot (h - x)$$

$$x = \frac{n F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b h}{n F_e}} \right) \text{ cm.}$$

Die Biegungsspannung der Stahleinlagen σ_e erhält man aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ (Drehpunkt im Schwerpunkt des schraffierten Dreiecks der Abb. 31). M ist hier das Biegemoment M_b des Eisenbetonbalkens.

$$M_b = \sigma_e \cdot F_e \left(h - \frac{x}{3} \right) \quad \left(h - \frac{x}{3} = z \right)$$

$$\sigma_e = \frac{M_b}{F_e \cdot z} \text{ kg/cm}^2.$$

Durch Einsetzen von σ_e in die obere Gleichung für σ_b erhält man

$$\sigma_b = \frac{M_b \cdot x}{n \cdot F_e \cdot z (h - x)}.$$

Da aber, wie oben gezeigt,

$$n \cdot F_e (h - x) = b \cdot \frac{x^2}{2}$$

ist, so ergibt sich für σ_b die einfache Beziehung

$$\sigma_b = \frac{2 M_b}{b \cdot x \cdot z} \text{ kg/cm}^2.$$

Will man zunächst den Eisenquerschnitt F_e und die Trägerhöhe h bei gewählter Breite b bestimmen, so lauten die umgeformten Gleichungen:

$$h = \alpha \sqrt{\frac{M_b}{b}}$$

$$F_e = \beta \sqrt{M_b \cdot b}.$$

α und β sind Konstante, die Zahlentafeln entnommen werden. Es ist z. B. für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$:

$$\left. \begin{aligned} h &= 0,411 \sqrt{\frac{M_b}{b}} \text{ cm} \\ F_e &= 0,00228 \sqrt{M_b \cdot b} \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} M_b \text{ in kgcm, } b \text{ in cm.}$$

Bei der Berechnung der reinen Druckspannung, z. B. bei Säulen, geht man von der Tatsache aus, daß sich die Querschnittsfläche aus dem Betonquerschnitt F_b und dem Eisenquerschnitt F_e zusammensetzt. Beide dürfen zu einem Querschnitt zusammengefaßt werden, wenn man den n fachen Betrag von F_e ansetzt (entsprechend der oberen Gleichung $nF_e = F_{bz}$), also

$$F_i = F_b + nF_e.$$

Mithin beträgt die Betondruckspannung

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + nF_e} = \frac{P}{F_i}. \text{ Näheres s. S. 44.}$$

Die Schubspannung beträgt

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \text{ kg/cm}^2,$$

worin Q die Querkraft bedeutet (vgl. Bestimmungen A § 20).

Die Haftspannung zwischen Eisen und Beton beträgt

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \left(h - \frac{x}{3} \right)} \text{ kg/cm}^2 \quad (u = \text{Umfang der Eisen}).$$

Sie ist nachzuweisen, wenn die Eisen stärker als 25 mm sind (vgl. Bestimmungen A § 21).

Im Rahmen dieses Buches konnten hier nur die Grundlagen der Berechnung gegeben werden. Für die weitere Vertiefung muß auf das Schrifttum¹⁾ verwiesen werden.

d) Grundformen des Eisenbetons.

Bei der frei aufliegenden Platte kann durch Einzellasten oder durch gleichmäßig verteilte Lasten nur eine Durchbiegung nach unten erfolgen (Abb. 32), deshalb treten Zugspannungen allein in der unteren Zone auf, in die auch nur Eisen gelegt werden. An den Auflagerstellen empfiehlt es sich, zur Sicherung gegen hohe Schubspannungen jedes zweite oder dritte

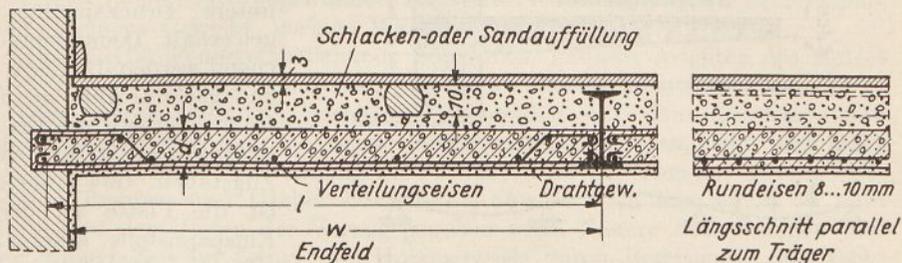


Abb. 32. Frei aufliegende Platte.

Zugseisen aufzubiegen. Die Verteilungseisen haben neben der Sicherung der Lage der Zugstäbe den Zweck, das Querreißen der Platten zu verhindern. Es ist notwendig, bei breiten Platten „Dehnungsfugen“ anzuordnen. Diese werden entweder durch Mörtel ausgefüllt oder mit einem Zinkblechstreifen abgedichtet.

Es sei noch erwähnt, daß nicht jeder Riß in Eisenbetonbauten auf eine Gefährdung des Bauwerkes schließen läßt. Kleine Risse, die bei Neubauten durch nachträgliches Setzen des Baugrundes entstehen, sind unbedenklich, solange sie sich nicht erweitern.

Die Berechnung solcher Platten geschieht nach den oben angeführten Biegleichungen. Die zulässigen Beanspruchungen liegen für Handelszement zwischen 40 und 50 kg/cm² und für Stahl St 37 bei 1200 kg/cm² (s. Bestimmungen Teil A § 29). Die Mindeststärke der Platten beträgt 7 cm. Hiervon sind solche Platten, die nur selten begangen werden, z. B. Dachplatten, oder auch Rippendecken, ausgenommen. Über die Lastverteilung bei Einzel- und Streckenlasten s. Bestimmungen A § 19. Nähere Bestimmungen über Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung s. A § 22.

Neben den Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung gibt es auch kreuzweise bewehrte Platten, d. s. solche, die über einem rechteckigen Grundriß auf allen vier Kanten aufliegen und nach beiden Richtungen eine Bewehrung erhalten. (Berechnungsverfahren vgl. Bestimmungen A § 23).

Beider beiderseitig eingespannten Platte ergeben sich Zugspannungen in der Einspannähe oben, während sie in der Plattenmitte wieder unten

1) Z. B. Kayser, Eisenbetonbau, Teubner, Leipzig; Henkel, Eisenbetonbau, Degener, Leipzig.

liegen. Demnach biegt man die meisten Trageisen an den Auflagern nach oben auf (Abb. 33), läßt aber auch einige unten durchgehen. Näheres Bestimmung A § 22.

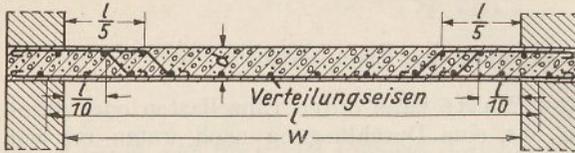


Abb. 33. Beiderseitig eingespannte Platte.



Abb. 34. Kragplatte.

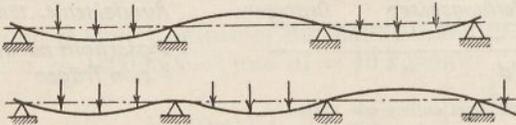


Abb. 35. Wechsel positiver und negativer Momente bei durchlaufenden Platten.

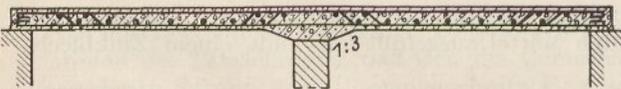


Abb. 36. Durchlaufende Eisenbetonplatte.

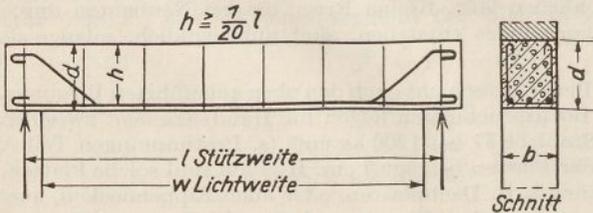


Abb. 37. Eisenbetonbalken, freie Auflagerung.

Platte durch Vouten oder durch glatte Schrägen (1 : 3).

Die Bestimmungen A § 22 geben wichtige Anhaltspunkte für die Ausführung und die Berechnung solcher Platten.

Balken und Plattenbalken (Bestimmungen A § 25) sind wie Platten zu behandeln. Sie können frei aufliegend, eingespannt und auch über mehrere Auflager laufend ausgeführt werden. Sie finden Anwendung bei Überdeckung von größeren Fenster- und Türöffnungen oder als Unterzüge. Im allgemeinen verwendet man an Stelle der Verteilungseisen Bügel, die auch die Balkenseiten bewehren und so den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckgurt gewährleisten. Einen Teil der Zugseisen biegt man

Die einseitig eingespannte Platte (Kragplatte) ist als einfach eingespannter Träger zu betrachten (Abb. 34). Zugspannungen können nur in der oberen Zone auftreten, während die untere Druckspannungen erhält. Dementsprechend werden die Eiseneinlagen nur am oberen Rande verlegt, die Verteilungseisen unter den Zugstäben. Gewöhnlich ist die Platte an der Einspannstelle stärker.

Die durchlaufenden Platten. Wie Abb. 35 zeigt, wechseln bei diesen je nach der Art der Belastung positive und negative Momente. Die Eiseneinlagen werden deshalb an den Auflagern teils abgekröpft, teils in der unteren Zone geradlinig durchgeführt. Auch läßt man in der oberen Zone einige Eisen durchgehen. Abb. 36 stellt eine durchlaufende Platte dar. Über den Unterstützungspunkten verstärkt man oft die

an den Auflagern zur Aufnahme der Schubspannungen nach oben auf (Abb. 37).

Die Berechnung wird wie bei den Platten durchgeführt.

Weitere Bauteile aus Eisenbeton werden in den entsprechenden Abschnitten der „Bauteile“ behandelt.

3. Holz.

a) Allgemeine Eigenschaften.

Die Verwendung von Holz als Baustoff ist besonders im Fabrikbau stark eingeschränkt worden.

Vorteile des Holzes gegen andere Baustoffe: Elastizität, leichte Bearbeitbarkeit, geringes Gewicht, geringe Wärmeleitfähigkeit.

Nachteile: Feuergefährlichkeit, Wurmfraß, Fäulnis, Arbeiten des Holzes (d. i. Schwinden, Quellen, Reißen), geringe zulässige Beanspruchung.

Diese nachteiligen Eigenschaften, verbunden mit dem Umstand, daß Holz seltener und dadurch teurer wurde, verdrängten es mehr und mehr als Baustoff. Seine Verwendung im Fabrikbau ist auf Fenster, Türen, Fußböden, Treppen und Dächer beschränkt, obwohl auch hier schon oft dem Stahl und dem Beton der Vorzug gegeben wird. Neuere Bestrebungen sind seit einiger Zeit im Gange, die Holzbauweise durch Beseitigung der Nachteile (z. B. Imprägnieren des Holzes, neue holzsparende Bauweisen, s. Holzskelettbau (S. 34) und hölzerne Dachbinder (S. 60)) zu fördern.

b) Bauhölzer.

Folgende Holzarten werden verwendet:

Nadelhölzer: Kiefer, Pitchpine (d. i. die amerikanische Pechkiefer), Fichte (Rottanne), Tanne (Weißtanne), Lärche.

Laubhölzer: Eiche, Rotbuche, Erle, Ulme.

Als Bauholz wird fast ausschließlich das Holz der Nadelbäume, besonders das Kiefernholz benutzt, während die edleren Hölzer für Tischlerarbeiten Verwendung finden. Die Bauhölzer werden meist zugeschnitten, kommen also als Kanthölzer (Seitenverhältnis etwa 5:7, kleinstes Kantholz 8:8), Latten (4·6 cm, 5·8 cm), Bohlen (5–10 cm Stärke) und Bretter zur Verarbeitung. Seltener verwendet man Rundholz (meist nur für Rüstungen).

Tafel der zulässigen Beanspruchungen der Bauhölzer.

Holzart	Zulässige Beanspruchung gleichlaufend zur Faser			
	Zug kg/cm ²	Druck kg/cm ²	Biegung kg/cm ²	Abscherung kg/cm ²
Eiche	100	80	100	10
Kiefer	100	60	100	10
Fichte	90	50	90	8
Tanne	80	50	80	8

Für die Reichsbahn gelten besondere Vorschriften (vgl. Bestimmungen für Holztragwerke von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). Hierin wird bei der Druck-

beanspruchung zwischen den Spannungen in der Faserrichtung und rechtwinklig dazu unterschieden. Für letzteren Fall sind nur geringe Spannungen zugelassen, z. B. für Schwellendruck.

c) Holzgefährdung und Schutz.

Jedes Holz erleidet eine allmähliche Zersetzung, die bei gut gehaltenem Holz allerdings sehr langsam vor sich geht. Holz hält sich an trockener Luft und unter Wasser recht gut. Jedoch setzt die Fäulnis sehr schnell ein, wenn es abwechselnd naß und trocken wird. Besonders gefährlich ist der Hausschwamm, ein Pilz, der sich namentlich im Dunkeln bei mangelndem Luftzug auf feuchtem Holze leicht festsetzt. Er verbreitet sich sehr rasch, geht auch auf andere Holzteile über und kann in mehreren Jahren das gesamte Bauholz eines Hauses zerstören. Abhilfe gegen vorhandenen Hausschwamm ist Ersatz des Holzes und Verwendung einwandfreier Füllstoffe, z. B. gerösteter Sand als Deckenfüllstoff, Vorbeugungsmaßnahmen gegen Schwamm sind: Trockenhalten der Hölzer und Zugluft. Anstrich gefährdeter Hölzer mit Karbolineum.

Allgemein besteht der Schutz gegen Fäulnis in Anstrichen oder Durchtränken (Imprägnieren) der Hölzer. Bei letzterem werden die Poren des Holzes mit Sublimat, Kupfervitriol oder Karbolineum gefüllt. Im Hochbau beschränkt man sich bei den durch Fäulnis gefährdeten Stellen auf einen Anstrich mit Ölfarbe oder Karbolineum.

Der als Bauholz zu verwendende Stamm muß frei von Wurmfraß sein, den man an den Bohrgängen, die die Insektenlarven (z. B. die des Bohrwurms), herstellen, erkennt. Vom Wurmfraß befallene Hölzer dürfen nicht eingebaut werden.

Zum Schutze gegen Zerstörung durch Feuer wird Holz mit Ammoniaksalzen gestrichen oder getränkt. Letzteres ist vorzuziehen. Bei einem Vergleich der Holz- und Stahlbauten ist das Holz nicht so sehr im Nachteil, wie man allgemein annimmt. Starke Hölzer werden durch die Holzkohleschicht vor weiterem Verbrennen geschützt und stehen infolgedessen länger als nicht ummantelte Stahlbauten, die bei Erwärmen über 500° die Tragfähigkeit verlieren.

d) Holzverbindungen.

Einige der üblichen Holzverbindungen sind durch die nachfolgenden Abbildungen genügend erklärt, so daß es keiner Erläuterung bedarf.

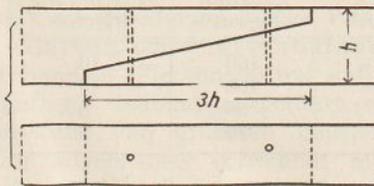


Abb. 38. Schräges Blatt.

Das schräge Blatt (Abb. 38) als Stoßverbindung von Kanthölzern. Zwei Holznägel oder Sechskantschrauben sind zur Verbindung erforderlich. Außer dem schrägen Blatt gibt es das einfache gerade Blatt oder das schwierigere schräge Hakenblatt mit oder ohne Keil.

Die einfache Überblattung (Abb. 39) zur Verbindung senkrecht aneinanderstoßender Kanthölzer. Bessere Verbindungen sind

die hakenförmige oder schwalbenschwanzförmige Überblattung. Bilden die Kanthölzer eine Ecke, so wird die Ecküberblattung ausgeführt.

Der einfache Zapfen (Abb. 40) zur Verbindung senkrecht stehender Kanthölzer mit Deckenbalken. Es gibt noch den geächselten Zapfen und den schrägen Zapfen.

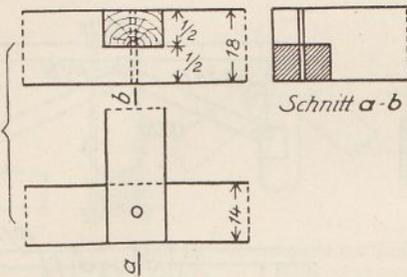


Abb. 39. Einfache Überblattung.

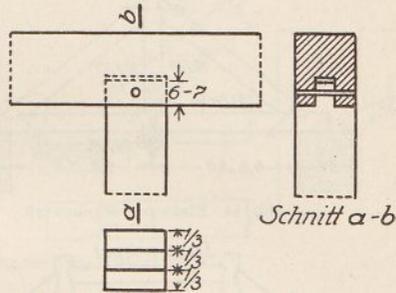


Abb. 40. Einfacher Zapfen.

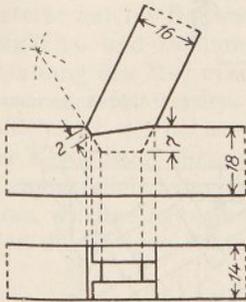


Abb. 41. Schräger Zapfen mit Versatzung.

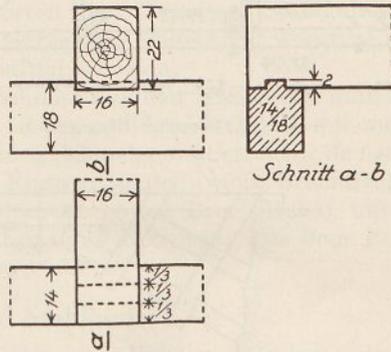


Abb. 42. Doppelte Verkämmung.

Der schräge Zapfen mit Versatzung (Abb. 41) zur Verbindung schräger Streben mit waagerechten oder senkrechten Kanthölzern. Auch der Tür- und Brüstungsriegel im Fachwerkbau (s. S. 33) wird mit Versatzung ausgeführt.

Die Verkämmung (Abb. 42) verbindet die Deckenbalken mit dem Unterzug. Der Einschnitt beträgt 2 cm. Neben der einfachen gibt es die doppelte, die schwalbenschwanzförmige Verkämmung und für Ecken die Eckverkämmung.

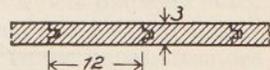


Abb. 43. Gespundeter Fußboden.

Die Verspundung (Abb. 43) dient zur Verbindung von nebeneinanderliegenden Brettern. Man kann auch gefaltete und gefederte Holzwände oder Fußböden ausführen.

e) Tragwerke.

Soll die Tragfähigkeit eines frei aufliegenden Balkens erhöht werden, so kann dies durch Hänge- oder Sprengwerke geschehen. Diese Tragwerke finden bei Dachstühlen vielfach Anwendung, sie werden auch oft bei einfachen Holzbrücken benutzt.

Die Abb. 44 bis 47 geben einen Überblick über die einfachen und doppelten Hänge- und Sprengwerke. Beide Bauarten lassen sich auch vereinigen (Abb. 48).

Bei einem Hängewerk wird der Holzbalen in einem oder mehreren Punkten an einem darüber befindlichen Holzgerüst aufgehängt. Die senkrechten Stiele

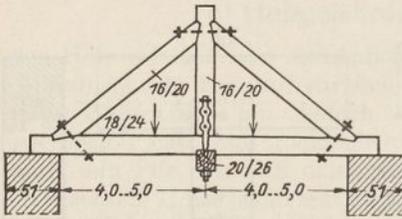


Abb. 44. Einfaches Hängewerk.

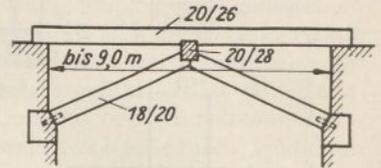


Abb. 46. Sprengwerke.

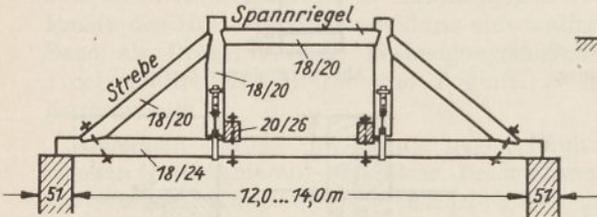


Abb. 45. Doppeltes Hängewerk.

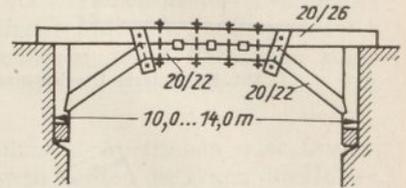


Abb. 47. Doppeltes Sprengwerk.

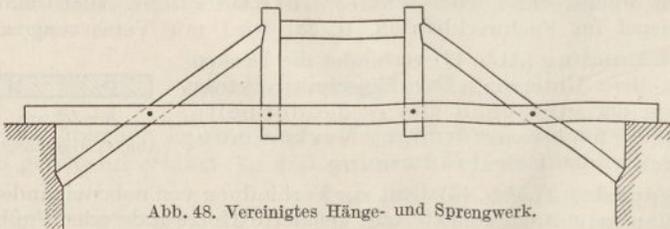


Abb. 48. Vereinigtes Hänge- und Sprengwerk.

heißen „Hängesäulen“, die mit Hilfe von Hängeeisen am Balken befestigt werden. Die schrägen „Streben“ übertragen die Druckkräfte auf die Auflager. Die waagerechte Verbindung der beiden Hängesäulen eines doppelten Hängewerkes heißt „Spannriegel“. Abb. 49 zeigt die Holzverbindungen in den Knotenpunkten.

Sprengwerke sind verwendbar, wenn der Raum für die Aufhängung über dem Balken fehlt, jedoch darunter genügend Platz frei ist. Auch hier wird die Belastung des Balkens an den Unterstützungsstellen auf die seitlichen Festpunkte übertragen.

Man kann einfache Sprengwerke in verschiedenen Bauarten (je nach der Spannweite) ausführen (Abb. 46). Durch Anordnung mehrerer Sprengwerke übereinander (Abb. 47) kann man Spannweiten bis zu 30 m erreichen. Durch die Verbindung von Hartholzdübeln und Schraubenbolzen wird das Mittelstück so verstärkt, daß es wie ein Balken von doppelter bzw. dreifacher Stärke wirkt.

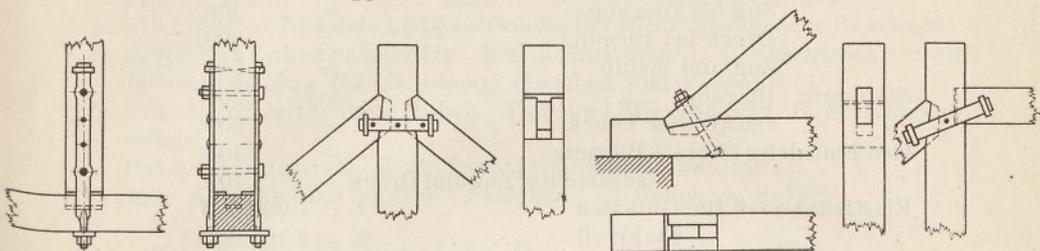


Abb. 49. Verbindungen der Knotenpunkte von Hängewerken.

4. Eisen und Stahl.

Die im Fabrikbau verwendeten Eisensorten sind Gußeisen, Stahlguß und Stahl. Letzterer hat im Bauwesen eine überragende Bedeutung wegen seiner guten Festigkeits- und Dehnungseigenschaften erhalten.

Die Gewinnung des Roheisens im Hochofen aus den Eisenerzen muß als bekannt vorausgesetzt werden. Roheisen ist ein spröder Werkstoff mit mehr als 2% Kohlenstoff, der bei etwa 1100° seinen Schmelzpunkt erreicht. Je nachdem, ob der Kohlenstoff chemisch an das Eisen gebunden (weiße Bruchfläche) oder als Graphitteilchen im Eisen enthalten ist (graue Bruchfläche), unterscheidet man weißes, graues und halbgraues Roheisen. Aus dem Roheisen werden die übrigen Eisensorten hergestellt.

a) Gußeisen und Stahlguß.

Gußeisen erhält man durch Umschmelzen des Roheisens, indem man je nach dem Verwendungszweck Zusätze beifügt oder mehrere Roheisensorten untereinander mischt. Gewöhnlich gebraucht man im Hochbau den Grauguß, bei dem viel Graphit ausgeschieden ist. Gußeisen hat 3,5 bis 4% Kohlenstoff. Es läßt sich leicht bearbeiten, ist aber sehr spröde und kommt deshalb nur für ruhende Belastung in Frage. Seine Verwendung ist durch den Baustahl stark zurückgedrängt worden. Es wird bei wichtigeren Bauteilen nur noch für Lager- und Ankerplatten (seltener für Säulen) gebraucht. Die Güteeigenschaften des Gußeisens sind in DIN 1691 angegeben, wonach die Erzeugnisse in Güteklassen eingeteilt werden. Von diesen benutzt man im Hochbau den Bau- und Handelsguß, für den keine besonderen Gütevorschriften bestehen.

Temperguß (nach DIN 1692) findet nur für untergeordnete Bauteile, z. B. Türdrücker, Verwendung.

Auch Stahlguß (nach DIN 1681) wird im Fabrikbau wenig gebraucht. Er kommt für Lagerplatten mit hohen Beanspruchungen in Frage, wenn die Festigkeit von Gußeisen zu gering ist. An Stelle von Stahlguß kann man auch den Einzelteil aus geschmiedetem Stahl herstellen (nach DIN 1611, 1661), der noch höhere Beanspruchungen gestattet, wenn sich diese Art der Formgebung besser eignet, z. B. für die Platten von Rollenlagern großer und schwerer Träger.

Die zulässigen Beanspruchungen sind durch die ministeriellen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 (DIN 1051) wie folgt festgelegt:

Gußeisen: achsrechter Druck	=	600 kg/cm ²
Flächendruck in Lagern	=	1 000 „
Zug bei Biegung	=	300 „
Druck bei Biegung	=	600 „
Zug und Schub	=	250 „
Stahlguß: Biegung	=	1 200 „
achsrechter Druck	=	1 500 „
Geschmiedeter Stahl: Biegung	=	1 400 „
achsrechter Zug und Druck	=	1 700 „
Elastizitätsmaß für Gußeisen	$E =$	1 000 000 „
„ „ Stahlguß	$E =$	2 100 000 „
„ „ geschmiedeten Stahl	$E =$	2 100 000 „

b) Walzstahl.

Die Begriffsbildung „Stahl“ wurde vom Deutschen Normenausschuß für die alten Bezeichnungen Schmiedeeisen und Stahl festgelegt, weil es schwer möglich ist, eine scharfe Grenze zwischen diesen beiden Eisensorten zu ziehen, und weil auch das Ausland solchen Unterschied nicht kennt. Stahl ist eine Legierung aus dem chemisch reinen Eisen mit Kohlenstoff, Mangan, Silizium und, wenn es sich um einen hochwertigen Stahl handelt, auch noch mit weiteren Zusätzen, wie Kupfer, Nickel, Chrom, Wolfram oder Titan. Diese Beimengungen, die insgesamt nur wenige Hundertstel betragen, üben doch auf die Güte des Stahls eine entscheidende Wirkung aus.

Für die Verwendung im Bauwesen reicht gewöhnlich der Flußstahl St 37 (nach DIN 1612) mit einer Zugfestigkeit von 3700 bis 4500 kg/cm² und einer Bruchdehnung von 25 bis 18% am Kurzstab aus. Er genügt den meisten Anforderungen des Stahlhochbaues. Nur in besonderen Fällen, wenn z. B. im Brücken-, Kran- oder Hochbau ein sehr geringes Eigengewicht oder eine niedrige Bauhöhe erzielt werden soll, verwendet man den hochwertigen Baustahl St 52, der aus dem Siliziumstahl entwickelt wurde. Sein Vorgänger war St 48, dessen Verbrauch die Deutsche Reichsbahn förderte. St 52 ist diesem wegen seiner hohen Zugfestigkeit (Mindestgrenze 5200 kg/cm²) bei einer Bruchdehnung von 20 bis 26% überlegen. Übertreffend ist das hohe Arbeitsvermögen von St 52, das eine größere Gewähr für Aufnahme und Ausgleich etwaiger örtlicher Beanspruchungen über die Streckgrenze hinaus bietet. Als äußeres Kennzeichnen müssen die Walzwerkserzeugnisse dieses hochwertigen Werkstoffs den Prägestempel St 52 und einen durchlaufenden Aluminiumstreifen erhalten.

Der im Bauwesen verwendete Stahl kommt als gewalzter Stahl in den Handel. Die Formgebung für die Bauteile erfolgt durch Zusammenbau von Walzstahlstücken, die durch Nietten, Schweißen oder Schrauben verbunden werden. Von den verschiedenen Walzquerschnitten seien hier die hauptsächlichsten genannt:

1. Genormte Querschnitte. Hierher gehören I -, C -, L -, L -Stahl¹⁾ usw.

1) Die Bezeichnung „Stahl“ ist jetzt auch für handelsübliche Walzwerkserzeugnisse, wie I -Stahl an Stelle von I -Eisen, durch Normung festgelegt.

2. Sonderquerschnitte, z. B. Leichtprofile aus Bandstahl, dünnstegige Walzquerschnitte für verschiedene Bauzwecke.
 3. Ausbauwalzquerschnitte für Türrahmen, Fensterrahmen, Fußleisten.
 4. Stahlbleche. Grob- (über 5 mm Stärke), Mittel- und Feinbleche (unter 3 mm Stärke), Wellbleche, gelochte Bleche, Streckmetall usw.
 5. Stahlrohre. Nahtlose und geschweißte Rohre für verschiedene Bauzwecke.
 6. Eisenbahnoberbaustoffe. Eisenbahnschienen, Kranschienen, sowie das dazugehörige Kleineisenzeug (Laschen und Platten).
 7. Stahlprofile für den Gruben-, Tief- und Wasserbau, z. B. Stahlpundwände.
 8. Drahterzeugnisse, z. B. Drahtgewebe und Drahtgitter.
- Nähere Angaben sind im Teil „Stahlbau“ zu finden, s. S. 126.

5. Eigengewichte der Bau- und Lagerstoffe.

Auszug aus den Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen vom 24. Dezember 1919.

Gegenstand	Gewichtsgrenzen kg/m ³	Mittl. Ge- wicht kg/m ³	Gegenstand	Gewichtsgrenzen kg/m ³	Mittl. Ge- wicht kg/m ³
a) Füllstoff			e) Beton		
Erde, Sand, Lehm, naß	1700—2500	2100	Kiesbeton	1800—2400	2200
desgl. trocken	1400—1800	1600	Eisenbeton		2400
Kies, naß	1900—2100	2000	Bimskiesbeton mit Sandzusatz	1450—1750	1600
Kies trocken	1500—1900	1700	f) Bauhölzer		
Koksasche	600— 850	750	Kiefer		700
Bimssteinsand	400— 900	700	Fichte (Rottanne). Tanne (Weißtanne) Eiche		600 600 900
b) Natürliche Steine			g) Metalle		
Granit, Porphyr	2200—3000	2800	Gußeisen		7250
Basalt	2700—3300	3000	Flußstahl		7850
Marmor	2600—2800	2700	Kupfer	8800—9000	8900
Kalksteine, dicht	1900—2700	2500	Bronze	7500—8900	8600
„ porig	1500—2200	2000	Messing	8400—8700	8600
Sandsteine, schwer	2500—2800	2700	h) Lagerstoffe		
„ leicht	2000—2600	2400	Braunkohle	700— 800	750
Bimsstein	1200—1500	1400	Steinkohle	800— 950	900
c) Mauerwerk aus künstl. Steinen			Preßkohle	750—1250	1000
Klinker	1800—2000	1900	Getreide		700
Ziegel	1700—1900	1800	Heu		70
Lochziegel	1250—1300	1300	Kartoffeln		750
Kschwemmsteine	900—1100	1000	Obst		350
Kalksandsteine	1700—1900	1800	Zucker		750
d) Mörtel			Mehl		500
Zementmörtel	2000—2300	2100	Papier		1100
Kalkzementmörtel	1800—2000	1900			
Kalkmörtel	1650—1800	1700			
Gips, gegossen	900—1000	1000			

III. Bauteile.

1. Mauern, Wände und Fundamente.

Die Mauern haben die Aufgabe zu erfüllen, den Gebäuden den Abschluß in senkrechter Richtung zu geben. Sie sollen die Innenräume vor dem Eindringen äußerer Einflüsse, wie Kälte, Wärme und Feuchtigkeit, schützen. Nach diesen Gesichtspunkten sind die geringsten Wandstärken der Gebäude nach den Baustoffen sowie die Werkstoffe und die Ausführung der Maueröffnungen (Fenster und Türen) zu wählen. Die Mauern müssen aber auch die Gesamtbelastung der darüberliegenden Stockwerke, bestehend aus Nutz-, Decken- und Dachlasten sowie MauerGewichten, aufnehmen. Gewöhnlich übernimmt derselbe Baustoff beide Forderungen (bis auf Fachwerkwände), weshalb man die Mauern der tiefer gelegenen Stockwerke stärker ausführen muß.

a) Mauern und Wände aus Stein.

α) Die Mauerstärken. Die Mauerstärken von Ziegelmauern werden in halben und ganzen Steinen (S. 12) angegeben. Eine Berechnung der Stärke auf Grund der Belastung ist im allgemeinen nicht nötig, da übliche Wandstärken baupolizeilich vorgeschrieben sind. Bei großen Belastungen müssen jedoch die Mauerstärken geprüft werden, wobei man gewöhnlich 7 kg/cm^2 als zulässige Beanspruchung für Mauerwerk ansetzt (Mauerziegel 2. Klasse).

Beispiel für Mauerstärken von Fabriken in Steinmaßen nach der Berliner Baupolizeivorschrift:

Geschoß	Fabriken				
	Vorderwand mit Öffnungen, mit Balkenlast	Mittelwand mit Öffnungen, mit Balkenlast	Giebelwand ohne Öffnung, ohne Balkenlast	Hohe Wand ohne Öffnung, mit Balkenlast	Treppenwände
Kellergeschoß	$3\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	2	3	2
Erdgeschoß . .	3	2	2	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}$
1. Geschoß . .	$2\frac{1}{2}$	2	$1\frac{1}{2}$	2	$1\frac{1}{2}$
2. Geschoß . .	2	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}$	2	1
3. Geschoß . .	2	$1\frac{1}{2}$	1	$1\frac{1}{2}$	1
4. Geschoß . .	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}$	1	$1\frac{1}{2}$	1
Dachgeschoß .	1	—	1	1	1

Die Mindeststärke von Außenmauern beträgt gewöhnlich $1\frac{1}{2}$ Stein, wenn das Gebäude zum Aufenthalt für Menschen dient. Diese Dicke bietet genügenden Schutz gegen Witterungseinflüsse. Die obige Tafel stimmt mit folgenden allgemeinen Regeln etwa überein:

Außenmauern macht man mindestens $1\frac{1}{2}$ Stein stark und gibt nach unten gewöhnlich bei jedem Stockwerk $\frac{1}{2}$ Stein zu. Ist das Dachgeschoß nicht für den Aufenthalt von Menschen bestimmt, so darf es 1 Stein stark ausgeführt werden.

Balkentragende Mittelwände macht man $\frac{1}{2}$ Stein schwächer als die Außenmauern, jedoch nicht unter $1\frac{1}{2}$ Stein.

Nichttragende Innenwände werden 1 Stein stark ausgeführt, wenn sie zur Aussteifung des Hauses dienen. Sollen sie aber nur zwei Räume trennen, so können sie durch 4 Stockwerke $\frac{1}{2}$ Stein stark gemacht werden. Auch sind 6–7 cm starke Trennwände gestattet. Diese erhält man durch hochkant gestellte Steine mit Bandeisenbefestigung oder durch Rabitzwände, d. s. Wände aus gespanntem Maschendraht, die mit Gipsmörtel beworfen sind. Man kann auch Gipsplatten- oder sonstige Leichtbaudielenwände aus 5–8 cm starken, 0,5–1 m langen und 0,5 m hohen Platten vorteilhaft verwenden.

Treppenhausmauern werden zum Feuerschutz 1 Stein stark gemacht. Bei freitragenden Stufen muß die Wand $1\frac{1}{2}$ Stein stark sein.

Brandmauern, ohne Maueröffnungen, sind mindestens 1 Stein stark. Bei großen Gebäuden müssen Brandmauern in Abständen von 40 m aufgeführt werden (s. Feuerschutz S. 100).

Kellermauern macht man $\frac{1}{2}$ Stein stärker (auch bei Innenmauern) als die unmittelbar darüber stehenden Wände.

Fundamentmauern verbreitert man beiderseitig in Absätzen von $\frac{1}{4}$ Stein, bis die zulässige Bodenpressung nicht überschritten wird (S. 2).

β) Die Maueröffnungen. Die Maueröffnungen werden durch die Fenster und die Türen bedingt.

Über die erforderliche Lichtfläche der Fenster s. Beleuchtung S. 89.

Zum Überspannen der Fenster- und Türöffnungen dienen Bögen, scheinrechte Stürze und Überdeckungen durch Träger. Von den früher viel verwendeten Bogenformen ist der Stichbogen übrig geblieben, der im Fabrikbau auch nur noch selten angewendet wird.

Stichbogen (Abb. 50, Segmentbogen). Er entsteht, wenn man von einem Halbkreisbogen den oberen Teil abschneidet. Die Stichhöhe beträgt $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ der Spannweite.

Scheinrechter Sturz (Abb. 51). Beide Kanten

unten und oben sind waagrecht. Die Fugen gehen nach einem Mittelpunkt. Wegen seiner geringen Tragfähigkeit ist er nur für Öffnungen bis 1,3 m brauchbar, bei größeren Spannweiten muß man ihn mit einem Entlastungsbogen (d. i. ein Stichbogen über dem scheinrechten) überspannen.

Jeder Bogen muß bei Herstellung unterstützt werden (Einrüstung), was durch Lehrbogen (Brettscheiben von 3 cm Stärke) bei Spannweiten

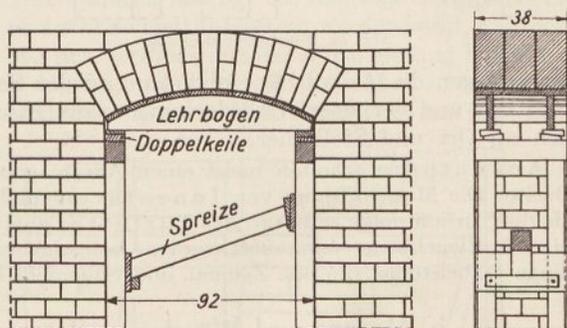


Abb. 50. Stich- oder Segmentbogen.

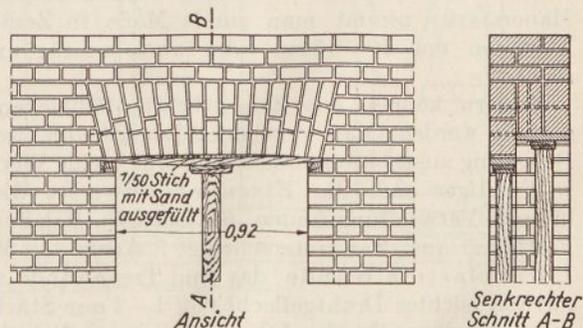


Abb. 51. Scheinrechter Sturz für eine Fensteröffnung.

bis zu 3 m und Lehrgerüste bei breiten und schweren Bogen geschieht. Die Ausführung der Einrüstung ist aus den Abb. 50 u. 51 ersichtlich. Man beachte die Verkeilungen bei den Unterstützungen. Die Ausrüstung darf erst erfolgen, wenn der Zementmörtel (auch verlängerter Zementmörtel) abgeunden hat (4—8 Tage).

Die Überdeckung kann auch durch Walzstahlträger oder durch Eisenbetonbalken erfolgen. Man unterscheidet bei Fenstern eine innere und eine äußere Überdeckung. In Abb. 52 sind z. B. außen ein scheinbarer Bogen,

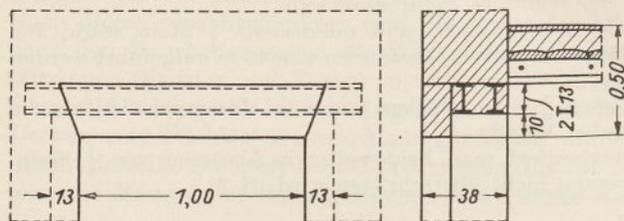


Abb. 52. Fensterüberdeckung.

innen zwei Träger angeordnet. Man kann aber auch für beide Überdeckungen Walzträger oder Eisenbetonbalken oder für die innere Überdeckung einen Stichbogen wählen. Die Fensterblendenrahmen werden von

innen gegen die Anschläge oben und an den Seiten geleht, mit Bankeisen befestigt und verputzt. Überdeckungen aus Eisenbeton stellt man gewöhnlich an Ort und Stelle her.

Außentüren erhalten meist einen Anschlag von 1 Stein Tiefe und $\frac{1}{2}$ Stein Breite. Die Maueröffnung von Innentüren muß 8 cm breiter und 4 cm höher als die Türlichtmaße sein, um das Türfutter aufzunehmen, das an Holzdübeln, die wie Ziegelsteine vermauert werden, befestigt wird. Auch benutzt man neuerdings Dübelsteine, die aus Zement und Sägemehl hergestellt sind.

b) Mauern und Wände aus Beton und Eisenbeton.

Vielfach führt man die Fundamentmauern aus Stampfbeton aus. Als Mauerstärke nimmt man runde Maße in Zentimetern und verbreitert in Absätzen von 10—15 cm oder auch schräg unter 55° gegen die Waagerechte.

Mauern können aus Zementbeton, Schlackenbeton oder Gasbeton hergestellt werden. Man verwendet Leichtbeton, wenn die Mauern keine hohe Belastung auszuhalten haben, z. B. für kleine Werkstattgebäude.

Wichtiger sind die Eisenbetonwände, die in Fabriken und Lagerhäusern Verwendung finden. Sie zeichnen sich durch geringe Stärke und hohe Festigkeit aus. Man unterscheidet 3 Arten von Wänden.

Unbelastete Wände, das sind Trennwände von 5—6 cm Stärke, welche nur ein leichtes Drahtgeflecht von 1—2 mm Stärke und 20—30 mm Maschenweite erhalten. Das Drahtgewebe kann an Walzeisenpfosten befestigt werden. Bisweilen verwendet man auch 6—8 mm starke Rundisen.

Lotrecht belastete Wände (Tragwände) erhalten meist auf beiden Seiten je eine Bewehrung mit der üblichen Betondeckung. Sie werden mit 10—15 mm starken senkrechten Trageisen und 7—10 mm starken waagerechten Verteilungseisen ausgeführt. Man löst die Tragwände oft in Stützen und Füllwände auf, wobei erstere auch als solche zu berechnen sind. Die Öffnungen in den Wänden erhalten eine Umrahmung aus Walzstahl.

Die seitlich belasteten Wände, z. B. von Wasserbehältern und Silos werden als eingespannte Platten berechnet. Da sie auf Biegung beansprucht sind, kommt die Eiseneinlage stets auf die Zugseite.

c) Fachwerkwände aus Holz.

Unter einer Fachwerkwand versteht man ein Gerippe, dessen Zwischenräume mit einem geeigneten Werkstoff ausgefüllt werden. Während in der Einleitung zum Abschnitt „Mauern“ gesagt wurde, daß diese das Gebäude gegen Witterungseinflüsse abzuschließen und zugleich die darüberliegenden Lasten aufzunehmen hätten, so ist die Fachwerkwand dadurch gekennzeichnet, daß sämtliche Lasten durch das Gerippe auf den Grundbau übertragen werden, während der Baustoff für die Ausfachung den Abschluß und die verlangte Abdichtung der Räume übernimmt. Deshalb kann die Wandstärke nach diesen Gesichtspunkten allein bemessen werden und beim Geschoßbau oben und unten gleich stark sein. Der Vorteil liegt in der größeren Raumausnutzung und in der kürzeren Bauzeit, die dadurch bedingt ist, daß das Gerippe schon in der Werkstatt angefertigt und sehr schnell aufgestellt werden kann, während unabhängig von dem Weiterbau des Gerippes mit der Ausmauerung begonnen wird. Ein Vorteil liegt auch in der Möglichkeit, den Fachwerkbau schnell abzureißen und an anderer Stelle wieder aufzubauen. Eine Fachwerkwand (Abb. 53)

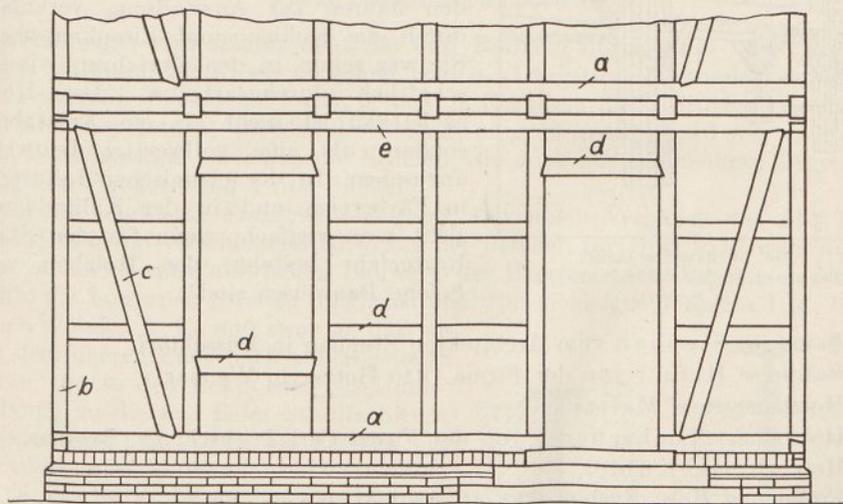


Abb. 53. Fachwerkwand aus Holz.

besteht aus folgenden Teilen: a) Schwelle, b) Stiel, Ständer oder Pfosten, c) Strebe, d) Riegel, e) Rähm. Auf das Rähm (alter Ausdruck für Rahmen) wird die Balkenlage gelegt. Bei einem zweiten Stockwerk setzt man das ganze Fachwerk mit der Schwelle a, die oben Saumschwelle (unten Grundschwelle) heißt, wieder auf. Die Verbindung der Hölzer ist im Abschnitt Holzverbindungen (S. 24) besprochen worden.

Die Wandstärke bei ungeputzten Fachen beträgt 12 cm, bei geputzten 14 cm, so daß die Ausfachung $\frac{1}{2}$ Stein stark ausgeführt wird. Sie kann

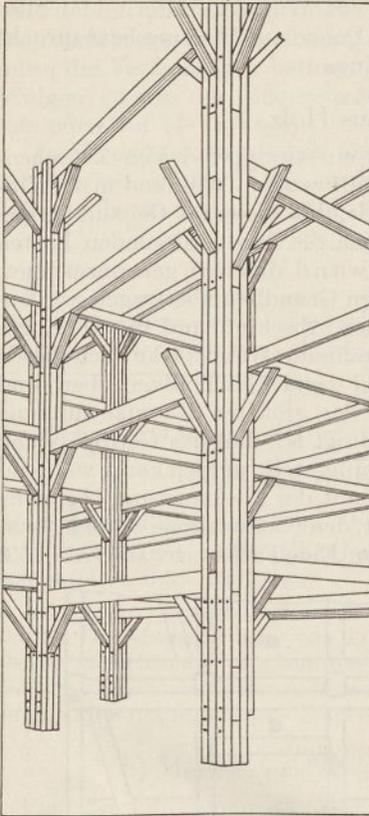


Abb. 54. Bauweise Cabröl.
Lagerhaus des Kaliwerkes Kaiseroda
in Merkers.

als Läufer-schicht oder auch in Muste-rungen, die durch verschiedenartiges Stellen der Steine entstehen (bei unverputzten Wänden), gemauert werden. Nur bei Fachwerkaußenwänden für Wohn-räume macht man die Ausmauerung auch 1 Stein stark. Um das Heraus-fallen der Fache zu verhindern, be-festigt man an den Stielen dreieckige Leisten, oder man schlägt in jede 3. bis 4. Schicht Nägel in die Stiele bis zur Hälfte ein.

Ebenso, wie sich aus den Stahlfach-werken allmählich der Stahlskelettbau entwickelte, hat sich aus den Holzfach-werken eine Bauweise für größere Bau-werke herausgebildet, die man entspre-chend mit „Holzskelettbau“ bezeichnen kann. Diese Bauweise kam besonders im Weltkrieg und in den nächstfolgen-den Jahren zur Anwendung, veranlaßt durch die Kohlen- und Eisenknappheit. Sie war schon in den Vorjahren wissen-schaftlich durchgearbeitet. Der Holz-skelettbau ist nicht als ein Ersatzbau, sondern als eine vollwertige Bauweise anzusehen. In der chemischen Industrie, in Färbereien und in der Kaliindustrie zieht man vielfach, wenn für den Stahl Rostgefahr besteht, den Holzbau vor. Solche Bauweisen sind¹⁾:

Bauweise Stephan vom Architekten Stephan in Düsseldorf.

Bauweise Hetzer von der Firma Otto Hetzer in Weimar.

Holzbausystem Meltzer.

Holzbauart Tuchscherer von der Firma Carl Tuchscherer, Breslau.

Holzbauweise Kübler.

Freibau in Holz, System Christoph & Unmack, Niesky O./L.

Holzbauweise Sommerfeld.

Holzbauweise Greim.

Bauweise Cabröl (Firma C. Brösel, Cassel).

Bauweise Kaper.

Als Beispiel für diese Holzbauweisen ist in der Abb. 54 das Lagerhaus des Kaliwerkes Kaiseroda in Merkers abgebildet.

1) Zum Teil bestehen diese Firmen nicht mehr.

d) Fachwerkwände aus Stahl.

Stahlfachwerkwände werden im Fabrikbau für Flach- und Hallenbauten vielfach verwendet. Sie haben vor solchen aus Holz den Vorteil größerer Feuer-sicherheit und höherer Tragfähigkeit, da man Fachwerke aus starken Bauhölzern nicht verwendet. Die Art des Aufbaus und die Bezeichnung ist dieselbe wie beim Holzfachwerk. Jedoch vereinfacht man neuerdings auch die

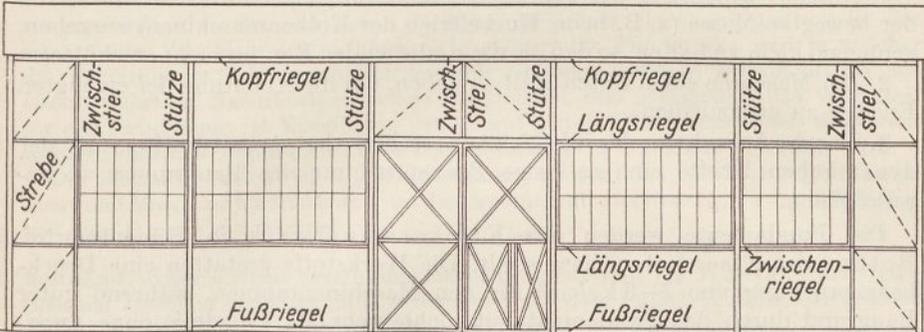


Abb. 55. Fachwerkwand aus Stahl.

Bezeichnungen und ersetzt Schwelle und Rahmen durch Fuß- bzw. Kopfriegel, während die Riegel zwischen beiden „Längsriegel“ genannt werden. Die senkrecht stehenden Pfosten heißen im Stahlbau meist Stützen (Binder- und Zwischenstützen). Werden die Gefache zu groß (mehr als 16 m^2), so setzt man Zwischenstiele zwischen die Stützen, die auch zur senkrechten Begrenzung von Fenstern und Türen dienen.

Abb. 55 zeigt eine Stahlfachwerkwand. Bei einem Vergleich der Abb. 53 und 55 fällt die verschiedene Richtung der Streben für Holz und Stahl auf. Dies ist in der mittelalterlichen Bauweise des Holzfachwerks begründet. Man stellte die hölzernen Streben möglichst steil (bei niedrigen Wänden 1 : 2, bei hohen Wänden 1 : 3), und zwar so, daß sie mit dem oberen Ende nach außen geneigt waren, um so den Eckpfosten als Unterstützung zu dienen. Beim Stahlfachwerk dagegen will man durch die Streben ein Verschieben in der Wandebene vermeiden.

Die Ausfachung geschieht gewöhnlich durch eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Ausmauerung, durch Leichtbeton, Heraklith, Wellblech

oder Glas. Bei der Ausmauerung verwendet man für das Stahlgerippe $\text{I } 14$, $\text{C } 14$, $\text{IF } 14$ und $\text{CF } 14$ (die beiden letzteren sind dünnstegige Sonderprofile), wenn die statische Berechnung keine stärkeren Walzquerschnitte erfordert. Für Putzwände nimmt man $\text{I } 12$ und $\text{C } 12$, jedoch müssen die Mauersteine beim Einpassen in die Walzquerschnitte behauen werden. Bei größeren Trägerformen füllt man den Zwischenraum mit Beton aus oder stützt die gemauerte Wand durch Winkeleisen, die am Steg des Trägers befestigt sind, ab (Abb. 56). Bei der Ausfachung in Wellblech verwendet

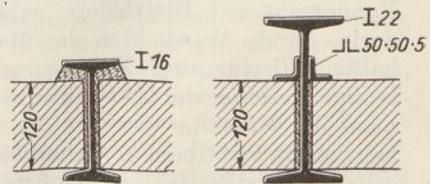


Abb. 56. Ausmauerung von größeren Trägern.

man \perp oder L-Eisen. Hier genügen für Zwischenstiele und Längsriegel kleinere Querschnittsformen, wenn die Belastung diese zuläßt.

Über Belastung und Ausbildung des Fachwerks s. Stahlbau S. 211.

e) Maschinenfundamente.

Das Fundament einer Maschine soll folgende Bedingungen erfüllen:

1. Durch Vermehrung der ruhenden Masse die Gegenbewegungen, die von der bewegten Masse (z. B. beim Kurbeltrieb der Kolbenmaschinen) ausgehen, genügend klein zu halten, so daß sie die umliegenden Bauten nicht erschüttern.
2. Der Maschine einen festen Halt zu geben, um die Ableitung der erzeugten Energie zu ermöglichen.
3. Durch Aufnahme des Maschinengewichts, der Arbeitskräfte und der dynamischen Kräfte eine zulässige Beanspruchung des Baugrundes zu gewährleisten.

Die Fundamente werden aus Klinkermauerwerk in Zementmörtel, Beton oder Eisenbeton hergestellt. Die Werkstoffe gestatten eine Druckbeanspruchung von 5–6 kg/cm² für den Maschinenrahmen, während guter Baugrund durch das Fundament mit nicht mehr als 1 kg/cm² (ohne dynamische Zuschläge) belastet werden soll. Bei schlechtem Baugrund ist eine künstliche Gründung (z. B. Pfahlgründung S. 6) vorzunehmen.

Diese Zahlen gelten nur für eine Überschlagsrechnung. Gefährlich können bei einer laufenden Maschine die Resonanzerscheinungen werden, wenn die Schwingungen des Gebäudes mit denen der Maschine einschl. Fundament übereinstimmen. Um die Übertragung solcher Schwingungen auf ein Mindestmaß zu beschränken, wird eine Isolierung des Maschinenfundaments von der Umgebung durch eine federnde Zwischenlage vorgenommen. Als Isoliermittel sind Kork, Hartfilz, Holz, Asbest oder Gummi¹⁾ von 4–8 cm Stärke geeignet, die eine zulässige Tragfähigkeit von 0,7–1 kg/cm² besitzen. In besonderen Fällen sind auch höhere Belastungszahlen zulässig. Bei einer besonders guten Schwingungsisolierung kann das Fundament auf Blattfedern gelagert werden. Ein anderes Mittel besteht darin, durch Auswuchten der Massen die Schwingungserzeugung gering zu halten. Hierfür sind Massenausgleichgetriebe²⁾ geeignet, die durch gegenläufige Exzenter die Massenkkräfte beschränken. Auf jeden Fall ist das Fundament der Maschine von dem des Gebäudes bei einer durchgehenden Fundamentplatte zu trennen. Grundwasser muß dem Maschinenfundament ferngehalten werden, da es die Isolierung zerstört und auch die Schwingungen gut weiterleitet. Steht das Grundwasser zu hoch, so ist das Fundament von einem Blech- oder einem dichten Betonbehälter einzuschließen.

Die Einheitlichkeit des Fundaments soll möglichst nicht gestört werden. Ausschnitte und Aussparungen sind zu vermeiden.

1) Die Fabriken für Isolierung gegen Erschütterung und Schall fertigen bewährte Isolierplatten an.

2) Vgl. Gerb, Beseitigung von Fundamentalschwingungen durch Massenausgleich, Z. d. V. d. I. 1930, S. 1652 und Hort, Schwingungsschutz bei Hochbauten, Z. d. V. d. I. 1931, S. 569.

Die Bemessung der Maschinenfundamente ist weitgehend Erfahrungssache. Besonders muß betont werden, daß für die Gründung die dynamischen Kräfte ausschlaggebend sind. Die Grundlagen dazu können hier nicht erschöpfend behandelt werden, es muß vielmehr auf die unten angegebene Literatur verwiesen werden. Man unterscheidet in dynamischer Hinsicht zwei Maschinengruppen, solche mit unregelmäßigen Stoßkräften und solche mit periodischen Kräften. Zu der ersten Gruppe gehören Hämmer, Aufzüge, Brecheranlagen usw., zu der zweiten Kolbenmaschinen und Turbinen.

Gewöhnlich berücksichtigt man die dynamischen Einflüsse durch Erschütterungszuschläge zu den statischen Kräften. Bei einer Hammergründung ist der dynamische Zuschlag um so kleiner, je größer das Fundament und je weicher die Federung ist.¹⁾ Man schaltet deshalb ein oder mehrere Zwischenlagen aus eisenbewehrtem Naturkork zwischen Fundament und Baugrund. Als Werkstoff für das Fundament ist Eisenbeton gerade gut genug. Der Hammer soll so gestellt werden, daß das Fundament vom Hammerschlag in der Mitte getroffen wird.

Der statische Gleichwert P_s der Stoßkraft, zu dem das Gewicht G für Fundament und Maschine hinzukommt, um die Gesamtkraft zu erhalten, wird in Abhängigkeit von G nach der Formel

$$P_s = \mu \nu G$$

bestimmt, wobei μ einen Ermüdungsfaktor der Federung²⁾ ($\mu = 2-3$), ν den dynamischen Zuschlag bedeutet. Man errechnet ν aus dem Fallbärgewicht, der größten Fallgeschwindigkeit und der Größe der Federung des Fundamentes.

Bei periodisch auftretenden Kräften ist das Fundament auf den Einfluß von senkrechten und waagerechten Kräften getrennt zu untersuchen. Die dynamischen Zuschläge einer senkrechten oder einer waagerechten Kraft (je nachdem, ob es sich um eine stehende oder liegende Maschine handelt), haben die Form

$$\nu = \frac{n_e^2}{n_e^2 - n_m^2},$$

wobei für n_e die Eigenschwingungszahl der Gründung und für n_m die Drehzahl der Maschine einzusetzen ist. Die Eigenschwingungszahl in 1 min wird aus der Gleichung

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{f}}$$

bestimmt, worin f die ruhende Senkung (Durchbiegung) unter dem Fundamentgewicht bedeutet. Wenn nämlich der Gründungskörper in senkrechter Richtung angestoßen wird, so beginnt er zu schwingen. Diese Schwingungen hängen von der Masse des Körpers und der Güte der elastischen Lagerung ab. Auch bei waagerechten periodischen Kräften kann man diese Gleichung verwenden, wenn man unter f den Ausschlag durch eine waagerecht wirkende Last von der Größe des Fundaments versteht. Bei $n_e = n_m$ wird ν unendlich groß, Resonanz liegt vor. Große Fundamente und weiche Federungen bieten keine Sicherungen zur Vermeidung von Erschütterungen. Tritt Resonanz auf, so wird sie durch konstruktive Änderung des Fundaments zur Kleinhaltung von ν beseitigt, weil durch diese Maßnahme n_e geändert wird. Dasselbe würde durch Änderung der Drehzahl erreicht, doch ist diese Maßnahme unwirtschaftlich.

1) Rausch, Richtige und fehlerhafte Maschinen Gründungen. Z. d. V. d. I. 1931, S. 1069 und S. 1133. Rausch greift noch auf weitere Schriften zurück, die in den Anmerkungen des Aufsatzes angeführt sind.

2) Es muß berücksichtigt werden, daß die Schwingungsfestigkeit der Federung (Wechselbeanspruchung) nur einen Teil der Bruchfestigkeit (bei ruhender Belastung) beträgt. Deshalb wird der Ermüdungsfaktor angesetzt.

Der statische Gleichwert P_s wird in Abhängigkeit der periodischen Massenkraft P ausgedrückt und beträgt $P_s = \mu \nu P$ ($\mu = 2 - 3$).

Bei Mehrzylindermaschinen entstehen durch die Phasenverschiebungen der Einzelkräfte periodisch wirkende Momente, ebenso bei Turbinen. Bei letzteren treten in jedem Zeitpunkt senkrechte und waagerechte Teilkräfte der Fliehkraft auf. Man berücksichtigt sie gewöhnlich durch Einsatz eines vielfachen Läufergewichtes.

Neben den Aufsätzen von Rausch, die dieser Behandlung zugrunde gelegt sind, sind noch folgende Berichte für die Berechnung der Schwingungseinflüsse auf Maschinenfundamente zu beachten:

Geiger, Z. d. V. d. I. 1922 S. 667 und 1923 S. 287.

Mensch, Bauingenieur 1928 S. 152.

Prager, Bauingenieur 1927 S. 923.

Ehlers, Festschrift Wayß und Freytag 1925.

Nach Rausch ist zur Bestimmung der Abmessungen eines Maschinenfundamentes folgendermaßen zu verfahren. Nach Überschlagen der Maße werden die Eigenfrequenzen des auf der Unterlage schwingenden Fundamentkörpers in senkrechter und waagerechter Richtung bestimmt. Die Eigenfrequenzen müssen einen großen Unterschied von der Maschinendrehzahl haben, anderenfalls sind die Abmessungen des Fundaments zu ändern. Sodann erfolgt die Errechnung der auf das Fundament wirkenden Kräfte, indem das Gesamtgewicht und die mit dem dynamischen Faktor ν und dem Ermüdungsfaktor μ multiplizierten Massenkraft festgelegt werden. Schließlich wird geprüft, ob die zulässige Bodenpressung nicht überschritten ist (bis $2,5 \text{ kg/cm}^2$ einschl. der dynamischen Zuschläge zulässig).

Für den Überschlag der Abmessungen von Maschinenfundamenten seien ein paar Anhaltspunkte gegeben. Die Fundamente von raschlaufenden liegenden Einzylindermaschinen werden wegen der Größe der freien Massenkraft besonders groß, weil die waagrecht wirkenden Kräfte leichter die Bauwerke erschüttern als die senkrechten. Die kleinsten Fundamente erfordern die stehenden Mehrzylindermaschinen. Der Schwerpunkt des Fundamentblockes soll annähernd lotrecht unter dem mittleren Angriffspunkt der Massenkraft der Maschine liegen.

Ein Unterschied in der Bemessung wird auch je nach der Lage des Aufstellungsortes gemacht. Für Kraftmaschinen in unmittelbarer Nähe von Wohnungen sind die Massenkraft weitgehend auszugleichen, die Gegenbewegungen durch schwere Fundamente klein zu halten (wenn nicht gerade Resonanz auftritt) und durch federnde Unterlagen zu dämpfen.

Zahlenwerte für den Überschlag des Fundaments:

Verbrennungs-Kraftmaschinen.

Maschinenart	m ³ Beton für 1 PS _e bei der Zylinderzahl				
	1	2	3	4	6
Viertaktmaschinen liegend, nach Güldner	0,5—0,7	0,4—0,5			
Viertaktmaschinen stehend, nach Güldner	0,5	0,4	0,3	0,25	
Zweitakt-dieselmotoren stehend, Maschinenfabrik Buckau.	0,25	0,18	0,14	0,12	0,10

Dampfmaschinen (nach Häder, Dampfmaschinen).

Zylinder \varnothing in mm.	250	300	350	400	450	500	550	600	700
Beton in m ³	7	10	15	20	25	35	45	55	65

Die Tiefe des Fundaments richtet sich nach dem Baugrund. Das Fundament muß auf gewachsenem, frostfreiem Boden stehen. Als Anhalt diene für die Tiefe der 5–7 fache Zylinderdurchmesser. Die Befestigung des Maschinenrahmens findet gewöhnlich auf einem verkleideten Fundamentsockel statt, um beim Reinigen des Flurs die Maschine gegen Spritzwasser zu schützen.

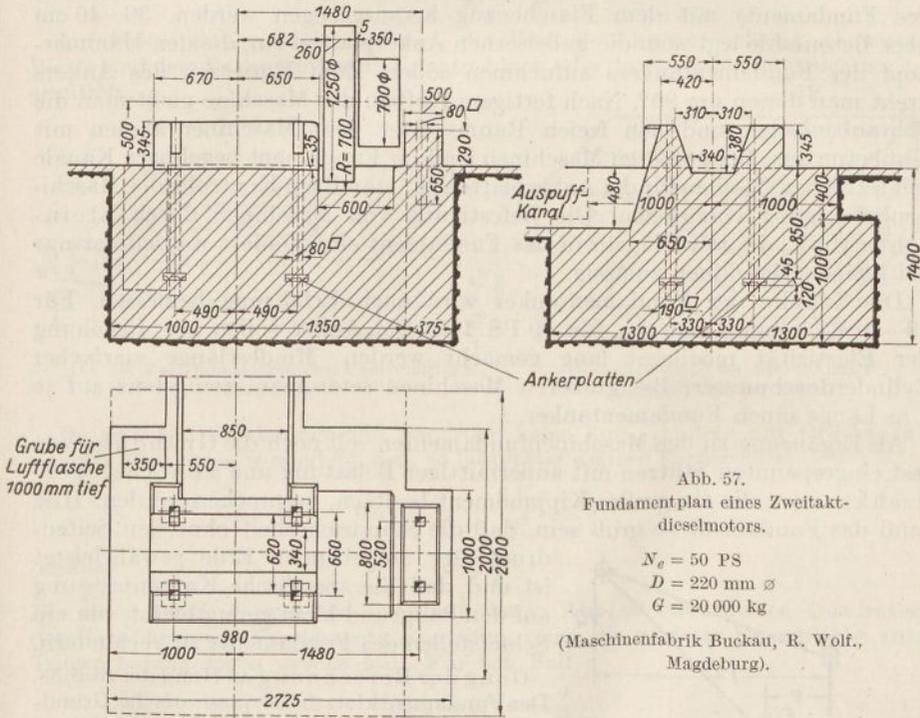


Abb. 57.
Fundamentplan eines Zweitakt-
dieselmotors.

$N_e = 50$ PS
 $D = 220$ mm \varnothing
 $G = 20\,000$ kg

(Maschinenfabrik Buckau, R. Wolf,
Magdeburg).

Als Beispiel ist in Abb. 57 das Fundament für einen Zweitaktdieselmotor von 50 PS (zwei Zylinder) mit einem Zyl.-Durchm. $D = 220$ mm \varnothing und einem Maschinengewicht von 3300 kg gezeichnet. Der Rauminhalt des Fundamentblockes beträgt etwa $9\text{ m}^3 \approx 20\,000$ kg.

Maschinen mit nur drehender Bewegung ohne Riemenzug, z. B. Elektromotoren, brauchen kleine Fundamente, da freie Massenkräfte kaum auftreten können. Aber auch diese müssen bis zum tragfähigen Grund heruntergehen. Um jede Erschütterung zu vermeiden, können Elektromotoren auch auf federnde Schwingungsdämpfer gestellt werden. Bei großen Turbinen sind jedoch die periodischen Massenkräfte von großem Einfluß auf das Fundament (s. Aufsätze von Rausch und Geiger).

Zu der Herstellung der Fundamente ist zu bemerken, daß man bei isolierten Betonfundamenten die seitlichen Luftspalte dadurch erhält, daß man die Form durch Bretterwände umschließt und zwischen Bretter- und Außenwand lösbare Keile eintreibt. Der Beton muß genügend Zeit zum Abbinden haben. Vor drei Tagen sollen die seitlichen Verschalungen nicht entfernt und höchstens nach 8 Tagen darf mit dem Aufbringen der Maschine begonnen werden (vgl. Abschnitt Eisenbeton). Das fertige Betonfundament schützt man durch einen fetten Zementputz oder durch einen Fliesenbelag vor den schädlichen Einwirkungen der Öltropfen, die den Beton zerstören würden.

Für die Ankerschrauben sind die erforderlichen Öffnungen auszusparen, was durch schwach konische Holzstempel geschieht, die nach Fertigstellung des Fundaments mit dem Flaschenzug herausgezogen werden. 30–40 cm über Betonsohle legt man die gußeisernen Ankerplatten ein, die den Hammerkopf des Fundamentankers aufnehmen sollen. Zum Einsetzen des Ankers dreht man diesen um 90°. Nach fertigem Aufbau der Maschine gießt man die Schraubenlöcher und den freien Raum unter dem Maschinenrahmen mit Gußbeton aus. Bei größeren Maschinen sind im Fundament begehbare Kanäle mit seitlichen Nischen für die Ankerplatten zur ständigen Kontrolle der Maschinenbefestigung vorzusehen. Die Befestigung von Maschinen durch Steinschrauben, die mit Flügeln in das Fundament einbetoniert werden, ist nur bei kleinen Maschinen zulässig.

Die Stärke der Fundamentanker wird nach Erfahrung bemessen. Für 10–20 PS nimmt man $\frac{3}{4}$ ", für 50 PS $1\frac{1}{2}$ ". Die Anker sollen zur Erhöhung der Elastizität möglichst lang gemacht werden. Mindestlänge vierfacher Zylinderdurchmesser. Bei größeren Maschinen setzt man wenigstens auf je 1 m Länge einen Fundamentanker.

Als Ergänzung zu den Maschinenfundamenten soll noch die Gründung von fest eingespannten Stützen mit außermittiger Belastung und von Auslegerdrehkränen, die ein großes Kippmoment besitzen, besprochen werden. Hier muß das Fundament so groß sein, daß die Standsicherheit ohne den Seitendruck der umgebenden Erde gewährleistet ist und daß die spezifische Kantenpressung auf den Baugrund klein genug bleibt, um ein Schiefstellen des Fundaments zu verhindern.

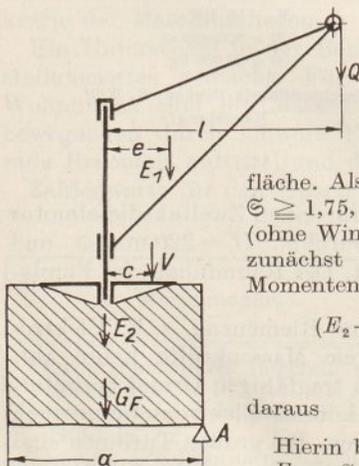


Abb. 58. Fundamentberechnung für einen Drehkran.

Gang der Berechnung an Hand der Abb. 58.

Der Fundamentklotz habe quadratische Grundfläche. Als Standsicherheit sei nach DIN E 120 der Faktor $\mathcal{E} \geq 1,75$, mit dem die Tragkraft Q zu multiplizieren ist (ohne Windberücksichtigung), eingeführt. Man überschlägt zunächst das Fundamentgewicht G_F durch Aufstellen der Momentengleichung um Kippkante A (a wird geschätzt):

$$(E_2 + G_F) \frac{a}{2} = \mathcal{E} Q \left(l - \frac{a}{2} \right) - E_1 \left(\frac{a}{2} - e \right)$$

$$\text{daraus} \quad G_F = \frac{2\mathcal{E} Q \left(l - \frac{a}{2} \right)}{a} - \frac{2E_1 \left(\frac{a}{2} - e \right)}{a} - E_2.$$

Hierin bedeutet:

E_2 = Gewicht von Kransäule und Fundamentplatte,
 G_F = Fundamentgewicht, E_1 = Krangewicht.

Unter Berücksichtigung des spez. Gewichts (Beton $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$, Mauerwerk $1,8 \text{ t/m}^3$) wird die Größe des Klotzes neu festgelegt. Das Fundament muß auf gewachsenem Boden stehen. Aus den äußeren Kräften ergibt sich die Mittelkraft

$$V = \sum Q + E_1 + E_2 + G_F,$$

Hebelarm von V

$$c = \frac{\sum Ql + E_1 e}{V}.$$

Durch den außermittigen Kraftangriff entsteht eine Biegungsspannung, die die Flächenpressung auf einer Fundamentseite erhöht. Mithin wird die größte Kantenpressung

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sigma_d + \sigma_b, \\ &= \frac{V}{a^2} + \frac{6Vc}{a^3}. \end{aligned}$$

Auf gutem Baugrund ist für σ_{\max} der Wert 2—3 kg/cm² zulässig. Genauere Werte sind dem Fachschrifttum¹⁾ zu entnehmen oder durch Bodenuntersuchung zu ermitteln.

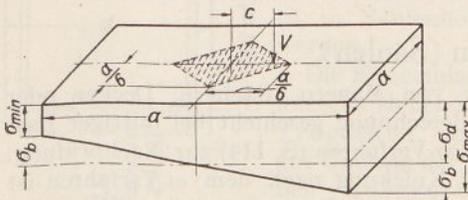


Abb. 59. Kantenpressungen durch außermittigen Kraftangriff.

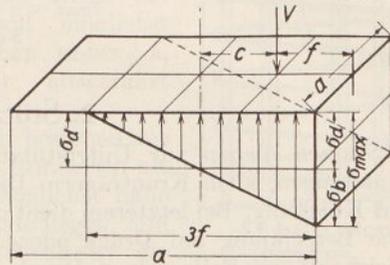


Abb. 60. Angriff der Gesamtkraft V außerhalb der Kernfläche.

Da zwischen Fundament und Baugrund keine Zug-, sondern nur Druckspannungen übertragen werden können, so lautet die weitere Forderung:

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{a^2} - \frac{6Vc}{a^3} \geq 0,$$

daraus

$$c \leq \frac{a}{6}.$$

Die Gesamtkraft V muß also innerhalb des in Abb. 59 schraffierten Quadrates, der Kernfläche des Fundaments, angreifen, wenn die gesamte Grundfläche zum Tragen herangezogen werden soll. Für den Fall

$$\sigma_{\min} = 0, \quad c = \frac{a}{6}$$

wird

$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{a^2}.$$

Greift V außerhalb der Kernfläche an, so wird nur ein Teil der Grundfläche belastet, während das eigentlich auf Zug beanspruchte Flächenstück unwirksam bleibt (Abb. 60). Aus der Bedingung $c = \frac{a}{6}$, also $2c = \frac{a}{3} = \frac{a}{2} - c$ (vgl. Abb. 59) läßt sich entnehmen, daß $\sigma_{\min} = 0$ ist, wenn

$$\begin{aligned} a &= 3 \cdot 2c \\ a &= 3 \left(\frac{a}{2} - c \right). \end{aligned}$$

1) Z. B. Gregor, Der praktische Eisenhochbau, Bd. Grundbau.

In Abb. 60 wurde $\frac{a}{2} - c = f$ gesetzt. Greift also V außerhalb der Kernfläche an, so wird $3f < a$, und im Endpunkte von $3f$ wird $\sigma_{\min} = 0$. Um σ_{\max} zu berechnen, kann man wie oben annehmen:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sigma_d + \sigma_b, \\ \text{worin} \quad \sigma_d &= \sigma_b && \text{(Bedingung, wenn } \sigma_{\min} = 0). \\ \text{Dann ist} \quad \sigma_{\max} &= 2\sigma_d, \\ \text{da aber} \quad \sigma_d &= \frac{V}{a \cdot 3f} && \text{(gedrückte Fläche } F = a \cdot 3f), \\ \text{so ist} \quad \sigma_{\max} &= 2 \frac{V}{3af}. \end{aligned}$$

Zu demselben Ergebnis kommt man, wenn man in der Gleichung $\sigma_{\max} = \frac{2V}{a^2}$ für die eine Seite $a = 3f$ einführt.

$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{3a\left(\frac{a}{2} - c\right)} \text{ kg/cm}^2.$$

2. Stützen (Säulen).

Stützen dienen zur Unterstützung von Mauern, Dächern, Decken oder Unterzügen, auch Kranträgern. Die Berechnung geschieht bei mittiger Last auf Knickung. Bei letzterem dient das ω -Verfahren (S. 114) zur Nachprüfung. Die Berechnung auf Druck oder auf Knickung nach dem ω -Verfahren ist gleich, da im Falle reinen Druckes $\omega = 1$ ist. Bei außermittiger Belastung (d. h. wenn die Last nicht in Achsmittle angreift) kommt zu der Knickspannung noch eine Biegungsspannung hinzu.

a) Säulen aus Stein.

Säulen aus natürlichen Steinen kommen nur für Außenmauern von Prachtbauten in Frage, während man die gemauerten Ziegelsäulen in Keller-geschossen verwendet.

Über die zulässige Druckspannung von Werksteinsäulen geben die Hochbau-Bestimmungen 1919 Abschnitt D IIc Auskunft.

Für Pfeiler aus künstlichen Steinen sind nur Hartbrandziegel, Kalksandhartsteine in verlängertem Zementmörtel oder Klinker in Zementmörtel (1 : 3) gestattet. Zulässige Druckspannung nach folgender Tafel:

Säulen- verhältnis s/h s = kleinste Breite h = Höhe	Zulässige Druckspannung in kg/cm ²	
	Hartbrandziegel, Kalksandhartsteine	Klinker
0,30	18	35
0,25	14	25
0,20	12	20
0,15	10	15
0,10	8	10
< 0,10 ¹⁾	< 8	< 10

1) Nur in besonderen Fällen zulässig.

b) Säulen aus Beton und Eisenbeton.

Säulen können aus reinem Zement-Beton bestehen, doch werden die Querschnitte verhältnismäßig groß. Wenn ihre Länge mehr als die zehnfache kleinste Dicke beträgt, so werden sie nur in Ausnahmefällen ohne Eiseneinlagen zugelassen.

Die zulässige Druckspannung bzw. die größte zulässige Kantenpressung ist den Bestimmungen¹⁾ C § 12 zu entnehmen.

Der Querschnitt von Eisenbetonsäulen kann beliebig gestaltet werden. Er ist in den meisten Fällen quadratisch, aber auch rund, sechs- oder achteckig. Die Dicke der Eisenbetonsäule soll möglichst nicht unter 20 cm bzw. unter $\frac{1}{20} h_s$ (h_s = Säulenhöhe) ausgeführt werden.

Die Eiseneinlagen bestehen aus lotrecht stehenden Rundeseisen als Tragstäbe, die möglichst nahe am Umfang der Säule liegen, und den Querverbindungen, die von größter Wichtigkeit sind, da sie ein Ausbiegen der Tragstäbe verhindern sollen. Je nach der Ausführung der Querverbindungen unterscheidet man Säulen mit einfacher Bügelbewehrung und umschnürte Säulen (mit Spiralbewehrung). Abb. 61 zeigt eine Säule mit einfacher Bewehrung. Die Längs-

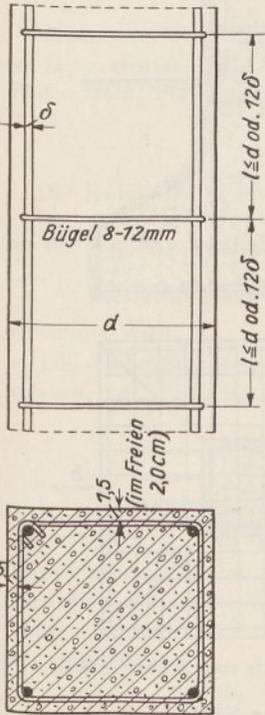
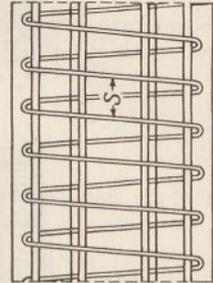


Abb. 61. Eisenbetonsäule mit einfacher Bügelbewehrung.

eisen (20—45 mm \varnothing) werden durch Bügel (8—12 mm \varnothing) verbunden, deren Abstand l nicht größer als die kleinste Säulendicke d und nicht über die 12fache Stärke der Längseisen hinausgehen soll. Die Betondeckung der Bügel soll 1,5 cm (im Freien 2 cm) betragen. Umschnürte Säulen (Abb. 62) erhalten eine Querbewehrung (8—10 mm \varnothing) in Form einer Schraubenlinie oder einer Ringbewehrung, bei der die Ganghöhe s oder der Ringabstand kleiner als $\frac{1}{5}$ des Betonkerndurchmessers D , keinesfalls aber größer als 8 cm, ist.

Gehen Säulen durch mehrere Stockwerke hindurch, so sind die Stoßstellen nach Abb. 63a oder b auszubilden. In Abb. 63a sind Beistäbe angeordnet.

Die zu einer Eisenbetonsäule gehörige Fundamentplatte kann eine geringe



$$S \leq \frac{1}{5} D \text{ u. } < 8 \text{ cm}$$

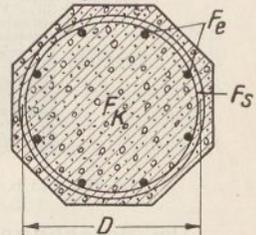


Abb. 62. Eisenbetonsäule. Umschnürte Säule.

1) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, in diesem Abschnitt kurz „Bestimmungen“ genannt.

Höhe haben. Da die über den Säulenquerschnitt reichenden Teile des Fußes durch den Bodendruck auf Biegung beansprucht werden, so muß eine kreuzweise Bewehrung eingelegt werden (Abb. 64).

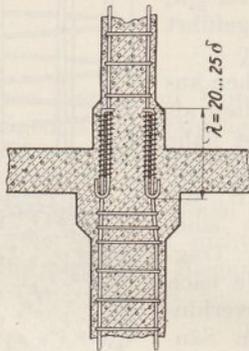
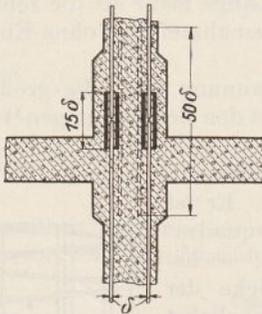


Abb. 63 a und b. Säulenstöße.

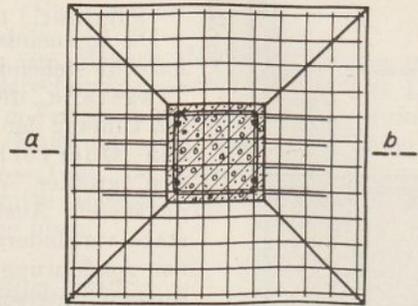
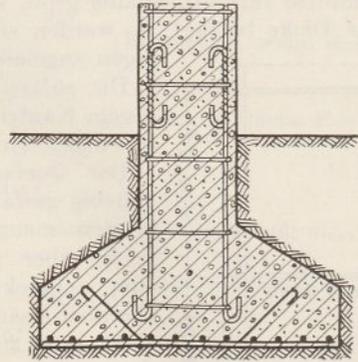


Abb. 64. Fundamentplatte einer Eisenbetonsäule.

Die Berechnung (Bestimmungen A § 27 und 29) der Säulen mit einfacher Bügelbewehrung bei mittigem Druck ohne Knickgefahr erfolgt nach der Gleichung:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15F_e} = \frac{P}{F_i} \quad (\text{s. auch S. 20})$$

F_b = Betonquerschnitt (= d^2 in Abb. 61).

F_e = Eisenquerschnitt aller Längseisen.

Es soll F_e im allgemeinen nicht mehr als 3 % und nicht weniger als 0,8 % von F_b betragen (bei dicken Säulen mit $d = 0,2 h_s$ genügt 0,5 %). Zulässige Beanspruchung für Beton $\sigma_{zul} = 35 \text{ kg/cm}^2$ (Handelszement).

Berechnung von umschnürten Säulen:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_k + 15F_e + 45F_s} = \frac{P}{F_{is}}$$

Hierin bedeuten (Abb. 62):

$F_k = \frac{D^2 \pi}{4}$ = Kernquerschnitt der Säule bis Mitte Querbewehrung,

$F_s = \frac{D \pi f}{8}$, worin f = Querschnitt der Querbewehrungseisen bedeutet.

Die Längsbewehrung F_e soll mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung F_s betragen. Auch hier liegt im allgemeinen F_e zwischen 0,8 und 3% des Betonkernquerschnittes F_k . Weitere Bedingung: $F_{is} \leq 2 F_i$.

Die Säulen sind auf Knickung zu berechnen, wenn

bei rechteckigen und quadratischen Säulen mit einfacher Bügelbewehrung

$$h_s/d > 15 \quad (d = \text{kleinere Querschnittsseite}),$$

bei umschnürten Säulen $h_s/D > 13$

ist (h_s = Stützenlänge = Stockwerkshöhe bzw. Länge der Netzlinie). In diesen Fällen ist σ_b mit der Knickzahl ω zu multiplizieren.

$$\sigma_b = \frac{P \omega}{F_i} \quad \text{bzw.} \quad \frac{P \omega}{F_{is}}$$

Die Knickzahl ω wird einer Tafel aus den Bestimmungen A § 27 entnommen.

Bei außermittigem Kraftangriff, oder wenn seitliche Kräfte hinzutreten, ist die Kantenpressung maßgebend, die aus der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{P}{F_i} \pm \frac{M}{W_i} \quad \text{bzw.} \quad \frac{P}{F_{is}} \pm \frac{M}{W_i}$$

errechnet wird.

Die Sicherheit gegen Knicken ist wie für mittig belastete Säulen nachzuweisen, vgl. Bestimmungen A § 27, 2 c.

c) Stützen aus Holz.

In hölzernen Speicher- und Hallenbauten führt man auch die Stützen aus Holz aus. Der Kopf wird zum besseren Halt durch Kopfbänder mit dem Unterzug verbunden, während man den Fuß zum Schutz gegen das feuchte Erdreich auf einen Werkstein stellt. Hölzerne Stützen sind nach der Eulerschen Knickformel mit $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ und 7–10 facher Sicherheit zu berechnen.

$$J_{\min} = 70 P s_k^2 \quad \text{für Bauten von kurzer Dauer}$$

$$J_{\min} = 100 P s_k^2 \quad \text{für Bauten von langer Dauer}$$

$$(P \text{ in t, } s_k = \text{Knicklänge in m, } J \text{ in cm}^4)$$

Die Reichsbahn verlangt auch bei Holz eine Berechnung nach dem ω -Verfahren (S. 114), vgl. Bestimmungen für Holztragwerke von der Deutschen Reichsbahngesellschaft.

d) Säulen aus Gußeisen.

Säulen aus Gußeisen wurden früher viel ausgeführt, sind aber jetzt durch die Walzeisenstützen so verdrängt worden, daß man sie für Neubauten kaum noch verwenden wird. Sie haben den Nachteil, daß sie Gußfehler enthalten können, die man vorher nicht erkennt. Auch sind leicht Brüche auf dem Transport möglich.

Weitere Nachteile: Geringe Biegefestigkeit bei außermittiger Last, Gefahr des Springens der Säulen bei einem Brand durch den Wasserstrahl, schwere Befestigung von Bauteilen, z. B. Trägern, an den Säulen, lange Lieferzeit gußeiserner Säulen.

Der Vorteil des gefälligeren Aussehens gußeiserner Säulen ist heute nicht mehr maßgebend. Die Stützen erhalten meist eine feuerbeständige Umantelung, an der sich die gewünschten Formen leicht anbringen lassen.

Die gußeisernen Säulen haben gewöhnlich einen runden Querschnitt. Kleinere Säulen bestehen aus einem Gußstück, während man bei größeren Kopf, Schaft

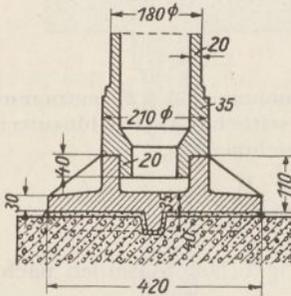


Abb. 65.
Säule mit getrenntem Fuß.

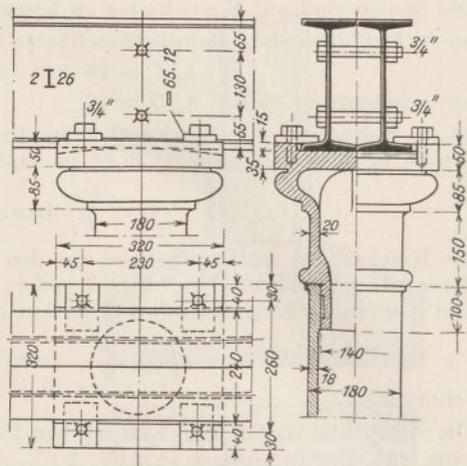


Abb. 66.
Getrennter Säulenkopf mit Auflager für einen Unterzug.

und Fuß getrennt herstellt. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Wandstärke gießt man die Säulen stehend. Die Wandstärke von 10 mm ist wegen der Kernverschiebung als kleinster Wert anzunehmen. Übliche Wandstärke 10 % des Säulendurchmessers. Eine Wandstärke von mehr als 6 cm ist unwirtschaftlich.

Kopf und Fuß der Säulen werden mit quadratischer oder runder Platte mit Rippenverstärkungen ausgeführt. Aus Schönheitsrücksichten erhalten sie oftmals Verzierungen. Am Kopf sind auch Ansätze zur Aufnahme von Deckenträgern ausgebildet. Abb. 65 zeigt einen vom Schaft getrennten Säulenfuß, Abb. 66 stellt die Verbindung des Säulenkopfes mit einem Unterzug aus zwei Walzträgern dar.

Um größere Biegebungsbeanspruchungen im Schaft durch waagerechte Kräfte, z. B. durch Temperaturschwankungen langer Stahlträger, zu vermeiden, lagert man die Säule in Kopf und Fuß beweglich. Solche Säulen heißen Pendelsäulen. Abb. 67 zeigt den Fuß einer Pendelsäule.

Der Schaft gußeiserner Säulen ist außer auf Druck auch nach der Eulerschen Knickformel mit 6 facher Sicherheit zu berechnen.

$$J_{\min} = 6 P s_k^2$$

$$(P \text{ in t, } s_k = \text{Knicklänge in m, } J \text{ in cm}^4)$$

Bei mittigem Kraftangriff darf $\sigma_{zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen werden. Bei außermittigem Kraftangriff sind die Randspannungen nach der Formel

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

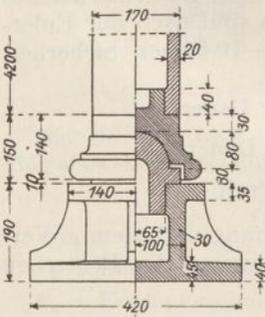


Abb. 67.
Säulenfuß einer Pendelsäule.

zu berechnen, wobei $\sigma \leq \sigma_{zul}$ ist, d. h. auf der Druckseite 600 kg/cm^2 , auf der Zugseite 300 kg/cm^2 . Daneben ist nachzuweisen, daß

$$J_{\min} \geq 6 P s_k^2 + \frac{a M}{\sigma_{zul}}$$

ist, wobei man unter a den Abstand der äußersten gedrückten Faser von der Schwerachse versteht.

Die Reichsbahn verlangt die Berechnung nach dem ω -Verfahren (S. 114). Vgl. Vorschriften für Eisenbauwerke von der Deutschen Reichsbahngesellschaft.

e) Stützen aus Walzstahl.

Im Fabrikbau werden Stützen vorwiegend aus Walzstahl hergestellt. Die Ausbildung der Stützenquerschnitte und die Berechnung der Stützen bei mittiger und außermittiger Belastung, sowie die Gestaltung von Kopf und Fuß der Stütze sind im Abschnitt B III 3 (S. 182—197) behandelt. Im folgenden soll auf einige besondere Bauarten von Stützen aufmerksam gemacht werden.

Wird z. B. ein Fabrikbetrieb in einem Geschoßbau untergebracht, so sind zur Schaffung der großen Werkräume Stützen notwendig, die vom Keller bis zum Dach durch das ganze Haus laufen. Man nennt sie *Geschoßbaustützen*. Sie nehmen die Last des Daches und der Decken durch die angeschlossenen Träger auf. Die einseitige Deckenlast in den einzelnen Geschossen gleicht sich im allgemeinen aus, so daß bei biegungsfestem Anschluß der Träger kein außermittiger Kraftangriff angesetzt zu werden braucht. Diese Bestimmung gilt nicht für Lagerräume und für schwere Betriebe, z. B. Druckereien.

Bei der Feststellung der Belastung gestatten die Hochbaubestimmungen 1919 die Berücksichtigung einer Ermäßigung der Nutzlasten in den unteren Stockwerken. Die Nutzlasten der Dachgeschosse und der beiden obersten Geschosse sind mit dem vollen Betrage einzusetzen, während von der Nutzlast des folgenden Geschosses 20%, von der Nutzlast des tieferen 40%, dann 60% und schließlich 80% in Abzug gebracht werden können. Diese Ermäßigung gilt nicht für Speicherbauten und Werkstätten mit schwerem Betrieb.

Die Querschnitte der Stützen kann man in jedem Geschoß verändern, so daß in jeder Decke ein Stoß liegt. Wirtschaftlicher ist es, die Querschnitte durch 2—3 Geschosse durchgehen zu lassen, und sie in den unteren Geschossen durch Winkeleisen oder Gurtplatten zu verstärken.

In Flach- und Hallenbauten werden zur Unterstützung der Außenwände, die auf Winddruck und Kranlast beansprucht sind, Stützen gebraucht, die man als Pendelstützen oder eingespannte Stützen ausführen kann. Während Pendelstützen an Kopf und Fuß Gelenke haben, so daß das Fundament nur den senkrechten Druck aufzunehmen hat, so werden unten eingespannte Stützen auf dem Grundbau fest verschraubt. Dadurch entstehen große Fundamente, auf die Druck und Biegung übertragen werden. Näheres über diese Stützenarten s. *Stahlfachwerkwände* S. 213.

3. Decken.

Decken sind die Bauteile, die den Raum nach oben abschließen. Sie werden im Stockwerksbau zusammen mit den Fußböden, die den Raum nach unten abgrenzen, ausgeführt. Ihre Aufgabe besteht darin, die Nutzlast des darüberliegenden Geschosses aufzunehmen und die Stockwerke nach unten und oben möglichst schall- und wärmedicht abzuschließen. Diesen Anforderungen müssen die Decken für die verschiedenen Verwendungszwecke gerecht werden. Bei Wohn- und Verwaltungsgebäuden sollen die Decken wärme- und schalldicht sein, sie haben nur geringe Lasten zu tragen, daher reichen die Holzbalkendecken aus, wenn die Räume nicht zu groß werden. Mit 6 m Lichtweite ist die wirtschaftliche Grenze für Holzbalken erreicht, an ihrer Stelle sind Stahlträger zu verwenden, jedoch wird man auch hier eine Zwischendecke mit geringer Schall- und Wärmeleitfähigkeit nehmen. In feuchten Räumen, z. B. bei Kellerdecken, ist Holz wegen der Fäulnisgefahr nicht geeignet. Für Werkstätten in Geschößbauten wird man wegen der hohen Nutzlasten Stein- oder Eisenbetondecken einbauen. Letztere haben jedoch den Nachteil großer Schalleitfähigkeit und sind deshalb mehr in Lagerräumen (Silos) zu gebrauchen. Wärme- und Schalldichtigkeit treten im Industriebau gegen die Tragfähigkeit bei wirtschaftlicher Ausführung zurück.

a) Decken aus Stein.

Die Steindecken unterteilt man in gewölbte und ebene (schiefechte). Sie haben vor den Holzbalkendecken den Vorzug der Feuer- und Schwamm-sicherheit, weshalb sie für Kellerdecken vielfach ausgeführt werden. Sie sind auch die gebräuchlichsten Decken im Fabrikbau. Die Steindecken werden mit und ohne Eiseneinlagen hergestellt. Zur vollkommenen Feuersicherheit ist die Ummantelung aller Eisenteile notwendig.

α) Preußische Kappen. Eine für Fabrikgebäude usw. zweckmäßige Decke ist das preußische Kappengewölbe (Abb. 68). Es ist das einzige Gewölbe,

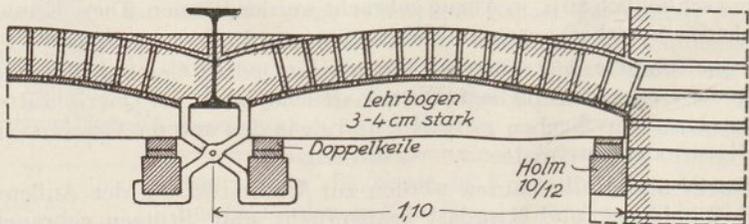


Abb. 68. Preußische Kappe mit Einrüstung.

das auch heute noch oftmals ausgeführt wird, während die Tonnengewölbe usw. wegen der Kosten und des Raumverbrauchs an Bedeutung verloren haben.

Die preußische Kappe besteht aus einem $\frac{1}{2}$ oder 1 Stein starken Bogenmauerwerk (bis 2,5 m Spannweite $\frac{1}{2}$ Stein, darüber 1 Stein stark)¹⁾ zwischen I-Trägern, Gurtbögen oder Mauern. Sie ist äußerst tragfähig und fast unbegrenzt haltbar.

1) Bis 3 m Spannweite kann die Kappe $\frac{1}{2}$ Stein stark am Scheitel, 1 Stein stark am Auflager ausgeführt werden.

Der Nachteil liegt in ihrem Gewicht ($G = 275 \text{ kg/m}^2$, $\frac{1}{2}$ Stein stark, einschl. Hintermauerung, aber ohne Trägergewicht) und in der starken Schalleitfähigkeit. Die Ausführung ist auch mit Lochziegeln oder Schwemmsteinen möglich, wodurch die Decke entsprechend leichter und schalldichter wird.

Die Pfeilhöhe beträgt $\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$ der Spannweite, die nicht über 3 m betragen soll (bei I-Trägern 1,0–1,5 m). Der Anschluß der Kappen an die Träger geschieht durch behauene Steine, Formsteine oder durch eine entsprechend geformte Betonschicht. Die Kappe erhält an den Auflagern eine Hintermauerung eine Hintermauerung (Abb. 68). Darauf kommt der Füllstoff und der Fußboden.

Vor Ausführung der Kappen ist die Rüstung herzustellen, wovoneine Art in Abb. 68 veranschaulicht wird. Die Rüstungsschalung stützt sich auf Lehrbögen, die in 1–1,5 m Abstand an den Trägern mittels Scheren und Holzbalken befestigt werden.

Ist unter einem Kappengewölbe eine ebene Decke auszuführen, so befestigt man die erforderliche Schalung an Latten, die auf die Unterflansche der Träger aufgelagert werden (Abb. 69).

Die Zwischenschicht, Zwischendecke genannt, zwischen dem tragenden Teil der Decke und dem Fußboden wird durch geglühten Sand, Bimssand oder Magerbeton ausgefüllt. Diese soll gegen Schall und Wärme dichten. Der aufgelegte Fußboden kann aus Holz, Zementestrich mit oder ohne Linoleumbelag, Steinfliesen, Gipsestrich oder Steinholzestrich bestehen. Der Holzfußboden für Wohn- und Verwaltungsräume wird auf Lagerhölzern 10/12, die in Sand gebettet sind, verlegt. Für die steinartigen Fußböden ist eine besondere Unterlage notwendig, die aus Zementestrich oder Schlackenbeton bestehen kann. Die Ausführung wird durch die folgenden Abbildungen erläutert.

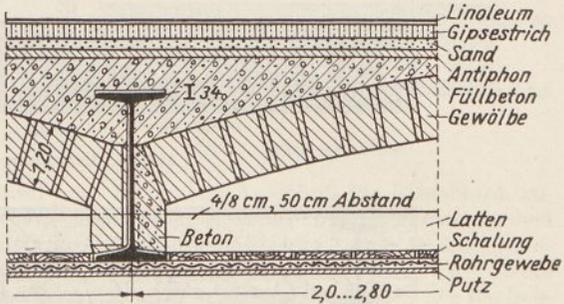


Abb. 69. Kappengewölbe, durch Schalung unten eben.

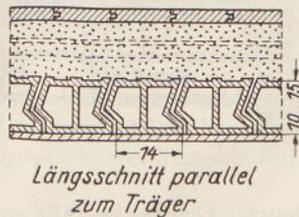
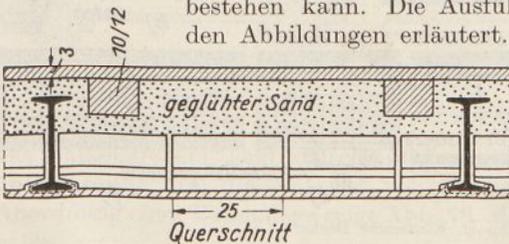


Abb. 70. Försterdecke.

β) Steindecken ohne Eiseneinlagen. Zu den ebenen Steindecken ohne Eiseneinlagen gehört die Försterdecke (Abb. 70). Die besonders geformten Hohlsteine (14 cm breit, 25 cm lang und 10–15 cm hoch) greifen hakenförmig ineinander und geben dadurch den nötigen Zusammenhalt. Die Stoßfugen jeder Reihe sind gegeneinander versetzt. Die Steine werden

auf einer Bretterschalung, die mit etwas Stich versehen ist, in Zementmörtel verlegt.

Weitere eisenlose Steindecken:

Securadecke (Abb. 71), aus schrägen Formsteinen bestehend.

Rheinische Formsteindecke (Abb. 72), aus Formsteinen, die in Bogenform ineinander passen, hergestellt.

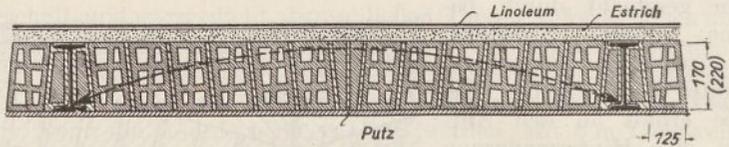


Abb. 71. Securadecke.

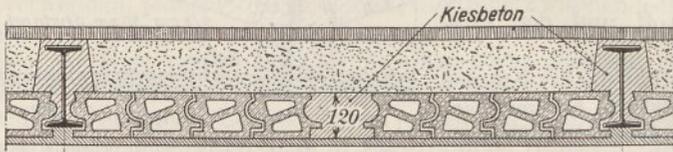


Abb. 72. Rheinische Formsteindecke.

Steindecken ohne Eiseneinlagen sind nach den neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 Teil B § 1 Anm. nur für Wohngebäude zulässig. Gesamtbelastung einschl. Eigengewicht bis 450 kg/m².

γ) Steineisendecken. Die bekannteste ebene Steindecke mit Eiseneinlage ist die Kleinesche Decke. Die Rundeiseneinlage¹⁾ hat wie bei Eisenbeton den Zweck, die Zugspannungen im unteren Teil der Decke aufzu-

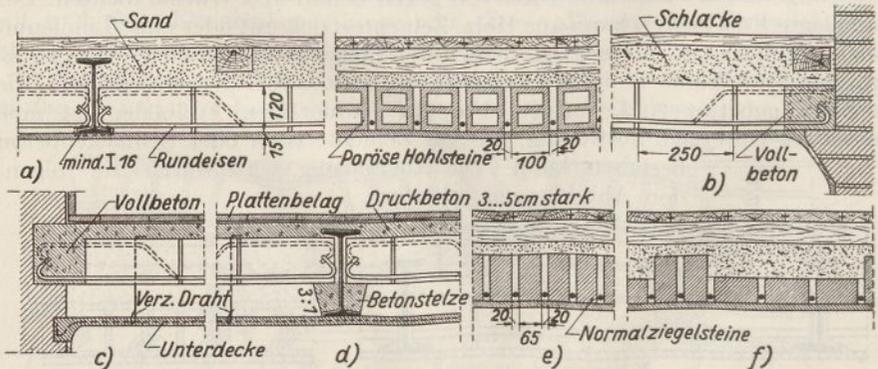


Abb. 73 a—f. Kleinesche Decke.

nehmen. Die Decke läßt sich aus Ziegelsteinen (Normgröße), aber auch aus Schwemm- und Kleineschen Hohlsteinen in verschiedenen Ausführungen, wie Abb. 73 zeigt, herstellen. Als Unterlage bei der Ausführung wird wieder eine Schalung benutzt. Die Rundeiseneinlagen kommen in jede Steinfuge, die

1) Nach den Bestimmungen für Eisenbeton 1932 Teil B sind nur noch Rundeisen als Bewehrung zu verwenden, die mindestens 6 mm stark sind.

von Trägerflansch zu Trägerflansch läuft (kleinstes, noch zulässiges Trägerprofil I 16). Verwendung von Zementmörtel.

Weitere Steineisendecken:

Ackermanndecke, aus Zweikammerhohlsteinen. Die Steine werden in Kiesbeton vergossen, nachdem Rundeisen eingelegt sind (Abb. 74). Diese Decke läßt sich auch als Eisenbetondecke ansprechen.

Auch die unter β) aufgeführten Decken können mit Eiseneinlagen ausgeführt und somit auch im Fabrikbau verwendet werden.

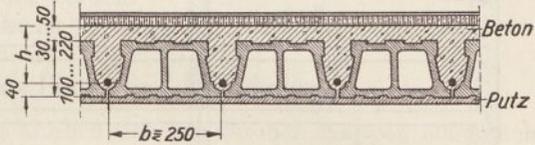


Abb. 74. Ackermanndecke.

Für die ebenen Steindecken sind vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton zusammen mit den Bestimmungen für Eisenbeton Bestimmungen¹⁾ herausgegeben worden. Danach soll die Deckenstärke im allgemeinen nicht unter 10 cm liegen. Zur Erhöhung der Belastungsfähigkeit ist eine Aufbetonschicht von 3 — 5 cm gestattet. Die zulässige Druckspannung der Deckensteine beträgt $\frac{1}{6}$ der nachzuweisenden Druckfestigkeit der Steine selbst, jedoch höchstens 40 kg/cm². Steineisendecken sollen bei stärkeren Erschütterungen oder bei schwereren Einzellasten (z. B. Radlasten über 750 kg) nicht verwendet werden.

Über weitere Einzelheiten s. Bestimmungen Teil B.

b) Holzbalkendecken.

Holzdecken sind die in Wohnhäusern und kleineren Verwaltungsgebäuden verbreitetsten Decken. Wie Abb. 75 zeigt, besteht die hölzerne Decke aus den Balken, der Zwischendecke, der unteren Schalung mit Rohrputz und dem gespundeten Fußboden.

Die Balken erhalten einen rechteckigen Querschnitt mit einem Seitenverhältnis von etwa 5 : 7. Der gebräuchlichste Balkenquerschnitt ist 18 : 24.

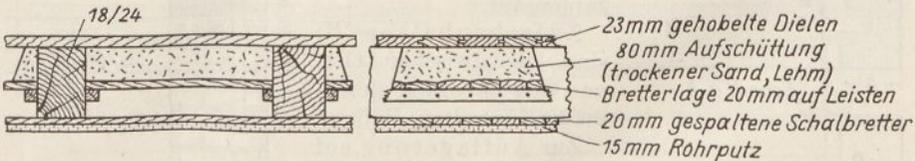


Abb. 75. Holzbalkendecke.

Der Balkenabstand liegt zwischen 0,7 und 1 m, die Lichtweite soll 6 m nicht überschreiten, um die Nutzlast von 200 kg/m² aufnehmen zu können. Die Anordnung einer Balkenlage zeigt Abb. 76. Man unterscheidet folgende Balkenarten:

Ort- oder Giebelbalken (a), die an einer Außen- oder Giebelwand liegen. Es braucht nicht immer ein Mauerabsatz vorhanden zu sein, der Ortbalken kann auch mit 2 cm Luft an die glatte Mauer gelegt werden.

Streichbalken (b), die an einer oder zu beiden Seiten der durchgehenden vollen Zwischenwand liegen.

1) Vgl. Fußnote auf S. 16.

Wandbalken (c), die auf einer schwächeren Zwischenwand liegen.

Wechselbalken (e), sind nötig, wenn die Hochführung eines Schornsteins oder eine Treppe die Auflage von Balken auf das Mauerwerk verhindert.

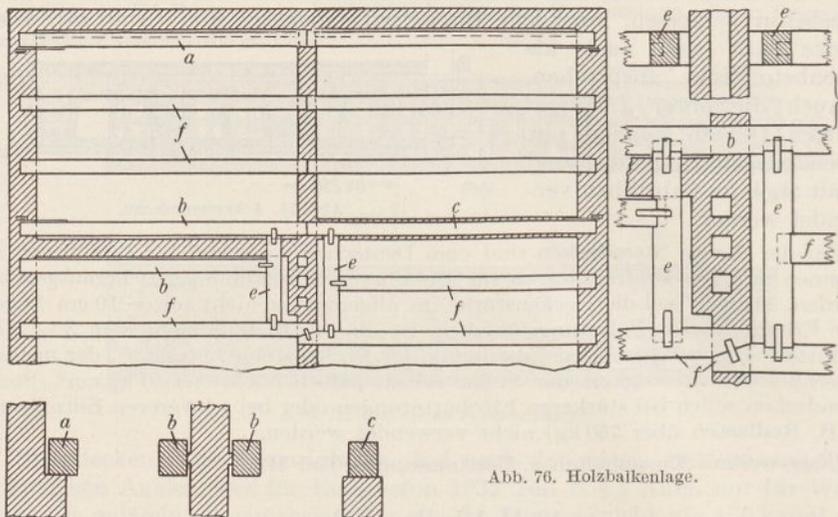


Abb. 76. Holzbaulage.

Der Abstand zwischen Schornsteinmauer und Balken soll nach baupolizeilicher Vorschrift 7 cm betragen. Die Wechsel werden zunächst selbst mit zwei durchgehenden Balken durch Brustzapfen (Abb. 77) verbunden. Sie

nehmen dann die „ausgewechselten“ Balken (b und f) durch Brustzapfen auf.

Zwischenbalken (f) sind die zwischen Ort- und Streichbalken gleichmäßig verteilten Balken.

Zur Auflagerung auf das Mauerwerk (Länge 20–25 cm) wird der Balken auf Dachpappe gelegt. Vom Hirn und von den Balkenseiten soll das Mauerwerk 3 cm entfernt bleiben, um das Auflager trocken zu halten. Zur Versteifung der Mauern

gegeneinander ist etwa der vierte Teil aller Deckenbalken mit Ankern zu versehen, die aus Flacheisen, welche an die Balken angeschraubt sind, und Splint bestehen (Abb. 78). Auch die Giebelwände, die parallel zu den Balken laufen, werden durch Giebelanker (über drei Balken reichend) versteift.

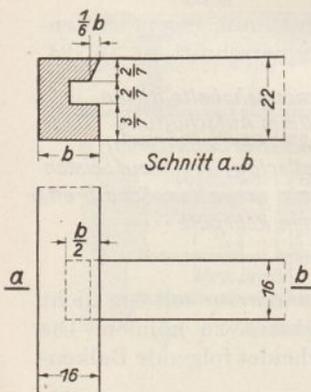


Abb. 77.
Brustzapfen.

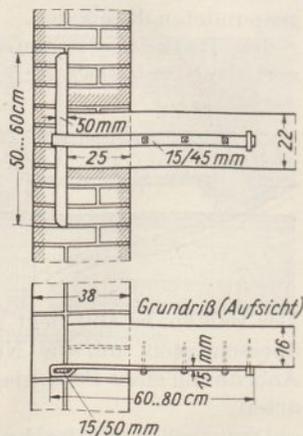


Abb. 78. Balkenanker. (Im Grundriß ist das Mauerwerk nicht geschnitten.)

Die Zwischendecke wird gewöhnlich als Einschubdecke ausgeführt. An die Balken werden in $\frac{1}{3}$ Höhe (von unten gerechnet) Latten genagelt, auf die ungesäumte Schalbretter oder Schwarten (Staken) gelegt werden. Darauf kommt eine 8–10 cm hohe Schicht aus geglähtem Sand oder Lehm. (Abb. 75). Auch können an Stelle der hölzernen Zwischendecke Gipsdielen oder leichte Lochsteine verwendet werden.

Die von unten sichtbare Decke ist meistens abgeputzt (Rohrputzdecke).

c) Decken aus Beton und Eisenbeton.

Betondecken können gewölbt ähnlich den preußischen Kappen oder auch scheinrecht ausgeführt werden. Als Werkstoff wird Kiesbeton für höhere Belastungen und größere Spannweiten (z. B. für gewölbte Kappen mit 3,0 m Spannweite bei 1000 kg/m² Gesamtlast und 15 cm Scheitelstärke der Kappe) und Bims- oder Schlackenbeton für kleinere Spannweiten (unter gleichen Bedingungen bei 1,7 m Spannweite) genommen. Abb. 79 zeigt eine gewölbte Betondecke aus Kiesbeton. Die Stichhöhe beträgt $\frac{1}{10}$ – $\frac{1}{12}$ der Spannweite. Die scheinrechten Decken sind nur für geringere Spannweiten zulässig, 0,90 bis 1,50 m, bei einer Plattendicke von 10–20 cm. Man führt sie gewöhnlich aus Bims- oder Schlackenbeton aus, da diese Stoffe mehr wärme- und schall-

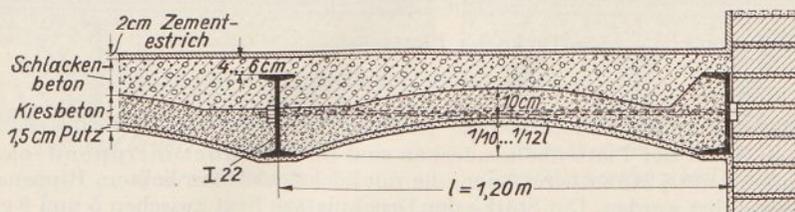


Abb. 79. Gewölbte Betondecke.

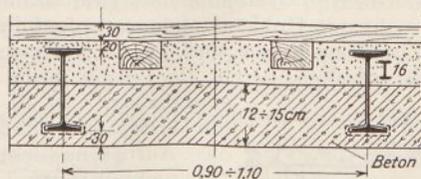


Abb. 80. Ebene Betondecke (Schlackenbeton).



Abb. 81. Aufgestellte Betondecke (Kiesbeton).

dichtend sind. Abb. 80 zeigt eine ebene Betondecke. Wird auf die Auffüllung von Sand als Zwischendecke verzichtet, so kann die Deckenplatte nach Abb. 81 auf Stelzen gesetzt werden. „Stahl im Hochbau“, Abschn. Decken, gibt Belastungsangaben für Betondecken.

Die einfachen Eisenbetondecken lassen sich in der Weise herstellen, daß man die Deckenplatten zwischen Mauerwerk als eingespannte Platte, oder zwischen Walzträger als freiaufhängende Platte (Abb. 32) legt. Man kann aber auch an Stelle der Eisenträger Eisenbetonbalken verwenden. So entsteht die Plattenbalkendecke, die in Abb. 82, auch in Abb. 30, dargestellt ist. Man bringt die Balken in 1,5–3,5 m Abstand an. Werden die Balken zu lang, so lassen sie sich durch Unterzüge und Stützen abfangen.

Aus den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 (Teil A § 25) ist bemerkenswert, daß die Plattenstärke mindestens 7 cm betragen soll. Unter dem Plattenbalken versteht man den in dem kleinen Bilde der Abb. 82 schraffierten T-förmigen Teil. Die Druckplatte wird also in zwei Richtungen

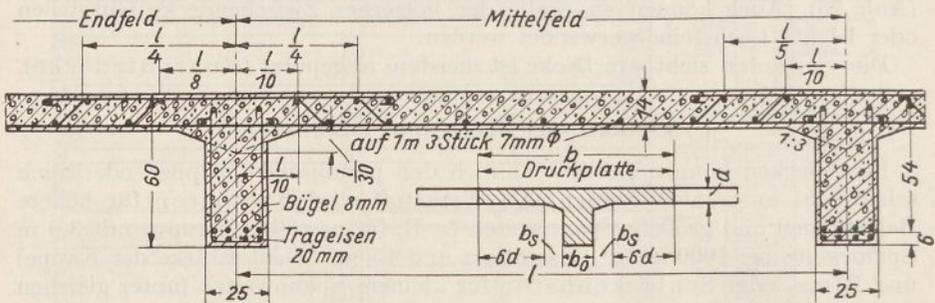


Abb. 82. Plattenbalkendecke.

beansprucht, einmal durch die eingespannte Platte oben auf Zug und unten auf Druck, andererseits rechtwinklig dazu durch den Plattenbalken auf Druck. Die Breite b der Balkendruckplatte ist

$$b = 12d + b_0 + 2b_s,$$

wobei bedeuten

d = Dicke der Platte

b_0 = Rippenbreite des Plattenbalkens

b_s = schräge Deckenverstärkung.

($b_s \leq 3d$.)

Als eine Abart der Plattenbalkendecken sind die Eisenbetonrippendecken (Bestimmungen A § 24) zu bezeichnen, die mit höchstens 70 cm lichem Rippenabstand ausgeführt werden. Die Stärke der Druckplatten liegt zwischen 5 und 8 cm. Die Decken mit Hauptbewehrung nach einer Richtung erhalten bei Stützweiten von 4—6 m eine Querrippe, über 6 m zwei. Die durch die Rippen entstehenden Hohlräume können zur Erzielung einer ebenen Unteransicht mit Hohlsteinen aufgefüllt werden, die jedoch in der Rechnung nicht zu berücksichtigen sind. Damit stimmen die Rippendecken mit einer Anzahl von Steineisendecken überein. Der Begriff „Steineisendecken“ ist da-

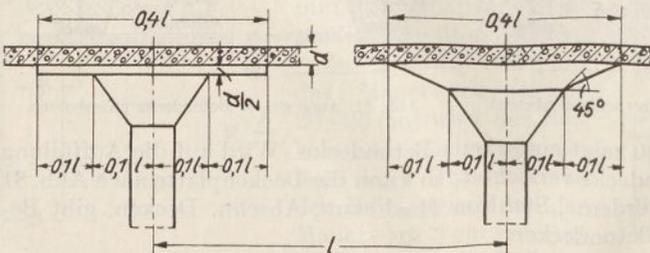


Abb. 83. Skizze des Stützenkopfes einer Pilzdecke.

hin festgesetzt, daß die Aufbetonschicht 5 cm nicht überschreiten darf, während „Eisenbetonrippendecken“ eine mindestens 5 cm starke Druckplatte besitzen müssen. Außerdem ist die Berechnungsart eine andere.

Erwähnt soll noch die Pilzdecke (Bestimmungen A § 26) werden, d. s. kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten, die ohne Rippenverstärkung unmittelbar auf Eisenbetonsäulen ruhen und mit diesen durch pilzartige Übergänge biegefest verbunden sind. Über die Maße, die zu solchem Anschluß nötig sind, gibt die Abb. 83 nähere Angaben. Unter l ist die Entfernung von Mitte bis Mitte Säule zu verstehen. Die Plattendicke d soll nicht kleiner als 15 cm sein.

Eine aufgestellte ebene Eisenbetondecke, die früher viel ausgeführt wurde, ist die Koenensche Voutendecke (Abb. 84). Sie besitzt unten eine ebene Begrenzung, ist jedoch mit Abrundungen (Vouten) an den Walzträgern und an dem Maueranschluß versehen. Die Eiseneinlagen werden um den oberen



Abb. 84. Koenensche Voutendecke.

Flansch der Träger gelegt und dann nach unten in die Zugzone abgebogen. Zum Anschluß der Eisen an die Mauer wird ein Flacheisen eingelegt, das in der Mauer verankert ist.

Die Koenensche Plandecke (Abb. 85) ist eine Eisenbetonrippendecke. Die ebenen Druckplatten erhalten Rippenverstärkungen (Abstand 25 cm), in

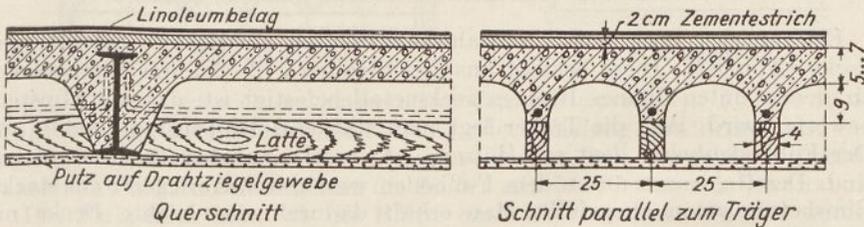


Abb. 85. Koenensche Plandecke.

die die Trageisen eingelegt werden. Um eine ebene Untersicht der Decke zu erreichen, befestigt man Holzlatten auf den Walzeisenunterflanschen. Die Latten tragen das Drahtziegelgewebe, das dem Putz den nötigen Halt gibt.

Auch die Stegzementdielen (Abb. 136 b) lassen sich als Baustoff für scheidrechte Decken verwenden.

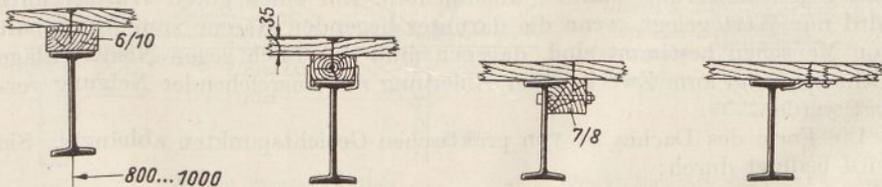


Abb. 86. Befestigung von Bohlen auf Walzträgern.

d) Stahlträgerdecken.

Stahlträgerdecken mit Holzbohlenbelag sind die billigste Ausführung, die sich für Werkstätten und Speicher eignet. Der Trägerabstand beträgt 0,8—1 m. Abb. 86 zeigt einige Befestigungsarten der Bohlen auf Walzeisen. Die Berechnung der Träger wird im Abschnitt „Träger“ S. 149, besprochen.

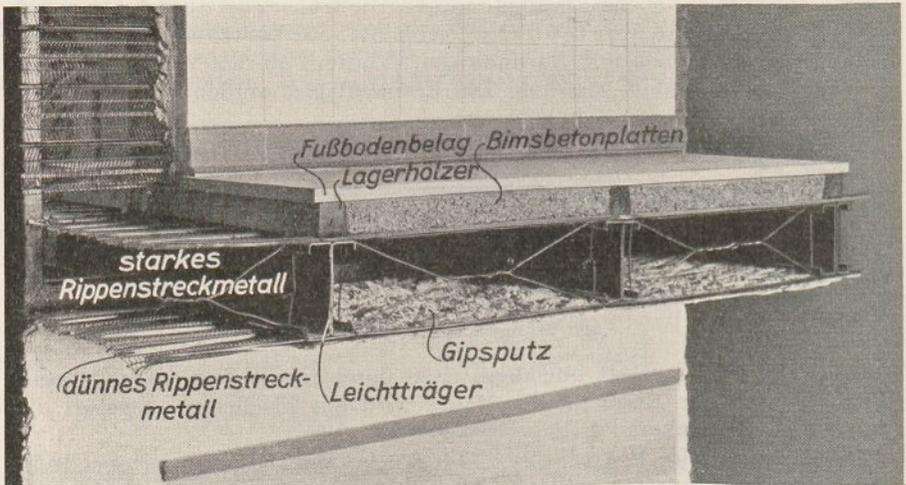


Abb. 87. Leichtträgerdecke. (Bandeisenverwertung G. m. b. H., Düsseldorf.)

Erwähnt sei noch eine für Stahlskelettbauten entwickelte Leichtträgerdecke (Abb. 87). Diese besteht aus Leichtträgern (2—2,5 mm Blechstärke), an denen unten dünnes Rippenstreckmetall befestigt ist, das mit Gipsputz beworfen wird. Auf die Träger legt man stärkeres Rippenstreckmetall auf. Der Fußbodenbelag liegt auf Hölzern 4/5 cm, die auf den Trägern gelagert sind. Der Hohlraum unter dem Fußboden wird durch Auflegen 5 cm starker Bimsbetonplatten ausgefüllt. Man erhält dadurch eine leichte Decke mit guter Wärme- und Schalldichtigkeit.

4. Dächer.

a) Dachformen.

Dächer haben den Zweck, dem Hochbau den oberen Abschluß zu geben und gegen Witterungseinflüsse abzudichten. Auf einen guten Wärmeschutz wird nur Wert gelegt, wenn die darunter liegenden Räume zum Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, dagegen muß das Dach gegen Niederschläge dicht sein und zum Zwecke ihrer Ableitung mit ausreichender Neigung verlegt werden.

Die Form des Daches ist von praktischen Gesichtspunkten abhängig. Sie wird bedingt durch:

Dachneigung	Beleuchtung	} des darunterliegenden Raumes.
Dacheindeckung	Entlüftung	

Für die Dachneigung gibt die auf S. 65 angegebene Zahlentafel einen Anhalt. Die oft wiederkehrende Form ist die des Satteldaches. Die Neigung wird von dem Werkstoff der Dachhaut beeinflußt. Diese Wahl richtet sich wieder nach dem Verwendungszweck des Gebäudes. Für Hallenbauten z. B. wählt man eine geringe Neigung, weil man den spitzen Dachraum kaum ausnutzen kann. Für das Oberlicht im Dach kann man die Dachfläche mansardenartig

brechen und in dem steileren Teil an der Traufe das Oberlicht anbringen. Andere Möglichkeiten werden später, besonders auf S. 69, besprochen. Ebenso kann die Entlüftung die Dachform beeinflussen, z. B. durch den Einbau einer Laterne (Abb. 161).

Die hauptsächlichsten Dachformen sind:

Das Sattel- oder Giebeldach (Abb. 88) wird mit gleicher Neigung beider Dachflächen ausgeführt, die in dem First zusammenstoßen.

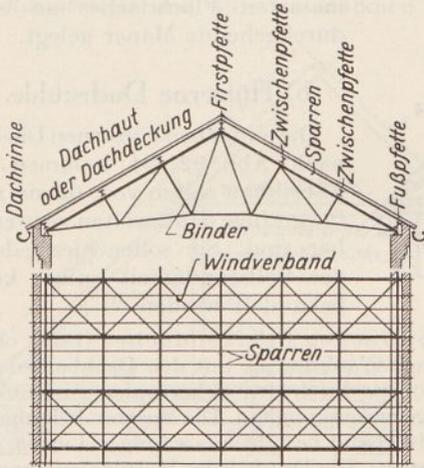


Abb. 88. Teile des Stahldaches.

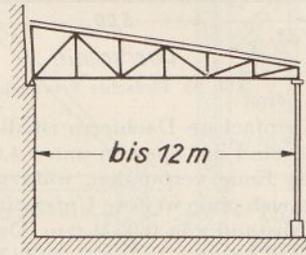


Abb. 89. Pultdach.

Ein Dach setzt sich zusammen aus den Bindern, den Pfetten, den Sparren, der Dachhaut mit Lattung oder Schalung und dem Windverband. Bei den Dächern aus Stahl lassen sich diese Teile klar erkennen, bei den hölzernen Dächern verschmelzen die Binder mit den Pfetten zum Dachstuhl.

Das Pultdach kann als die Hälfte eines Satteldaches aufgefaßt werden. Es wird bei Seitenflügeln und Anbauten an fertige Gebäude ausgeführt. In Abb. 89 ist ein Pultdach als Stahlbau skizziert.

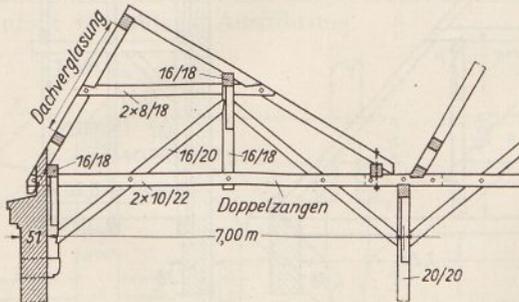


Abb. 90. Sägedach in Holz.

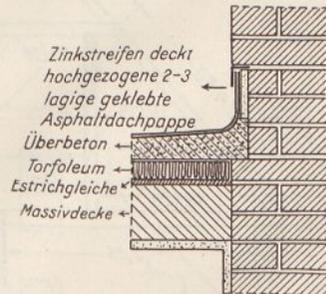


Abb. 91. Maueranschluß eines Flachdaches.

Das Säge- oder Sheddach ist ein Satteldach mit verschiedenen Dachneigungen, das für Werkstattflachbauten vielfach ausgeführt wird. Der Firstwinkel ist gewöhnlich 90° , während eine Dachseite unter $20-30^\circ$ geneigt ist. Durch die steile, nach Norden gerichtete Dachfläche fällt das Tageslicht ein. In Abb. 90 ist ein Sägedach als Holzbau dargestellt.

Flachdächer gestatten eine gute Ausnutzung der Bodenräume. Bei vielen Fabrikbauten (als Geschoßbauten) wählt man diese Dachform. Die Dachnei-

gung beträgt etwa 5° . Schwierig ist die Rücksichtnahme auf die Wärme-
dehnung des Daches (Einbau von Dehnungsfugen). In Abb. 91 ist ein Schnitt
durch den Maueranschluß eines massiven Flachdaches an eine
durchgehende Mauer gelegt.

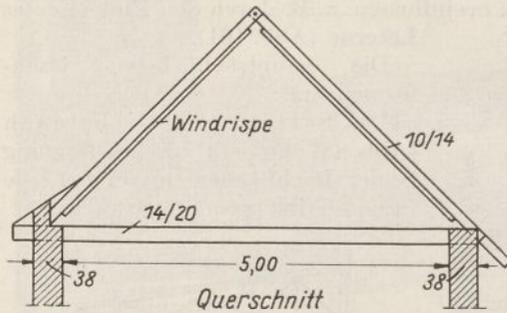


Abb. 92. Einfaches Sparrendach.

Die einfachste Dachform ist die des einfachen Sparrendaches (Dach ohne
Stuhl). Sind die Sparren unter 4,5 m lang, so werden sie mit den Dachbalken am
unteren Ende verbunden, während sie oben, durch den Scherzapfen zusammen-
gefügt, sich ohne weitere Unterstützung gegenseitig halten. Die Sparren bekommen
einen Abstand von 0,9—1,0 m. Der Windverband besteht aus schrägen Latten, die
unter den Sparren befestigt sind (Windrispen). Die Traufe jedes Holzdaches kann so
ausgebildet werden, daß ein Kastengesims entsteht. Hierbei gibt ein Aufschiebling
aus einem auf den Sparren genagelten Bohlenstück dem Dach einen leichten Bogen
(Abb. 92 links). Andererseits kann man auch das Sparrenende überhängen lassen
(Abb. 92 rechts).

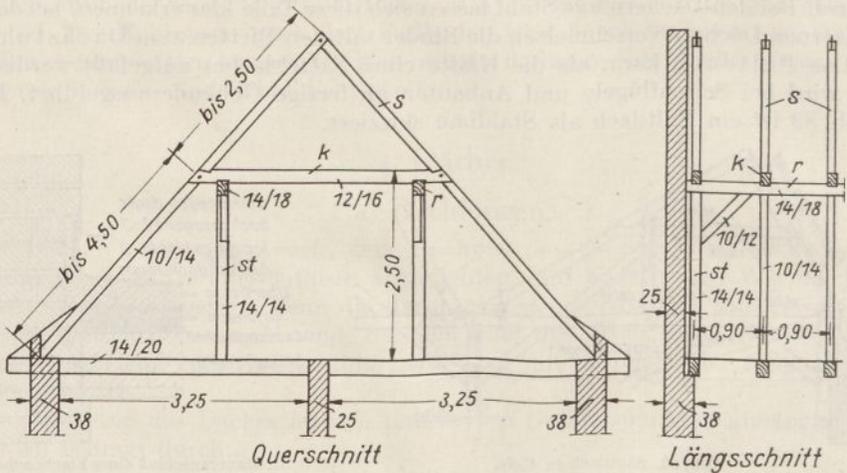


Abb. 93. Kehl balkendach.

Längere Sparren erhalten in 4—4,5 m Entfernung vom unteren Ende eine
Unterstützung. Je nach der Ausführung der Dachstühle unterscheidet man
Kehlbalken- oder Pfettendächer.

Abb. 93 stellt ein Kehlbalkendach dar, bei dem die Sparren (s) durch die
waagrecht liegenden Kehl balken (k) gestützt werden. Diese ruhen auf den
beiden Rähmen (r), die parallel zur Firstlinie laufen und von den stehenden

Stielen (st) (Stuhlsäulen) getragen werden. Rähme und Stiele steift man gegenseitig durch schräge Kopfbänder ab. Die Binder (Abb. 93 links) erhalten einen Abstand von 4—4,5 m, während 3—4 Sparrenpaare (s) mit Kehlbalcken zwischengestellt und auf den Rähmen aufgekämmt werden (Leergebinde).

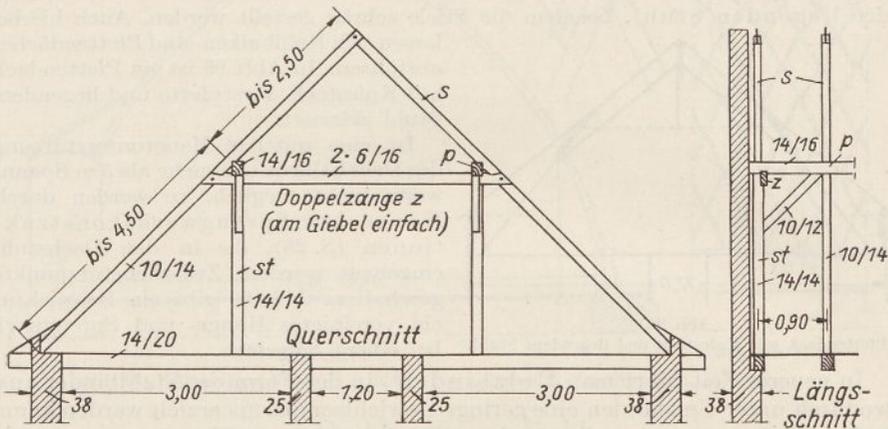


Abb. 94. Pfettendach.

Abb. 94 zeigt ein Pfettendach, bei dem die Sparren sich unmittelbar auf die waagerechten Balken, Pfetten (p) genannt, stützen. Die Pfette wird durch die Stiele getragen. Die Doppelzangen (z) dienen zur Herstellung des Querverbandes. Während die Binder (Abb. 93 und 94 links) sehr ähnlich aussehen, fehlt in den zwischenliegenden Leergebinden des Pfettendaches der waagerechte Balken. Bei letzterem wird also an Holz gespart. Dagegen ist beim Kehlbalkendach die Möglichkeit gegeben, das Dach eher zu Aufenthaltsräumen auszubauen. Die in Abb. 92—94 eingetragenen Maße geben einen Anhalt für übliche Ausführung.

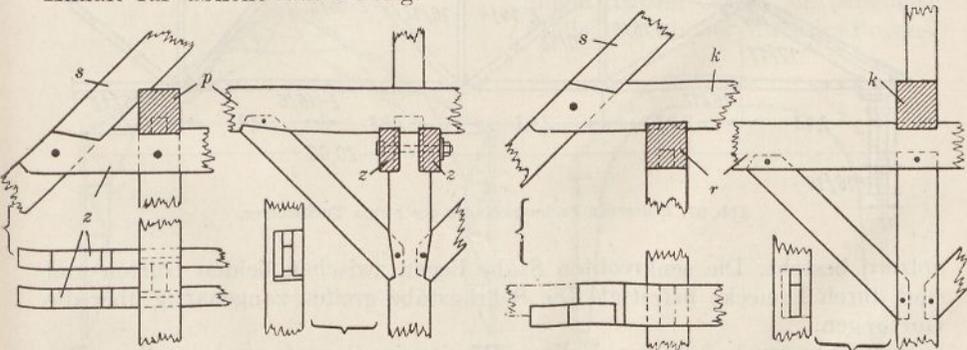


Abb. 95. Holzverbände von Dachstühlen.

In Abb. 95 sind die Holzverbände in größerem Maßstab herausgezeichnet.

Bem.: Wird das obere Ende des Sparrens über 2,5 m lang, so bringt man noch eine Firstpfette an, die sich in den Bindern durch einen Stiel auf den Kehlbalcken oder auf die Zangen stützt und außerdem seitlich nach den Stielen verstrebt

wird. — Eine Fußpfette kommt nur dann zur Verwendung, wenn die Dachbalken mit den Sparrenentfernungen nicht übereinstimmen. — Werden die Außenwände des Hauses höher als die Dachbalken gezogen, so entsteht das Dach mit Kniestock (Drempel). Höhe des Kniestockes 1,0—1,75 m. — Will man den Dachraum ausnutzen, ohne durch die stehenden Stiele gestört zu werden, so verwendet man den liegenden Stuhl, bei dem die Stiele schräg gestellt werden. Auch hierbei lassen sich Kehlbalken- und Pfettendächer ausführen. In Abb. 96 ist ein Pfettendach mit Kniestock, Firstpfette und liegendem Stuhl skizziert.

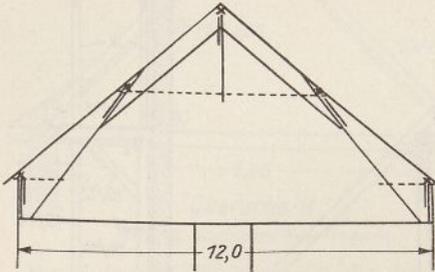


Abb. 96.

Pfettendach mit Kniestock und liegendem Stuhl.

Ist eine mittlere Mauerunterstützung des Dachbalkens von mehr als 5 m Spannweite nicht möglich, so werden durch Hänge- bzw. Sprengwerkskonstruktionen (S. 26), die in den Dachstuhl eingebaut werden, Zwischenstützpunkte geschaffen. Abb. 90 gibt ein Beispiel für ein vereinigt Hänge- und Sprengwerk bei einem Sägedach.

In neuerer Zeit führt man Holzbinder¹⁾ in der Form der Stahlbinder aus, wodurch unter Umständen eine geringe Gewichtsersparnis erzielt werden kann. Läßt sich imprägniertes (feuersicheres) Holz billiger als Walzeisen beschaffen und stören die starken Abmessungen den Lichteinfall (bei Oberlichtern) nicht, so ist der Holzbinder im Vorteil. In chemischen Betrieben, Färbereien, in der Kaliindustrie, in denen Stahl erhöhter Rostgefahr ausgesetzt ist, zieht man den hölzernen Binder vielfach vor. Abb. 97 zeigt einen hölzernen Fachwerkbinder für 20 m Spannweite. Der Obergurt wird aus vollen Balken gebildet, während der Untergurt an den Seiten aus Balken, in der Mitte aus Doppel-

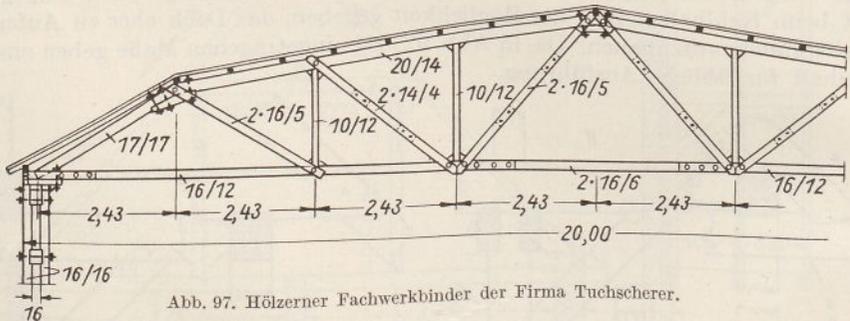


Abb. 97. Hölzerner Fachwerkbinder der Firma Tuchscherer.

hölzern besteht. Die senkrechten Stäbe liegen zwischen beiden Gurten und sind durch Dreiecke befestigt. Die Schrägstäbe greifen zangenartig über die Gurtungen.

Man kann auch hölzerne Vollwandbinder in Bogenform herstellen. Der Bogen, meist von I-förmigem Querschnitt, besteht aus übereinandergelegten 2—2,5 cm starken Brettern. Von den Bohlendächern, die für den Hallenbau Verwendung finden, soll das Zollbau-Lamellendach erwähnt

1) Über Namen von Holzbauweisen s. S. 34.

werden (Abb. 98). Es wird als Spitz- oder Rundbogen ausgeführt. Das Gerippe bildet ein viereckiges wabenartiges Netzwerk aus Bohlen.

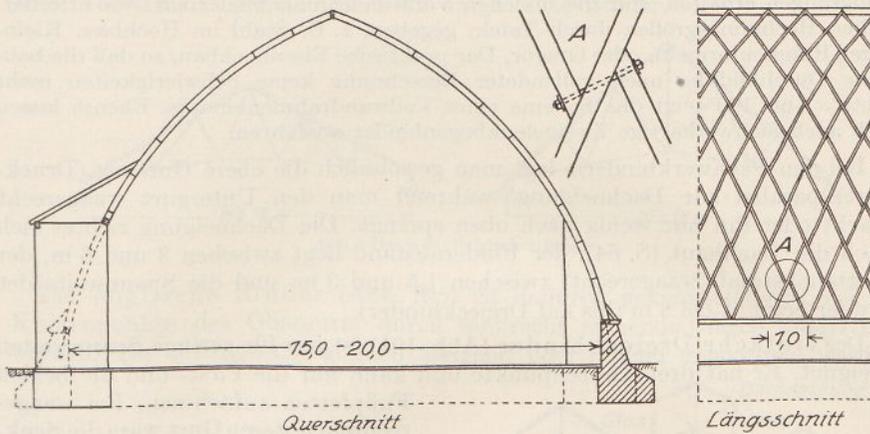


Abb. 98. Zollbau-Lamellendach D. R. P. (Europäisches Zollbau-Syndikat, Hamburg.)

c) Dachbinder aus Stahl.

Die Dachbinder aus Stahl sind vielfach Fachwerkbinder, die in den Knotenpunkten durch die Pfetten belastet werden. Jedoch können auch die Dachbinder als Vollwandbinder oder mit den Stützen zusammen als Rahmenbinder ausgeführt werden.

Die Rahmenbinder entstehen durch eine starre Verbindung der beiden seitlichen Stützen mit dem Binder, wodurch sie zu einem Tragwerk vereinigt werden. Sie lassen sich als Vollwand- oder als Fachwerkrahmen ausbilden. Man unterscheidet je nach der Art der Auflagerung eingespannte Rahmen, ferner Rahmen mit zwei Fußgelenken-Zweigelenkbogen- und Dreigelenkbogenbinder mit einem dritten Gelenk an beliebiger Stelle, meist in der Mitte des Bogens.

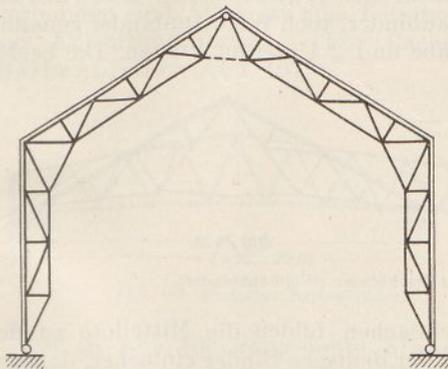


Abb. 99. Dreigelenkbogen als Fachwerk.

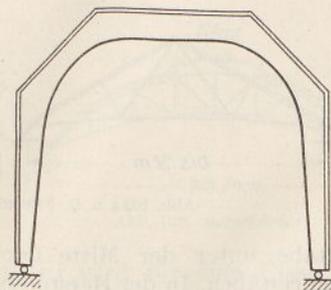


Abb. 100. Zweigelenkbogen als Vollwandrahmenbinder.

Der Dreigelenkbogenbinder ist statisch bestimmt. Man erhält die Auflagerdrücke am einfachsten auf zeichnerischem Wege und geht dann in gleicher Weise wie beim einfachen Binder vor. Abb. 99 zeigt einen fachwerkartigen Dreigelenkbogen.

Die Zweigelenkrahmenbinder sind einfach statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Größe, der waagerechte Lagerschub, wird auf Grund der Formänderungen erhalten. Für die üblichen Vollwandrahmenbinder sind die erforderlichen Rechnungsgrößen durch Tafeln gegeben, z. B. Stahl im Hochbau, Kleinlogel, Rahmenformeln, oder Gregor, Der praktische Eisenhochbau, so daß die bauliche Durchbildung nach vollendeter Berechnung keine Schwierigkeiten mehr bietet. Abb. 100 zeigt das Schema eines Vollwandrahmenbinders. Ebenso lassen sich auch fachwerkartige Zweigelenkbogenbinder ausführen.

Bei den Fachwerkbindern legt man gewöhnlich die obere Gurtung (Druckgurt) parallel zur Dachneigung, während man den Untergurt waagrecht macht oder ihn nur wenig nach oben sprengt. Die Dachneigung richtet sich nach der Dachhaut (S. 64), der Binderabstand liegt zwischen 3 und 6 m, der Pfettenabstand (waagrecht) zwischen 1,5 und 3 m, und die Spannweite der Binder beginnt bei 8 m (bis auf Dreieckbinder).

Der einfache Dreieckbinder (Abb. 101) ist nur für geringe Spannweiten geeignet. Er hat drei Knotenpunkte und kann nur die First- und die beiden Fußpfetten aufnehmen. Bei waagrecht unteren Gurt wäre die Senkrechte spannungslos. Sie wird ein Zugstab, wenn die untere Gurtung nach oben geknickt ist. Der Obergurt kann auch nach unten geknickt werden, was zuweilen Vorteile bringt.

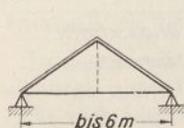


Abb. 101.
Dreieckbinder.

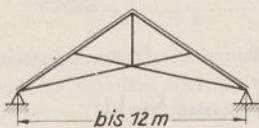


Abb. 102.
Deutscher Dachbinder.

Das Kennzeichen des deutschen Dachbinders (Abb. 102) besteht darin, daß von der Mitte der unteren Gurtung nach dem Obergurt Stäbe fächerartig ausgehen. Dies kann in der Weise geschehen, daß der Untergurt und eine Schräge ein Stab sind, so daß der Binder, welcher 5 Pfetten trägt, auch nur aus 5 Stäben besteht. Vielfach ist diese Vereinfachung jedoch nicht möglich, so daß doch 7 Stäbe erforderlich sind.

Im Gegensatz zum deutschen braucht der französische Dachbinder (Abb. 103a), der sog. einfache Polonceaubinder, auch Wigmannbinder genannt, für seine 5 Pfettenknoten 9 Gitterstäbe und 2 Untergurtnoten. Die beiden

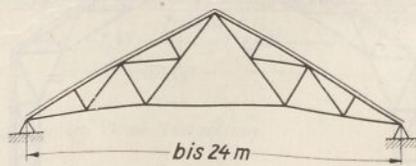
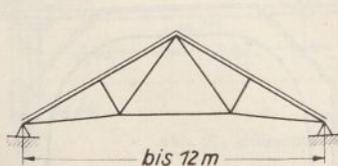


Abb. 103a u. b. Französischer Dachbinder (Wigmannbinder).

Füllstäbe unter der Mitte der Dachflächen bilden die Mittellote zu den Obergurtstäben. In der Herstellung ist der deutsche Binder einfacher, dagegen läßt sich der französische gefälliger für das Auge, besonders bei flachen Dächern, gestalten. Bei dem dreifachen französischen Binder (Abb. 103b) ist jeder Obergurtstab noch einmal geteilt und die Mittellinie sowie die entsprechende Schräge gezogen. Er hat 9 Pfetten zu tragen und läßt sich bis zu 24 m Spannweite ausführen.

Dem französischen Binder ähnlich ist der belgische (Abb. 104a). Auch hier stehen die Unterstützungsstäbe der Pfetten lotrecht zu den Dachflächen. Eine Abart bildet der in Abb. 104b dargestellte Binder.

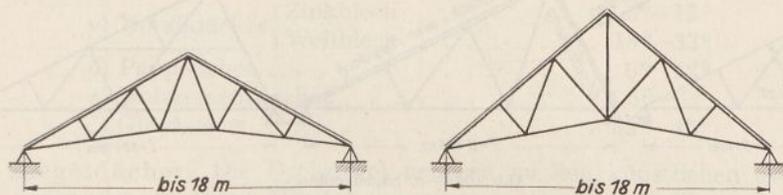


Abb. 104a u. b. Belgischer Binder.

Der englische Binder (Abb. 105) ist dadurch gekennzeichnet, daß die Knotenpunkte des Obergurts durch senkrecht stehende Stäbe unterstützt werden. Die Schrägstäbe können steigend oder fallend angeordnet werden.

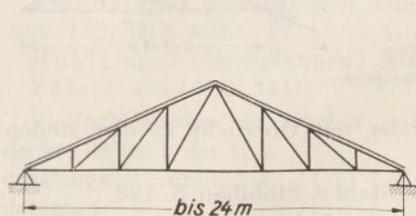


Abb. 105. Englischer Binder.

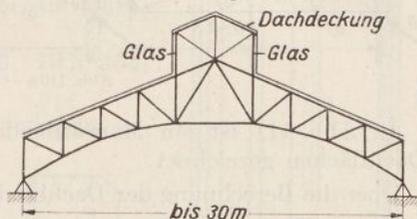


Abb. 106. Hallenbinder mit Laterne.

Von diesen Grundformen ausgehend, lassen sich andere Binderformen schaffen, z. B. unter Anlehnung an den englischen Binder und unter Weglassung der Auflagerdreiecke entsteht der in Abb. 106 gezeichnete Binder für Hallenbauten. Beide Seiten bestehen aus angenäherten Parallelträgern (schrägstehend), die im Untergurt durch eine waagerechte Zugstange verbunden sind. Oben ist eine Laterne angebracht, die zum Lichteinfall und zur Entlüftung dient. — Für flache Dächer eignet sich der einfache Balkenbinder (Abb. 107).

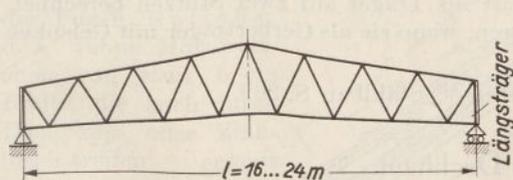


Abb. 107. Einfacher Balkenbinder.

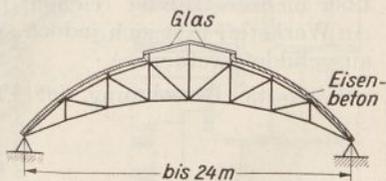


Abb. 108. Sichelbinder.

Der in Abb. 108 dargestellte Sichelbinder wird für eine Eisenbetondachdeckung oder für gewölbtes Wellblech verwendet, da er eine zylinderförmige Gestaltung der Dachhaut gestattet.

Ein paar Beispiele von Sägedachbindern sind in Abb. 109 skizziert.

Pultdächer (Abb. 89) haben nur einseitige Neigung und stützen sich auf zwei Mauern oder Stützenreihen. Man kann aber auch solche Dächer unter

Fortlassung einer Unterstützung an einer höhergehenden Mauer aufhängen. Sie heißen Krag- oder Konsoldachbinder (Abb. 110).

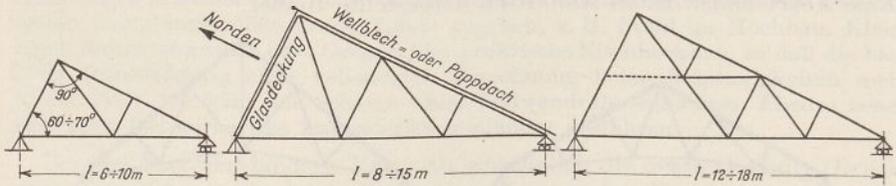


Abb. 109 a—c. Sägedachbinder.

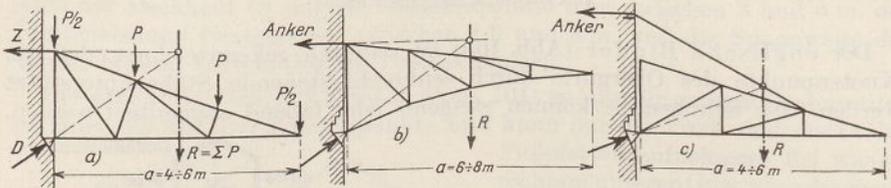


Abb. 110 a—c. Kragdachbinder.

In Abb. 111 ist ein Mansardendachbinder mit Oberlicht in den steilen Dachflächen gezeichnet.

Über die Berechnung der Dachbinder aus Stahl s. Stahlbau S. 199.

Während man die Sparren bei einem Dach, das eine Dachhaut mit hölzerner Lattung oder Schalung erhält, meist aus Holz wählt, kann man die Pfetten bei eisernen Bindern aus Holz oder Stahl ausführen. Für leichtere

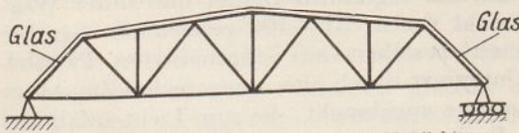


Abb. 111. Mansardendachbinder mit Oberlicht.

Stahlpfetten verwendet man L- oder $\bar{\text{L}}$ -Eisen, für stärkere I-, seltener C-Eisen. Die Befestigung der aus I-Eisen gebildeten Pfetten ist aus DIN 1008 zu ersehen. Die Pfetten werden, trotzdem sie

über mehrere Binder reichen, meist als Träger auf zwei Stützen berechnet. An Werkstoff läßt sich jedoch sparen, wenn sie als Gerberträger mit Gelenken ausgebildet werden.

Über die Berechnung der Pfetten s. Stahlbau S. 209.

d) Dachhaut.

Die Anforderungen, die man an eine gute Dachdeckung stellt, sind: Wetterbeständigkeit, Wasserdichtigkeit, Feuersicherheit, geringe Wärmeleitfähigkeit, geringes Gewicht, Billigkeit in Herstellung und Unterhaltung. Allen Anforderungen genügt kaum eine Dachdeckung, deshalb muß für jeden Fall die landesübliche und die am besten geeignete ausgewählt werden.

Nach dem verwendeten Werkstoff unterscheidet man folgende Dächer (gleichzeitig sind die Dachneigungen in Grad angegeben, aus „Stahl im Hochbau“):

α) Ziegeldächer	{	Pfannen	33 ⁰ –45 ⁰
		Falzziegel, Biberschwänze	18 ⁰ –33 ⁰
β) Schieferdächer			22 ⁰ –33 ⁰
γ) Metaldächer	{	Zinkblech	7,5 ⁰ –12 ⁰
		Wellblech	18 ⁰ –33 ⁰
δ) Pappdächer			6 ⁰ –12 ⁰
ε) Holzzementdächer			4,5 ⁰ –6 ⁰
ζ) Glasdächer			33 ⁰ –45 ⁰

α) Ziegeldächer. Die Dachziegel gehören zu den künstlichen Steinen. Man verwendet zu ihrer Herstellung einen guten reinen Ton, der sich ohne Formänderung und ohne Reißen brennen läßt. Die Ziegel müssen wasserdicht und wetterbeständig sein.

Es gibt drei Arten von Dachziegeln:

Flachziegel (Dachzungen oder Biberschwänze; Abb. 112, DIN 453)

Hohlziegel (Dachpfannen; Abb. 113, DIN 454)

Falzziegel (Abb. 114).

Vielfach werden die Dächer mit Flachziegeln gedeckt. Je nach der Eindeckungsart unterscheidet man:

Das Spließdach (Abb. 115). Bei diesem Dach überdecken sich die Ziegel nicht vollständig, so daß an den Stellen, an denen die Ziegel einfach liegen, Wasser durch die Fugen dringen kann. Zur Abhilfe legt man unter die Fugen Spließe, d. s. dünne Holzbrettchen von etwa 5 cm Breite, die auch durch Dachpapp- oder Zinkblechstreifen ersetzt werden können. Nur die obersten und untersten Reihen werden doppelt verlegt (wie beim Kronendach). Die

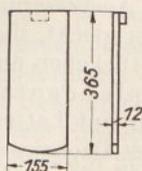


Abb. 112.
Biberschwänze
nach DIN 453.

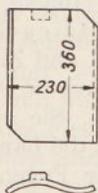


Abb. 113.
Kleine Pfannen
nach DIN 454.

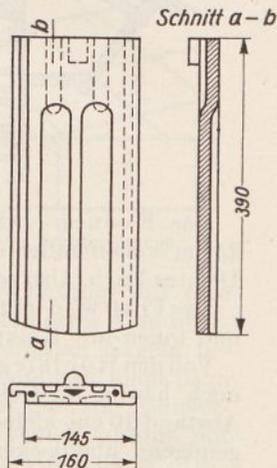


Abb. 114.
Falzziegel.

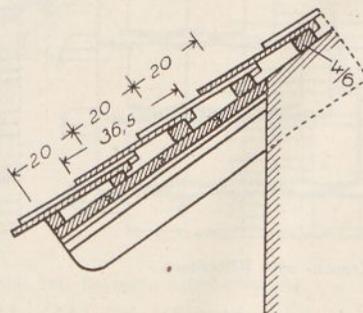
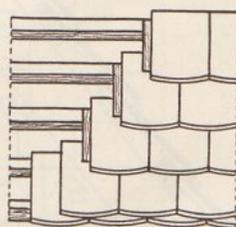


Abb. 115. Spließdach.



35 Steine/qm
Gewicht: 75 kg/qm

Latten (Stärke 4/6 cm), auf die die Dachziegel mit ihrer Nase aufgehängt werden, haben 20 cm Abstand voneinander.

Das Doppeldach (Abb. 116). Die Latten (4/6 cm) haben einen Abstand von 15 cm, so daß die Dachziegel überall doppelt liegen. Das Dach ist wasser-

dicht, wird aber schwer (95 kg/m^2). Ausbesserungen sind schwierig, da die Ziegel vom First bis zur schadhaften Stelle aufgenommen werden müssen.

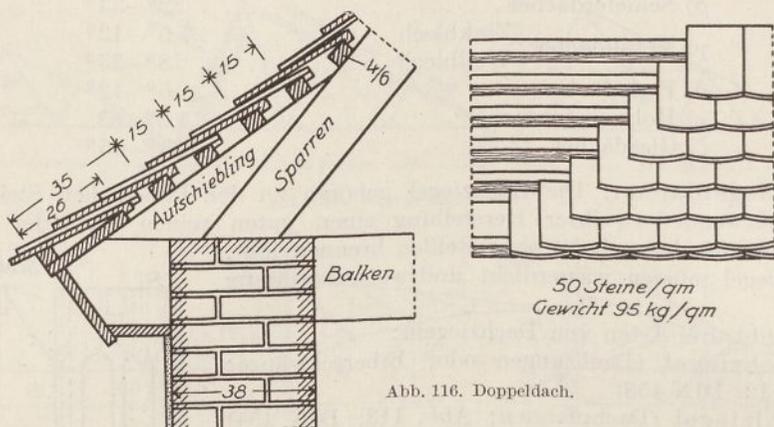


Abb. 116. Doppeldach.

Das Kronen- oder Ritterdach (Abb. 117). Die Latten ($5/8 \text{ cm}$) sind 25 cm voneinander entfernt. Auf jeder Latte sitzen 2 Ziegel übereinander. Dichtes Dach, aber schwer (105 kg/m^2). Ausbesserungen sind leicht ausführbar.

Der First wird mit Firstziegeln abgedeckt, die sich teilweise überdecken und innen mit Kalkmörtel und Ziegelstückchen ausgefüllt werden.

Von den Holzriegeln sind die Dachpfannen (Abb. 118, vgl. auch Abb. 113) noch häufig im Gebrauch. Sie werden auf Latten ($4/6 \text{ cm}$) gehängt, deren Abstand 10 cm kleiner als die Länge der Dachziegel sein soll, damit sich diese genügend überdecken. Die Fugen des fertig verlegten Daches werden von unten mit Kalkmörtel ausgestrichen.

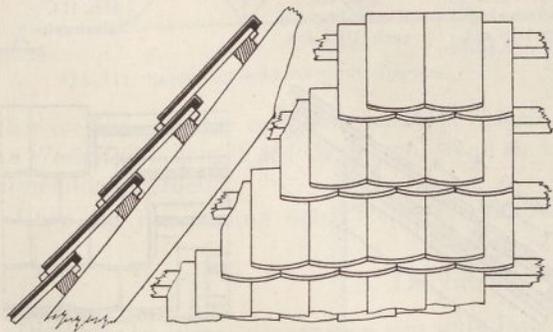


Abb. 117. Kronen- oder Ritterdach.

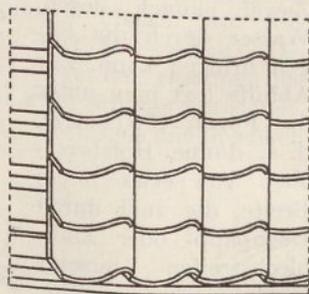


Abb. 118. Pfannendach.

Die mit Falzziegeln gedeckten Dächer (Abb. 119) sind leicht (65 kg/m^2) und lassen sich bequem ausbessern. Die Falzziegel werden in einfacher Lage in die seitlichen Falze der vorigen Ziegelreihe gelegt. Der Abstand der Latten ($4/6 \text{ cm}$) muß genau nach der Ziegellänge gewählt werden, da diese Ziegel oft oben Vertiefungen haben, in die sich Vorsprünge der oberen Reihe legen. Lattenabstand etwa 30 cm .

β) Schieferdächer. Der für Dächer verwendete Tonschiefer hat eine Dicke von 4–6 mm. Er soll nicht abblättern, wenig Wasser aufnehmen und beim Anschlagen mit dem Hammer einen hellen Klang geben. Man unterscheidet zwei Arten der Schieferdeckung. Bei der deutschen Deckung werden die Platten von etwa 30 cm Länge trapezförmig zugehauen und in schräg zur

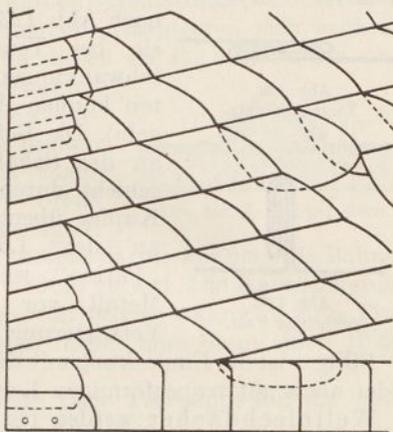


Abb. 120. Deutsche Schieferdeckung.

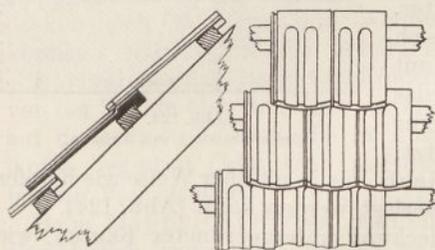


Abb. 119. Falzziegeldach.

Firstlinie ansteigenden Reihen (je nach der Hauptwindrichtung) auf eine Schalung von 2,5 cm Stärke genagelt, so daß sich die Platten etwa 6 cm überdecken (Abb. 120). Die Schieferplatte wird mit 2–4 verzinkten Nägeln befestigt, darf aber nur auf ein Schalbrett genagelt werden, damit sie nicht beim Arbeiten des Holzes reißt. Beim Eindecken des Firstes läßt man die Schieferplatten auf der Wetterseite 5–7 cm überstehen und füllt den Hohlraum mit Schieferkitt aus. Schöne Eindeckungen werden mit Schablonenschiefer, der in verschiedenen Formen und Größen geliefert wird, ausgeführt.

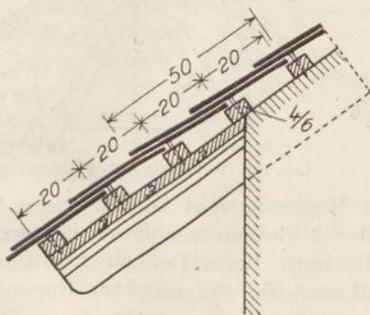


Abb. 121. Englische Schieferdeckung.

Die englische Schieferdeckung (Abb. 121) erfolgt meist auf Dachlatten (4/6 cm), auf welche die rechteckigen größeren Schiefertafeln parallel zum First so aufgenagelt werden, daß sie überall doppelt liegen. Die Nagelstellen sind durch die darüberliegenden Tafeln verdeckt.

γ) Metaldächer werden in Kupfer, Zink oder Wellblech ausgeführt. Die Kupferdeckung ist die teuerste, aber auch die dauerhafteste Eindeckung.

Man verwendet Kupferblech von 0,5—1 mm Dicke in Tafeln von 1·2 m, die auf Schalung verlegt werden. Man falzt die einzelnen Tafeln ineinander (liegender Falz nach Abb. 122, für seitliche Stöße auch stehender Falz



Abb. 122. Liegender Falz.

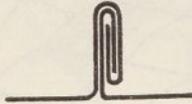


Abb. 123. Stehender Falz.

nach Abb. 123), damit sie bei Temperaturschwankungen arbeiten können (kein Nageln). Die Befestigung an der Schalung geschieht durch Hafter. Kupfer überzieht sich an der Luft mit „Patina“, welche das Metall vor weiterer Verwitterung schützt.

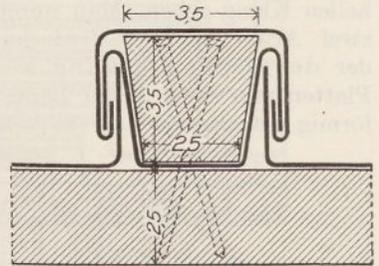


Abb. 124. Zinkeindeckung mit Leisten.

Billiger ist die Eindeckung mit Zinkblech, das in gleicher Weise wie Kupfer oder auch mit trapezförmigen Leisten verlegt werden kann (Abb. 124).

Wellblechdächer werden bei Eindeckung untergeordneter Bauten, wie Schuppen usw., aber auch für Hallenbauten verwendet (Nachteile: Wärmedurchlässigkeit, Rostgefahr). Die Eindeckung erfolgt mit flachem Wellblech ($b > 2h$; in Abb. 125 ist $b = 150$, $h = 40$ mm) oder mit flachem Trägerwellblech ($b \leq 2h$), wenn es als Dachhaut dient. Andererseits ersetzt das gewölbte Trägerwellblech für kleinere Hallen die ganze Dach-

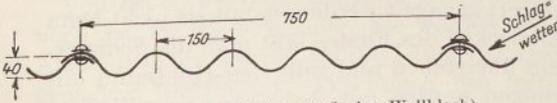


Abb. 125. Wellblechstoß (flaches Wellblech).

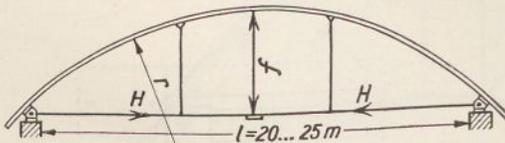


Abb. 126. Gewölbtes Trägerwellblech.

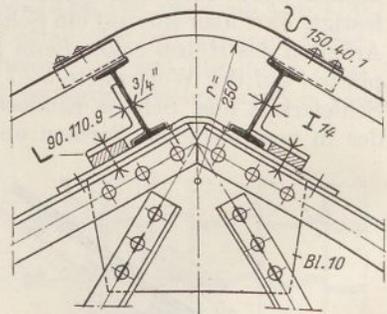


Abb. 127. Wellblechdach. Firstdeckung.

konstruktion (Abb. 126, $f = \frac{1}{5} - \frac{1}{8} l$). Der Bogen besteht aus mehreren Wellblechtafeln, die in den Stößen mit 2 oder 3 Reihen vernietet werden. Die Wellblechstärke liegt zwischen 0,6 und 2 mm. Beim Decken mit flachem Wellblech geht man in der Weise vor, daß man die waagerechten Fugen über das Dach durchführt, die senkrechten gegeneinander versetzt. Der seitliche Stoß wird durch Überdeckung und Vernietung ($d = 6\text{ mm } \varnothing$, $t = 250 - 350\text{ mm}$), der Stoß oben und unten durch größere Überdeckung ausgeführt. Befestigung des Bleches an den Pfetten durch Hafter. Für die Firsteindeckung biegt man das Wellblech und legt es auf die Bleche der Dachflächen (Abb. 127).

Berechnung. Das flache Wellblech wird wie ein Träger berechnet, wobei man 1 m Breite zugrunde legt. Belastungstafeln in „Stahl im Hochbau“.

Gewölbtes Wellblech wird als Zweigelenkbogen betrachtet. Die Berechnungsformeln nach Prof. S. Müller sind „Stahl im Hochbau“ zu entnehmen.

δ) Pappdächer. Eine für schwach geneigte Dächer sehr viel gebrauchte Eindeckung ist Dachpappe, d. i. in siedenden Teer getauchte Rohpappe. Das Dach wird leicht und billig, muß aber alle drei Jahre mit heißem Teer überstrichen und mit Sand überworfen werden. Neuerdings sind teerfreie Pappen in den Handel gebracht, bei denen ein Nachteeren sich erübrigt und ein farbiger Anstrich möglich ist. Von diesen sei Ruberoid genannt. Man unterscheidet drei Arten der Eindeckung.

Das ebene Pappdach (für Bauten von vorübergehender Dauer). Man verlegt die 1 m breiten Pappbahnen parallel zur Firstlinie. Sie überdecken sich 5–8 cm und werden mit breitköpfigen Nägeln auf die Schalung aufgenagelt.



Abb. 128. Leistenpappdach.

Leistendach. Eine andere Eindeckung besteht darin, daß man die Bahnen von der Traufe über den First zur anderen Traufe verlegt. Die Kanten werden auf dreieckige Leisten, die in Abständen von 98 cm senkrecht zum First laufen, befestigt (Abb. 128). Auf die Leisten nagelt man dann einen 10 cm breiten Pappstreifen.

Beim Doppeldach klebt man eine zweite Lage Teerpappe auf die erste. Gewöhnlich liegen beide Bahnen parallel zur Firstlinie.

ε) Holzzementdächer sind teuer, aber haltbar. Sie eignen sich für Flachdächer. Holzzement, eine Masse aus Teer, Pech und Schwefel, kann auf Schalung (2,5–3 cm stark) oder auch auf massiven Decken verlegt werden. Die Ausführung geschah früher dadurch, daß 4 Lagen starkes Papier mit zwischen-gestrichenem Holzzement aufeinander gelegt wurden. Auf die oberste Lage kommt eine etwa 2 cm starke Sandschicht und darauf eine mindestens 5 cm hohe Kiesschicht. Neuerdings ersetzt man das Papier durch 2 Lagen Teerpappe, auf die die Holzzementmasse gestrichen wird. Abb. 129 zeigt diese Ausführung.

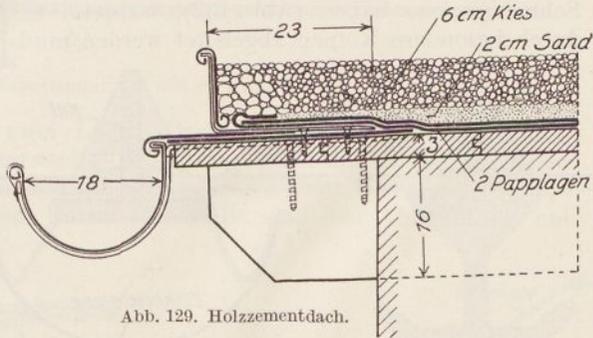


Abb. 129. Holzzementdach.

ζ) Glasdächer. Glas als Dachhaut wird in Hallen- und Flachbauten sehr bevorzugt, da es eine gute Belichtung der Räume von oben gestattet. Die Glasfläche soll 25–40 % der Dachgrundrißfläche betragen. Den Lichteinfall legt man möglichst nach Norden, um gleichmäßiges Licht (aber kein Sonnenlicht) zu erhalten. Die Anordnung der Glasflächen kann auf folgende Arten erfolgen:

Glasfläche und übrige Dachfläche haben dieselbe Neigung. Diese Anordnung ist nur für stärker geneigte Dächer zu empfehlen (über 35°), da sonst leicht eine Verdunkelung durch Schnee oder Staub eintritt. Beispiel: die steile Fläche eines Sagedaches (Abb. 109).

Die Glasfläche erhebt sich über die eigentliche Dachfläche. Das Oberlicht kann entweder als Dach mit gehobener Firstlinie nach

Abb. 130, als Raupenoberlicht (Dachreiter) nach Abb. 131 oder als Dach mit Laterne (Abb. 106) ausgeführt werden. In letzterem Falle können die senkrechten Flächen entweder ganz verglast werden, oder man ordnet abwechselnd Fenster und Jalousien für die Entlüftung an.

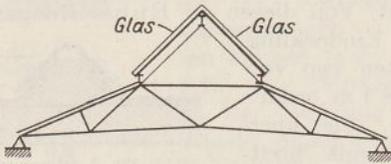


Abb. 130. Glasdach mit gehobener Firstlinie.

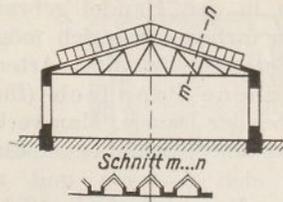


Abb. 131. Raupenoberlicht.

Als Werkstoff verwendet man geblasenes Rohglas (3–5 mm), gegossenes Rohglas (6–12 mm) oder Drahtglas (5–10 mm stark), d. i. gegossenes Rohglas mit einer Drahteinlage von 1 mm Drahtstärke. Die Länge der Glasscheiben geht bis 2,5 m. Die Glasbreite liegt bei Kittverglasung zwischen 51 und 63 cm, bei kittloser Verglasung zwischen 72 und 84 cm (Zwischenstufen je 3 cm). Die Dicke des Glases hängt von der Plattenbreite ab. Für 60 cm breite Scheiben reicht eine Glasstärke von 6 mm aus.

Die zur Lagerung der Glastafeln verwendeten Sprossen sind entweder die hochstegigen I-Eisen (DIN 1024) Nr. 4–7 oder besonders gewalzte Sprosseneisen. Diese bieten den Vorteil, daß sie Rinnen zur Aufnahme des Schwitzwassers haben (Abb. 132), während es bei gewöhnlichen Sprossen durch besondere Rinnen abgeleitet werden muß (Abb. 133).

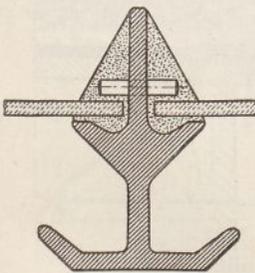


Abb. 132.
Gewalztes Sprosseneisen.

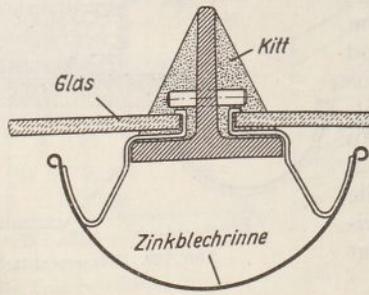


Abb. 133.
I-Sprosse mit Zinkblechrinne.

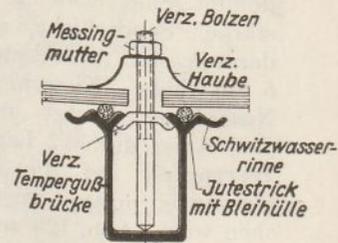


Abb. 134.
Wemasprosse.

Die Sprosseneisen werden auf Biegung berechnet. Als Belastung sind Eigengewicht, ferner Schnee- und Winddruck bzw. 100 kg Nutzlast, in Sprossenmitte angreifend, anzusetzen. Diese Nutzlast kann durch Personen, die das Dach zu Reparaturzwecken betreten, hervorgerufen werden. Sie ist an Stelle des Schnee- und Winddruckes zu berücksichtigen, wenn Wind- und Schneelast zusammen weniger als 200 kg betragen. In „Stahl im Hochbau“ sind Tafeln zur schnellen Berechnung der Sprosseneisen veröffentlicht.

Das Glas wird auf den Sprossen mit Kitt (Abb. 132 und 133) befestigt, wobei es auf einer Kittschicht ruht und durch Stahlstifte, die durch den Steg geschlagen sind, gegen Abheben gesichert wird. Eine andere Ausführung ist

die kittlose Verglasung. Das Glas liegt auf einer weichen Unterlage, z. B. Jute-
strick, und wird durch eine Deckschiene gehalten (Wemasprosse, Abb. 134).
Diese Anordnung hat den Vorteil, daß sich die Glastafeln frei dehnen können.

e) Dächer aus Eisenbeton.

Für die Dächer von Industriebauten ist in neuerer Zeit der Eisenbeton viel-
fach in Anwendung gekommen, sowohl als Baustoff des gesamten Daches, wie
auch als Dachdeckung. Ein Beispiel für Eisenbetoneindeckung gibt Abb. 135.
Man kann ebene Platten herstellen, die sich auf die Pfetten stützen, man kann
aber auch die Pfetten nach Art der ebenen Betondecken (Abb. 81) umschließen.
Als Plattendicke genügen hier 5 cm bei einem Pfettenabstand bis 2 m.
Zur Erzielung einer leichten Eindeckung nimmt man Bimsbeton. Das

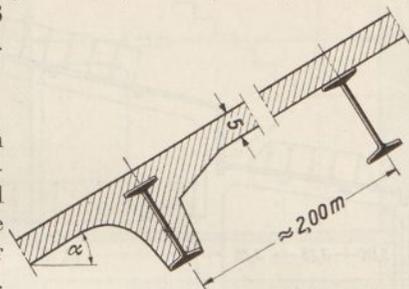


Abb. 135. Bimsbetondach.
Die Platte erhält Eisenbewehrung.

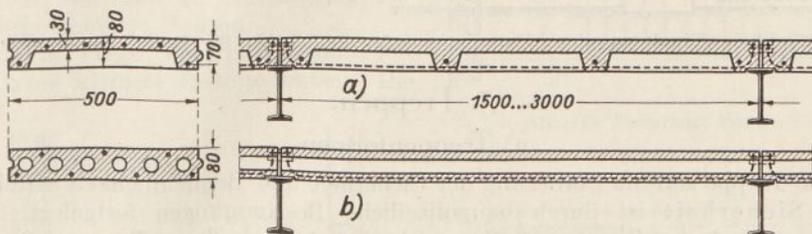


Abb. 136. Kassettenplatte a) und Stegzementdielen b).

Dach wird außen durch zwei Lagen Dachpappe gedichtet. — Dasselbe
wird durch fabrikmäßig hergestellte Kassettenplatten und Stegzementdielen
aus Bimsbeton mit Eiseneinlagen erreicht. Durch ihre Aussparungen bzw.
Löcher werden sie besonders leicht. Die Maße sind aus Abb. 136 zu ent-
nehmen.

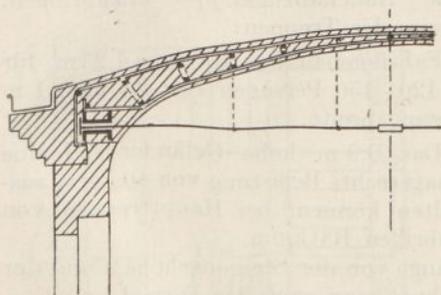


Abb. 137.
Bogendach aus Eisenbeton.

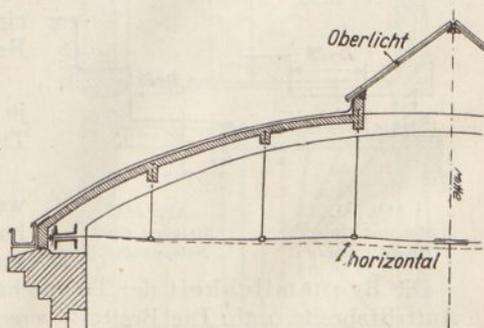


Abb. 138.
Ribbenbogendach aus Eisenbeton.

Man stellt aber auch ganze Dächer aus Eisenbeton her, so das Bogen-
dach (Abb. 137), bei dem der waagerechte Schub durch Zugstangen aufgenom-

men wird. Für größere Spannweiten (bis 25 m) wählt man besser das Rippenbogendach (Abb. 138). Für flachgeneigte, gerade Dächer eignet sich die

Form der Plattenbalkendecke mit Balken und Unterzügen aus Eisenbeton (Abb. 139). Das ganze Werkstattgebäude ist in Eisenbeton ausgeführt. — Auch das Säge-dach läßt sich gut in Eisenbeton herstellen. In Abb. 140 ist ein solches Dach skizziert.

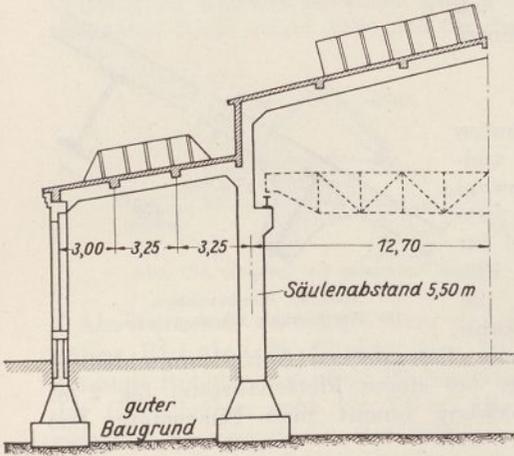


Abb. 139. Flaches Eisenbetondach als Plattenbalkendecke.

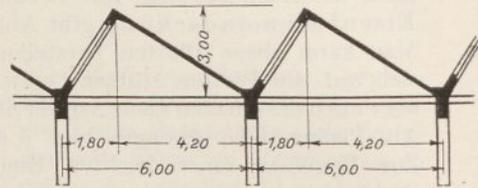


Abb. 140. Säggedach aus Eisenbeton.

5. Treppen.

a) Treppenformen.

Die Treppe soll die Forderung der Sicherheit und Bequemlichkeit erfüllen. Die Sicherheit ist durch baupolizeiliche Bestimmungen festgelegt. Die Treppen sind zum Zwecke der Feuersicherheit in besonderen Treppenhäusern mit festen Wänden unterzubringen. Auf der Unterseite müssen hölzerne Treppen feuerhemmend ummantelt werden. Im Fabrikbau sind feuerbeständige Treppen vorgeschrieben. Darunter versteht man solche aus glutsicher ummantelten Stahlteilen oder aus nicht brennbaren Baustoffen (S. 100). Jeden Arbeitsraum soll man über zwei Treppen verlassen können. Der Weg zu einer von diesen darf nicht weiter als 30 m sein. Über jedem Treppenhaus ist eine Rauchabzugklappe anzubringen.

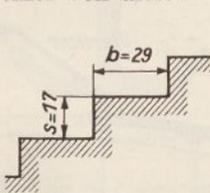


Abb. 141.
Steigung einer
Haupttreppe.

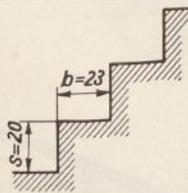


Abb. 142.
Steigung einer
Nebentreppe.

Breite der Treppen:

Fabrikgebäude mindestens 1,25 m, für je 120—150 Personen rechnet man 1 m Treppenbreite.

Das 0,9 m hohe Geländer soll eine waagerechte Belastung von 40 kg/m aushalten können, bei Haupttreppen von Fabriken 100 kg/m.

Die Bequemlichkeit der Treppe hängt von der Steigungshöhe s und der Auftrittsweite b ab. Die Breite b berechnet man nach der Formel

$$2s + b = 63 \text{ cm,}$$

wobei man s folgendermaßen wählt:

$$s = 16 - 17 \text{ cm für Haupttreppen (Abb. 141),}$$

$$s = 18 - 20 \text{ cm für Nebentreppe (Abb. 142).}$$

Aus der Geschoßhöhe und der gewählten Steigung berechnet man die Stufenzahl.

Nach dem Grundriß der Treppen unterscheidet man:

Einarmige gerade Treppen, die in gerader Richtung in das nächste Geschoß führen. Es sollen jedoch nicht mehr als 15 Stufen ohne Unterbrechung aufeinander folgen, sonst legt man ein Podest dazwischen. Die einarmigen Treppen ergeben durch das lange Treppenhaus eine schlechte Raumverteilung. Sie kommen nur als Nebentreppen vor.

Zweiarmige Treppen (Abb. 143), die durch ein Podest gleich der Treppenhausbreite unterbrochen werden. Es ist die übliche Ausführung für mehrgeschossige Bauten.

Dreiarmige Treppen (Abb. 144), die zwei kleinere Podeste haben. Die

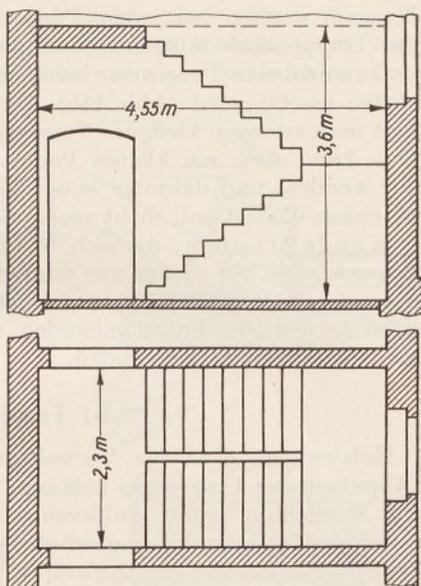


Abb. 143. Zweiarmige Treppe.

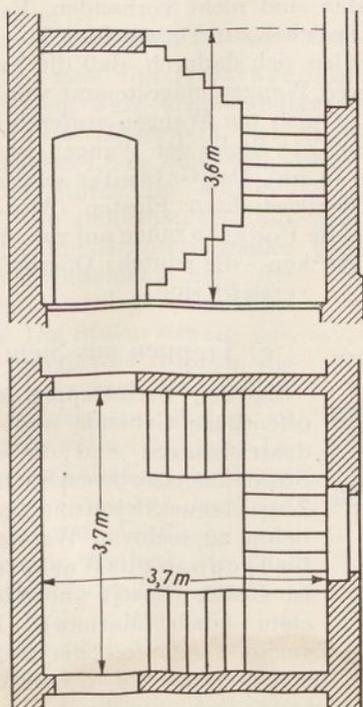


Abb. 144. Dreiarmige Treppe.

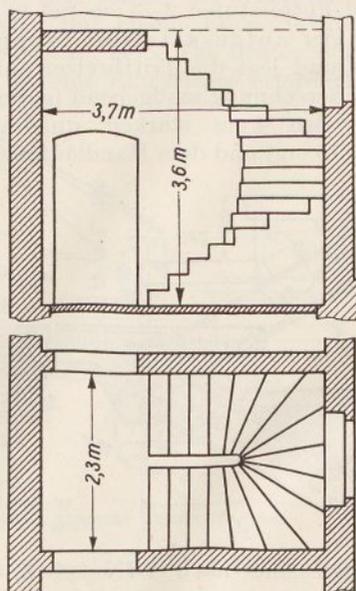


Abb. 145. Gewendelte Treppe.

Treppen wenden bei jedem Podest um 90° . In dem freien Raum innerhalb der Treppenläufe läßt sich ein Aufzug unterbringen.

Gewendelte Treppen, bei denen das Podest fortfällt und durch Wendestufen ersetzt wird (Abb. 145). Durch die Einsparung der Podestfläche erhält man zwar ein kleineres Treppenhaus, dafür aber eine unbequeme Treppe. Man kann auch ein kleines Podest vorsehen, bei dem der Treppenlauf um 90° wendet, und dahinter einige Wendestufen anschließen. Jeder Lauf bis zu einem Podest soll nicht mehr als 15 Stufen erhalten.

Wendeltreppen, die sich in ununterbrochener Drehung um eine Achse emporwinden. Sie dienen zur unmittelbaren Verbindung zweier übereinanderliegender Räume und haben geringen Platzbedarf. Nachteilig ist ihre Unbequemlichkeit. In Fabrikgebäuden sind sie wegen ihrer Gefährlichkeit nur als Nottreppen zu verwenden.

b) Treppen aus Holz.

Holztreppen sind für Verwaltungsgebäude unter gewissen Bedingungen (Abputzen der Unterseite) zulässig. Für die Tritte verwendet man am besten zur Erreichung einer größeren Haltbarkeit Hartholz. Nach der Bauart unterscheidet man die eingeschobene, die eingestemmt und die aufgesattelte Treppe. Bei der eingeschobenen Treppe spart man die Wangen, d. s. die beiden Träger, auf denen die Stufen aufliegen, in Brettstärke aus und schiebt die Trittbretter ein. Senkrechte Futterstufen sind nicht vorhanden. Es ist die einfachste Treppe, die für Böden und Speicher zur Verwendung kommt. Die eingestemmten Treppen unterscheiden sich dadurch, daß die Tritt- und Futterstufen 2—3 cm tief in die breiteren Wangen eingestemmt werden. Bei der aufgesattelten Treppe schneidet man die Wangen stufenförmig aus und legt die Trittbretter auf. Die schmalste Stelle der Wangen ist für die Berechnung maßgebend (geringste Höhe 15 cm). Das Geländer setzt sich aus den 4 cm starken, quadratischen oder gedrehten Pfosten (Abstand 10—15 cm) und dem Handläufer zusammen. Die Podeste ruhen auf zwei Balken, die durch Querbalken

versteift sind.

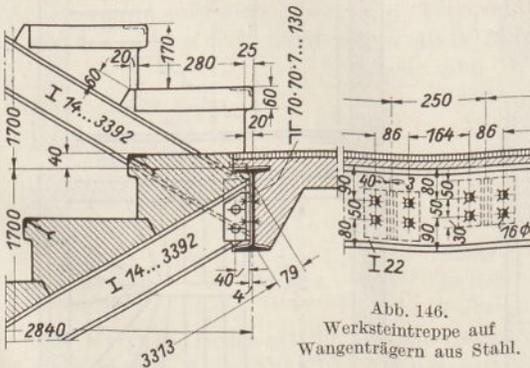


Abb. 146.
Werksteintreppe auf
Wangenträgern aus Stahl.

c) Treppen aus Stein.

Zu den Steintreppen (für öffentliche Gebäude und Industriebauten) sind die mit Stufen aus natürlichen Steinen, Ziegelsteinen, Beton und Eisenbeton zu rechnen. Werkstoff für Treppen aus Werkstein ist Granit, Basalt und Sandstein (auch Marmor). Die

Stufen sind nach DIN 489 auszuführen. Manchmal erhalten die Stein- stufen einen auswechselbaren Holzbelag. Die Unterstützung der Stufen auf der freien Seite kann durch Zwischenmauern erfolgen, die durch bogenförmige Öffnungen unterbrochen werden. Man läßt dann die Stufen beider-

seitig 12 cm tief in das Mauerwerk ein. Üblicher sind jedoch Wangen-träger aus Stahl die an den Podestträgern befestigt werden (Abb. 146). Die Unterstüzung der Stufen kann aber auch auf einer Seite fehlen, dann

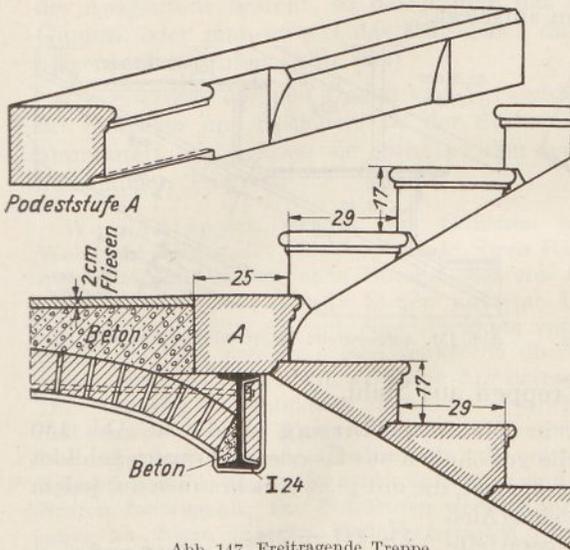


Abb. 147. Freitragende Treppe.

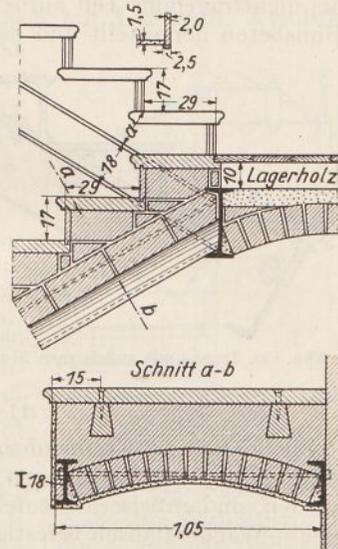


Abb. 148. Treppe aus Ziegelmauerwerk.

spricht man von freitragenden Treppen, d. s. solche, bei denen die mit schmalen Falz übereinandergreifenden Stufen mit einem Ende 20—25 cm tief in das Mauerwerk fest eingespannt sind (Abb. 147). Die Stufen dürfen höchstens 1,5 m lang sein. Beim Verlegen ist eine Einrüstung erforderlich.

Die Stufen aus Mauersteinen stellt man als Rollschicht mit darunterliegender Flachsteinschicht her, die einen Holzbelag erhalten können. Die Stufen stützen sich auf preußische Kappen, die sich quer zum Treppenlauf oder auch von Podest zu Podest wölben können. Im ersteren Falle liegt der Bogen zwischen einem an der Wand befestigten C-Eisen und einem in Stufenbreite parallel laufenden I-Träger. Dieser Fall ist in Abb. 148 durchgearbeitet. An Stelle der preußischen Kappen kann auch eine Stein-eisendecke verwendet werden.

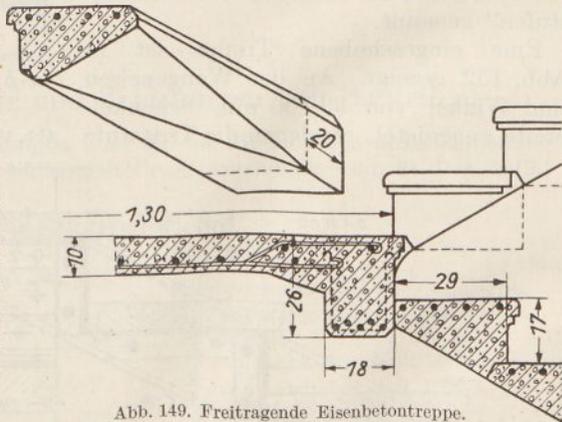


Abb. 149. Freitragende Eisenbetontreppe.

Die Treppen aus Eisenbeton sind meist freitragende Treppen. Als Kragbalken legt man die Eiseneinlage in die obere Stufenschicht. Auch das Podest

kann in Eisenbeton hergestellt werden, wie dies in Abb. 149 dargestellt ist. Eine andere Ausführung besteht darin, daß der Unterbau als Eisenbetonplatte von Podest zu Podest gespannt wird. Die Stufen können an Ort und Stelle als nichttragender Teil aufbetoniert werden, oder sie werden aus Kies- oder Bimsbeton hergestellt und dann aufgelegt.

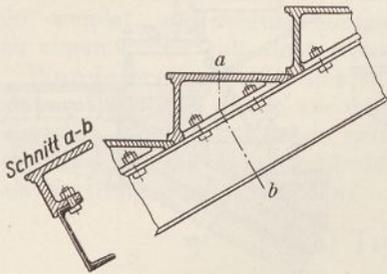


Abb. 150. Treppe mit gußeisernen Stufen.

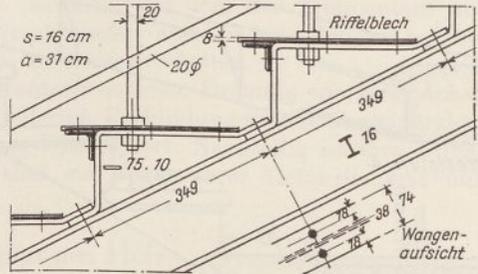


Abb. 151. Aufgesetzte Treppe mit Flacheisenstützen.

d) Treppen aus Stahl.

Die einfachste Treppenform in Eisenausführung ist die in Abb. 150 dargestellt. Auf die Wangen, die gewöhnlich aus \square - oder I -Trägern gebildet werden, sind gußeiserne Stufen aufgelegt, die mit je zwei Schrauben auf jedem oberen Wangenflansch befestigt sind (Ausführung selten). Dieselbe aufgesetzte Treppe kann man auch durch Stufen-dreiecke aus 5–8 mm starkem Flacheisen erhalten, auf das 5–6 mm starkes Riffelblech gelegt ist. In Abb. 151 fehlen die senkrechten Futterstufen, auch „Setzstufen“ genannt.

Eine eingeschobene Treppe ist in Abb. 152 gezeigt. An das Wangeneisen sind Winkel von 30–50 mm Schenkelbreite angenietet, an denen die Trittstufe

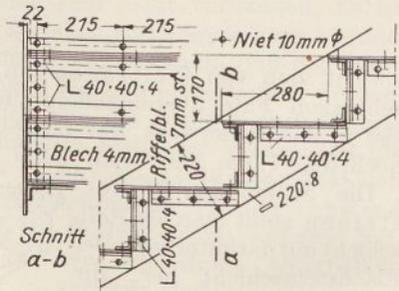


Abb. 152. Eingeschobene Treppe aus Stahl.

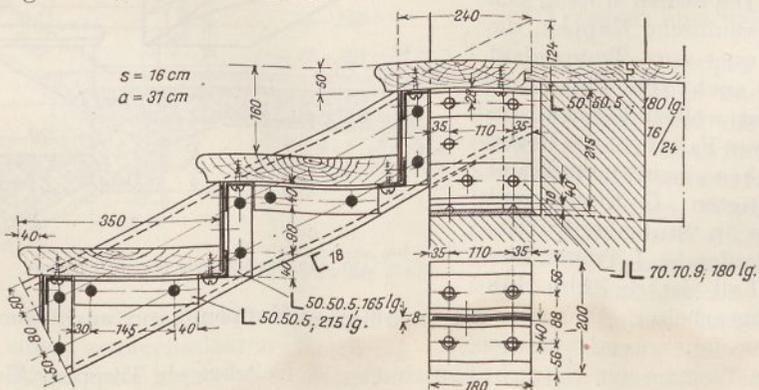


Abb. 153. Stahl-Treppe mit hölzernen Trittstufen.

aus Riffelblech und die Setzstufe aus einem Blechstreifen (meist 3 mm stark) befestigt werden. Nietdurchmesser 8—10 mm.

Da die eisernen Trittstufen sich bald blank laufen und somit eine Gefahr des Ausgleitens besteht, so belegt man das Blech mit Linoleum, Xylolith, Gummi, oder man ersetzt das Riffelblech durch hölzerne Trittstufen (Abb. 153).

Die eisernen Treppen finden viel Verwendung für Fabriken und Speicher. Da der Stahl nicht ummantelt ist, rechnen sie nicht zu den feuerbeständigen Treppen.

Wendeltreppen werden aus Gußeisen oder Walzstahl hergestellt. Man beschränkt ihren Raum möglichst, gibt ihnen einen Durchmesser von 1,20 bis 2,50 m, rechnet 12—15 Stufen auf eine Umdrehung und führt sie mit einer Steigung von 20 bis 22 cm aus. Zwischen zwei senkrecht übereinander liegenden Stufen soll die Höhe 2 m betragen. Die bauliche Durchbildung kann so geschehen, daß man ein äußeres Wangenblech schraubenförmig hochführt und die Last auf dieses und die mittlere Spindel verteilt. Bei einer anderen Bauart sind die Stufen freitragend. Die Setzstufen werden mittels einer an ihrem inneren Ende befestigten Büchse der Reihe nach mit den Trittstufen auf eine Spindel (Rundstahl von 50—70 mm \varnothing) gesteckt und durch eine Spindelmutter fest zusammengepreßt. Eine derartige Treppe zeigt Abb. 154. Die Trittstufen bestehen aus Riffelblech und sind mit jeder darunterliegenden Setzstufe durch einen Geländerpfosten und ein Versteifungsflacheisen fest verbunden.

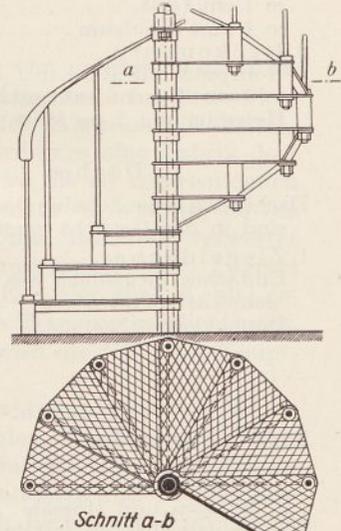


Abb. 154. Wendeltreppe aus Stahl.

6. Eigengewichte und Belastungen von Bauteilen.

(Auszug aus den Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen vom 24. Dez. 1919.)

a) Eigengewichte.

Decken.		kg/m ²		kg/m ²
1. Holzbalkendecken.				
Balken 24/26 cm stark, bei 1 m Balkenentfernung		41	Kleinsche Decke oder ähnliche.	
			10 cm stark aus porigen Lochziegeln	125
			12 cm stark aus Vollsteinen	220
2. Preußische Kappen.			Stegzementdielen mit Eisen.	
$\frac{1}{2}$ Stein stark aus Ziegeln mit Hintermauerung		275	5 cm stark	90
dgl. aus Schwemmsteinen oder porigen Lochziegeln		155	8 cm stark	120
3. Ebene Stein- und Betondecken (ohne Trärgewicht). 10 cm starke Betondecke mit Eiseneinlagen		240	4. Zwischendecken	
			je 1 cm Auffüllung mit Sand	16
			je 1 cm Auffüllung mit Koksasche	7
			je 1 cm Auffüllung mit Schlackenbeton und Sandzusatz	16

	kg/m ²		kg/m ²
5. Fußboden.			
Bretterfußboden 3 cm stark . . .	20	Kronendach	105
Lagerhölzer 10/10 cm stark (1 m Abstand)	7	Pfannendach	80
Estriche:		Falzziegeldach	65
je 1 cm Zement	22	2. Schieferdächer.	
je 1 cm Gips	21	Deutsches Schieferdach auf Schalung mit Pappunterlage	65
je 1 mm Linoleum	1,3	Englisches Schieferdach auf Latting	45
6. Deckenputz.		3. Metalldächer.	
Rohrputz mit Rohr	20	Kupferdach	40
je 1 cm Zementdrahtputz	24	Zinkdach	40
Holzschalung 2 cm stark	13	Wellblechdach auf Winkeleisen . .	25
		4. Pappdächer.	
		Teerpappdach, einfach	35
		Teerpappdach, doppelt (mit Kies)	55
		5. Holzzementdach auf Schalung mit Kiesschicht und Sparren	180
		6. Glasdächer.	
		4 mm Glas mit Sprosseneisen . . .	22
		dgl. mit 5 mm Drahtglas	30

Dächer.

Dachlatten oder Schalung und Sparren sind in das Gewicht eingerechnet.

1. Ziegeldächer.

Einfaches Ziegeldach aus Biber-schwänzen	75
Doppeldach	95

b) Belastungen.

Nutzlasten.		
Für Dachbodenräume	125	Für flache begehbare Dächer einschließlich Wind- und Schneelast
„ Wohngebäude, Kontorhäuser	200	250
„ Holztreppe	350	Für Dächer sind 100 kg Nutzlast, wirkend in Mitte Pfetten, Sparren oder Sprosseneisen, anzusetzen, wenn Schnee- und Windlast weniger als 200 kg/m ² beträgt (diese fällt dann fort).
„ Klassen und Hörsäle	350	Für Treppengeländer, in Holmhöhe wirkende Seitenkraft für Wohnhäuser 40 kg/m, für Fabriken 100 kg/m.
Für Industriebauten mit leichtem Betrieb	500	
Für Geschäftshäuser	500	
„ Stein- und Eisentreppe	500	
Für Werkstätten mit schwerem Betrieb ist die Nutzlast jedesmal zu bestimmen.		

Schneelasten.

Die Schneelast ist auf die waagerechte Projektion der Dachfläche bezogen.

Dachneigung $\alpha = 20^\circ \quad 25^\circ \quad 30^\circ \quad 35^\circ \quad 40^\circ \quad 45^\circ > 45^\circ$

Schneelast $S = 75 \quad 70 \quad 65 \quad 60 \quad 55 \quad 50 \quad 0 \text{ kg/m}^2$.

Schneesäcke sind besonders zu berücksichtigen. Auch ist die Möglichkeit einer einseitigen Schneelast zu prüfen.

Windlasten.

Der angegebene Winddruck w_0 ist waagrecht auf 1 m² senkrechte Fläche angenommen. Bei einem Dach mit der Neigung α beträgt der senkrecht zur Dachfläche wirkende Winddruck W

$$W = w_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha,$$

wenn F die geneigte Dachfläche bedeutet, oder

$$W = w_0 \cdot F' \cdot \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha,$$

wenn F' die Grundrißfläche der vom Winde getroffenen Dachfläche ist.

Für den Winddruck w_0 ist zu setzen

bei Wandteilen	bis 15 m Höhe	$w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$
bei Wandteilen und Dächern	bis 25 m	„ $w_0 = 125 \text{ kg/m}^2$
„ „ „ „	über 25 m	„ $w_0 = 150 \text{ kg/m}^2$
	bei Gitterwerk	$w_0 = 150 \text{ kg/m}^2$.

An der Küste und im Gebirge sind die Winddruckzahlen um 25—50 % zu erhöhen.

IV. Fabrikanlagen.

1. Bauplatz.

a) Wahl des Bauplatzes.

Wenn der Platz für die Fabrikanlage nicht schon von vornherein an einen bestimmten Ort gebunden ist, so ist die allgemeine Lage zunächst zu wählen. Maßgebend hierfür sind: Zubringung des Rohstoffes, Absatzmöglichkeiten, Arbeiterverhältnisse, Steuern, Zölle u. dgl. Man wird gern eine Fabrik dort anlegen, wo die Rohstoffe lagern (Ziegelei) oder wo die zu verarbeitenden Stoffe erzeugt werden (Kleisenindustrie). Hierbei ist es wichtig, ob die Fabrikation umformt oder ob nur geringe Teile des Rohstoffs verwertet werden (Maschinenfabrik einerseits, Hüttenwerk andererseits). Im zweiten Falle ist die Neuanlage an das Rohstofflager (hier Erz oder auch Kohle) gebunden, wenn nicht andere Verhältnisse, z. B. gute Transportmöglichkeiten, vorzuziehen sind. Bei ausländischen Erzeugnissen wird die Nähe des Haupteingangsortes im Inlande maßgebend sein.

Eine große Bedeutung hat deshalb die Transportfrage, denn die Waren müssen zur Fabrik und wieder heraus befördert werden. Die Fabrik muß also eine Durchgangsstelle bilden. Eine Fabrik in Berlin, die Überseestoffe verarbeitet, würde ungünstig liegen, wenn sie nach Hamburg und Bremen ihre Waren liefert, da die Rohstoffe von Hamburg nach Berlin, die Fertigwaren umgekehrt zu senden wären. Ferner kommt es auf die mittlere Lage der Fabrik zu den Abnehmern an. Deshalb liegen Fabriken in Landesmitte günstiger als am Rande.¹⁾ Sehr wichtig ist die Nähe von Verkehrswegen, Wasserstraßen, Bahnhöfen und Landstraßen. Ein kurzer Landweg ist von diesem Gesichtspunkt aus weiter als viele Kilometer Eisenbahngleis. Auch die Frachtkosten für Eisenbahnen und Schiffsverkehr müssen in Erwägung gezogen werden.

Ferner sind die klimatischen und örtlichen Verhältnisse für die Lage der Fabrik von großer Bedeutung. Abgesehen davon, daß der Ort für die Verarbeitung der Erzeugnisse geeignet sein muß, ist ein erträgliches Leben für die Arbeiterschaft notwendig. Damit hängt eng die Wahl der Fabrik in Stadtnähe oder auf dem Lande zusammen. Im letzteren Falle sind manchmal Arbeiterwohnungen zu bauen und Verkaufsstellen zu unterhalten. In der Stadt wird meist eine größere Auswahl von Arbeitskräften zur Verfügung stehen. Dies ist um so mehr der Fall, je dichter die Arbeiterbevölkerung in der Stadtnähe ist und je mehr dieser Fabrikzweig schon vertreten ist. (Dies gilt nicht nur für die Stadt, sondern auch für ganze Landschaften, in denen ein Industriezweig vorherrscht, z. B. Uhrenindustrie im Schwarzwald.) Auch der erforder-

1) Die mittlere Lage ist bei Fabriken mit großem Absatzgebiet vorzuziehen. Eine Schokoladenfabrik, die ihre Erzeugnisse über das ganze Land verteilt, liegt in der Mitte günstiger als in der Hafenstadt, da der Versand zu dieser zurück ebenso weit ist wie an einen anderen Randort des Landes. Es kommt auf das Gewichtsverhältnis des Rohstoffes zur fertigen Ware an. Ist diese Zahl groß, so empfiehlt sich die Lage am Eingangsort, wie bereits im ersten Absatz besprochen wurde.

liche Bildungsgrad für die Belegschaft spielt eine Rolle. Mit größerer Bildung wird man in der Stadt rechnen können, die von höherstehenden Arbeitern wegen eigener Weiterbildung und der ihrer Kinder bevorzugt wird. — Gegen die Anlage in der Stadt sprechen die geringeren Grundstückspreise und Kosten für die Errichtung der Gebäude auf dem Lande, ferner der kleinere Lohnsatz für die Arbeiter. Aus diesem Grunde wird man einen ländlichen Bauplatz bevorzugen, wenn der Unkostenbetrag des Erzeugnisses für den Arbeitslohn gegen den des Rohstoffes und seines Transportes groß ist.

Ins Gewicht fällt ferner die Höhe der Steuern (Staats-, Gemeinde-, Gewerbe-, Grundsteuern) und der Zölle für Ein- und Ausfuhr, die je nach der Lage verschieden sind. Bisweilen wird für das betreffende Gewerbe eine Sondersteuer erhoben (Rauchbelästigung oder Geräusche). Andererseits werden bestimmten Industrien an einigen Orten Erleichterungen gewährt.

Auch das Vorhandensein oder die nahe Erreichbarkeit einer Betriebskraft kann für die Wahl des Bauplatzes entscheidend sein. Die Ausnützung der Wasserkraft bildet eine billige Kraftquelle, ebenso bringt die Nähe von Stein- und Braunkohlenlagern große Vorteile. Mehr und mehr wird jedoch die elektrische Energie bevorzugt, für deren Heranführung keine großen Kosten aufzuwenden sind.

Für die engere Auswahl des Bauplatzes, d. h. wenn die Stadt oder die Landschaft festgelegt ist, sollen noch einige bemerkenswerte Punkte genannt werden:

Der Bebauungsplan der Ortsgemeinde ist zu beachten. Viele Gemeinden sehen ein Industriegelände vor, in dem die Anlage Zustimmung und Förderung erfährt, während andere Bezirke für Gewerbebetriebe ausgeschlossen sind.

Die Bodenbeschaffenheit ist zu prüfen. Ebene Oberfläche wird bevorzugt, da die Unkosten für die Erdbewegungen gewöhnlich höher als der Unterschied der Grundstückspreise sind. Einzelne Vertiefungen können zugelassen werden, wenn man diese allmählich mit Abfallstoffen auffüllen kann, z. B. im Erweiterungsgebiet, wodurch an Abfuhrkosten gespart wird. Für manche Betriebszweige kommt abfallendes Gelände wegen der Ausnutzung der Fallkraft des Gutes in Frage, wenn nämlich die Zufuhr im höher gelegenen Gelände und die Abfuhr der Fertigwaren unten möglich ist. Ferner spielen Grundwasserverhältnisse und Baugrund eine Rolle. Guter Baugrund spart an Grundbauten für Gebäude und Maschinen. Eine tiefe Lage des Grundwasserstandes (4—6 m unter Oberfläche) ist meist einer höheren vorzuziehen, besonders, wenn größere Kellereien gebraucht werden, die bei hohem Grundwasserstand eine teure Abdichtung erfordern. Aufsteigende Erdfeuchtigkeit ist z. B. für Gießereien nachteilig. Andererseits wird man einen hohen Grundwasserstand in Betrieben, die viel Wasser verbrauchen, begrüßen. In solchen Fabriken spielt auch die billige Beseitigung der Abwässer (möglichst ohne Reinigungsanlagen) eine Rolle.

Von großer Wichtigkeit ist die Lage des Grundstückes zu den Verkehrswegen. Jede Fabrik muß einen Zugang zur Straße für Fußgänger- und Wagenverkehr haben. Mehrere Zugangswege sind wegen mangelnder Überwachung möglichst zu vermeiden. Der Fahrweg zum Bahnhof soll bequem und kurz sein. Vielfach wird auch bei kleineren Betrieben ein Anschlußgleis notwendig

werden. Für Fabriken mit schweren Erzeugnissen sind Wasserstraßen erwünscht.

Bei der Wahl der Größe des Grundstückes spielen die Freiflächen eine Rolle. Außer dem Flächenbedarf für die Gebäude sind die Freiflächen für Zufahrtswege, Freilager, Gleis-, Förder- und Verladeanlagen, Kühl- bzw. Klärteiche, freistehende Behälter, Gruben, sowie Entwässerungsanlagen in Rechnung zu setzen. Ferner soll man bei dem Kauf die Größe der Erweiterungsmöglichkeiten berücksichtigen, da ein späterer Ankauf hohe Kosten verursacht, manchmal unmöglich wird. Man soll die Unkosten für das zunächst brachliegende Gelände in Kauf nehmen. Bei der Flächengestalt des Grundstückes ist das Verhältnis der Breite zur Tiefe zu erwägen. Das Grundstück soll möglichst rechteckige Form haben.

b) Aufteilung des Bauplatzes.

Als erste Arbeit nach Erwerb des Grundstückes ist der Entwurf der Platzaufteilung vorzunehmen. Mit den Bauarbeiten soll nicht eher begonnen werden, als der Entwurf bis ins kleinste fertiggestellt ist, wobei Architekten und Fachingenieure der in Frage kommenden Gebiete zu Rate gezogen werden sollen, denn eine kleine Änderung bei der Ausführung stellt sich oft teurer als ein Neuentwurf der gesamten Anlage auf dem Papier.

Als Grundgesetz für die Planung des Werkes gilt die Beachtung der Reihenfolge der Arbeitsvorgänge des Erzeugnisses. Auf kürzestem Arbeitswege sollen die Teile im Gleichstrom bis zum Fertigprodukt die Fabrik durchlaufen, wobei der Fluß meist waagrecht, aber auch senkrecht (in Geschoßbauten, z. B. Mühlen) verlaufen kann. Unter Gleichstrom versteht man eine solche Aufstellung der Maschinen, bei der die Werkstücke von einer Maschine zur andern nur in einem Richtungssinn, nicht aber entgegengesetzt, durch die Fertigung laufen. Beim Ansetzen dieses Arbeitsverlaufes sind die Vorteile der Lage des Grundstückes zu Bahnhof, Industriegleis und Landstraße auszunützen. Damit hängt die Stellung der Gebäude zueinander zusammen. Zu jeder Fabrik gehören: Eingangs- und Prüfstelle, Lagerstelle mit Buchhaltung, Fertigungswerkstätten mit Zwischenlagern, Zusammenbauwerkstätten, Fertiglager mit Buchhaltung, Abgangs- und Prüfstelle, die manchmal den Ring schließt, so daß Ein- und Ausgang zusammenfallen. Außerhalb dieses Flusses liegt das Krafthaus mit Reparaturwerkstatt für das Werk, ferner das Verwaltungsgebäude. Manche Werkstätten erfordern noch besondere Betriebe, die in der Nähe liegen sollen, z. B. für eine Gießerei die Modellwerkstatt und das Modellager. Die Modelltischlerei ist ferner in der Nähe der Konstruktionsbüros erwünscht.

Bei der Stellung der Bauwerke zueinander ist zu beachten, daß genügend Raum für die Verkehrswege, für den natürlichen Lichteinfall (unter 45° bis in die unterste Fensterreihe, möglichst Nordseite) und für die Erweiterung bleibt. Später vorzunehmende Erweiterungen dürfen den Gleichstrom nicht stören. Dadurch ergibt sich eine Erweiterung durch Vergrößerung des Gebäudes oder durch Anlage einer Parallelreihe. Die größte Fläche, die bebaut werden darf, ist baupolizeilich vorgeschrieben (etwa die Hälfte der Grundstücksfläche).

Die Büros für die Verwaltung sind im Verwaltungsgebäude vereinigt. Sie umfaßt die kaufmännische Verwaltung (Ein- und Verkauf, Buchhaltung, Kasse), die technische (Konstruktionsbüros, Vor- und Nachkalkulation, Betriebsleitung, Arbeitsbüros) und die zentrale Verwaltung, während in den Werkstätten nur Werkmeister- und kleine Betriebsbüros bleiben. Das Verwaltungsgebäude soll in der Nähe des Haupteingangs liegen, damit die Besucher keinen Einblick in das Werkinnere erhalten. Andererseits müssen die Hauptwerkstätten vom Verwaltungsgebäude auf kurzem Wege zu erreichen sein.

Das Krafthaus wird man nicht weit von den Hauptverbraucherstellen legen, wenn die Weiterleitung der Kraft durch Rohre geschieht (Dampfleitungen, z. B. zur Hammerschmiede). Wird elektrischer Strom nur umgeformt, so ist die mittige Lage weniger wichtig, weil auch längere Kabel leicht und ohne größere Kosten verlegt werden können. Da man jedoch für

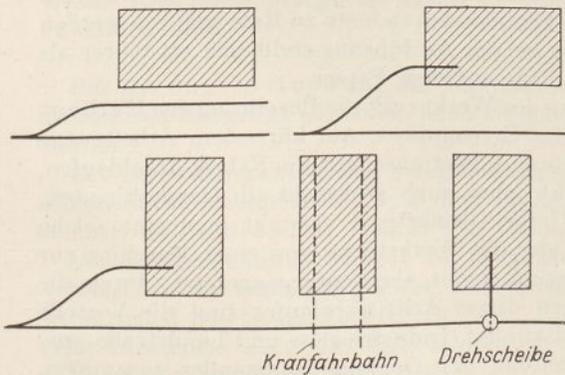


Abb. 155.
Gleisführungen an die Gebäude.

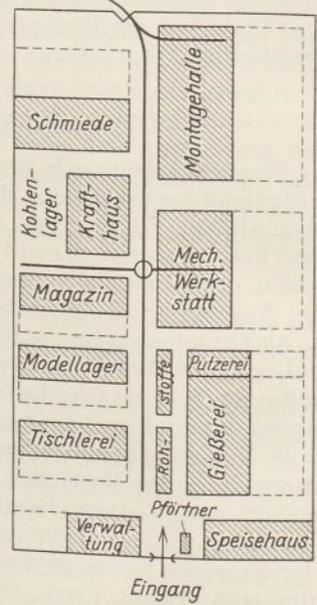


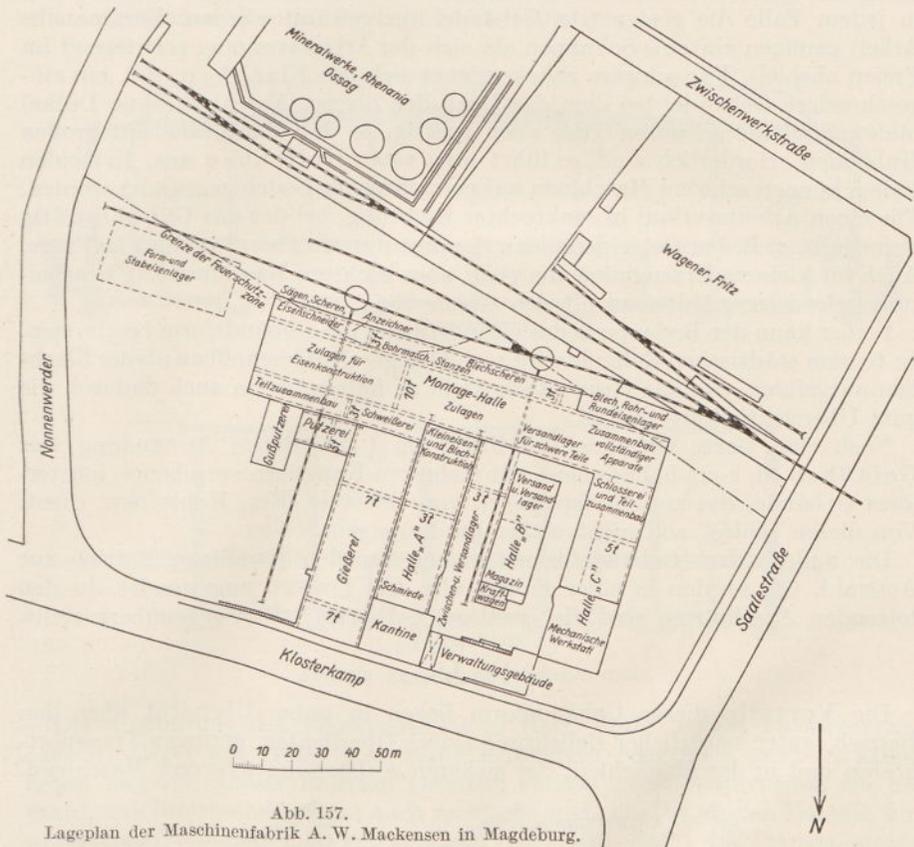
Abb. 156.
Lageplan einer Maschinenfabrik.

die Verteilung der Heizung Dampfleitungen braucht, wird man die Anordnung in Werkmitte beibehalten. Für bequeme Heranführung der Heizstoffe ist zu sorgen.

Eine wichtige Rolle spielt das Schienengleis innerhalb der Fabrik. Für die Beförderung von schweren Stücken, z. B. Stahlbauten, schweren Gußteilen, muß das Gleis so gelegt werden, daß es mit dem Laufkran der Halle zusammenarbeiten kann. Steht die Halle mit einer Giebelseite am Gleis, so kann man auch, anstatt das Schienengleis in die Halle zu führen, die Kranbahn verlängern und den Laufkran durch die Giebelwand über das Gleis fahren lassen. Reicht die Größe des Grundstücks für die vorgeschriebene Schienenkrümmung nicht aus, so hilft man sich durch Drehscheiben, eine Maßnahme, die man bei Neuanlagen besser vermeidet. Abb. 155 zeigt Möglichkeiten der Gleisführung an die Gebäude.

Ein Beispiel für den Lageplan einer Maschinenfabrik ist in Abb. 156 gegeben. Bezeichnend ist, daß an der Schmalseite (Straßenseite) des Grundstücks der

Eingang mit Verwaltungsgebäude und Speisehaus (s. S. 106) sich befindet. In einer Flucht liegen Gießerei, mechanische Werkstatt und Montagehalle, die neben-sächlicheren Gebäude auf der andern Seite der Werkstraße. Das Krafthaus ist in der Mitte gelegen, daneben die Schmiede, gegenüber die mechanische



Werkstatt. Die Tischlerei befindet sich in der Nähe des Verwaltungsgebäudes und der Gießerei, das Magazin bei der mechanischen Werkstatt. Gleisanschluss haben: Rohstofflager der Gießerei, mechanische Werkstatt, Kohlenlager, Magazin, Montagehalle. Soll eine Lokomotive das Hauptgleis befahren, so vermeidet man den Einbau von Drehscheiben. Mechanische Werkstatt und Gießerei sind außerdem durch ein Schmalspurgleis verbunden (nicht eingezeichnet). Als Beispiel einer Ausführung ist in Abb. 157 der Lageplan der Firma A. W. Mackensen in Magdeburg, Maschinenfabrik für Förderanlagen, dargestellt.

2. Fabrikgebäude.

a) Gebäudeformen.

Für die grundverschiedenen Erzeugnisse und Bearbeitungsverfahren muß in jedem Falle die geeignetste Gebäudeform gewählt werden. Für manche Arbeit genügen einzelne Schuppen, da sich der Arbeitsvorgang vorwiegend im Freien abspielt. Für schwere Stücke eignet sich der Flachbau, d. i. ein eingeschossiges Gebäude, bei dem das Dach den oberen Abschluß (ohne Decke) bildet. Sind die schweren Teile auch sperrig, so daß Laufkrane mit großen Hubhöhen erforderlich sind, so führt man einen Hallenbau aus. In beiden Fällen können schwere Maschinen auf gewachsenem Boden gegründet werden. Für einen Arbeitsverlauf in senkrechter Richtung, bei der das Gut selbsttätig tiefer fällt, z. B. bei Getreidemühlen, kommt nur ein Geschoßbau in Frage. Auch für kleinere Erzeugnisse, die viele, aber leichtere Maschinen zur Bearbeitung erfordern, wählt man oft den Geschoßbau.

Ferner kann der Bodenpreis des Grundstückes die Gebäudeform bestimmen. In teurem städtischen Gelände wird viel häufiger der Geschoßbau als der Flachbau ausgeführt, um das Grundstück klein zu halten, wenn auch dadurch die gute Übersichtlichkeit leidet.

Noch eine vierte Gebäudeform findet im Industriebau Anwendung, der Gefäßbau, d. i. ein hohes, meist mit mehreren Kammern versehenes, fensterloses Gebäude, das zum Aufspeichern von Getreide, Erz, Kohle usw. dient. Von diesen „Silos“ soll nicht weiter die Rede sein.

Die andern drei Gebäudeformen stehen für den jeweiligen Betrieb zur Auswahl. Oft werden in einer Fabrik alle drei Formen angewendet. In den folgenden Abschnitten sind die wichtigsten Eigenschaften gegenübergestellt.

b) Flachbau.

Die Vorteile dieser Gebäudeform liegen in guter Übersicht über den Betrieb, guter natürlicher Belichtung durch Oberlichter, geringen Transportkosten und in der Möglichkeit der sicheren Aufstellung schwerer Maschinen.

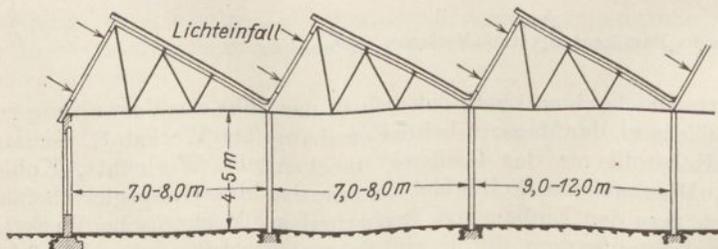


Abb. 158. Flachbau mit Sagedach.

Die Ausführung des Flachbaus geht schnell vor sich und wird bei geringem Bodenwert auch billig. Als Nachteil steht die große Wärmeableitung den Vorteilen gegenüber, da das Dach zugleich als Decke benutzt wird.

Als Dachform hat sich lange das Sagedach behauptet (Abb. 158), das einen guten Lichteinfall durch den steilen Dachteil gewährt. Außerdem sind

auch seitliche Fenster in den Wänden des Flachbaus erforderlich. Diese Dächer haben aber den Nachteil großer Dachflächen (Abkühlungsflächen und unnötigen Dachraumes im Sägedreieck, der ungenützt erwärmt werden muß). Auch bilden sich schwer zu beseitigende Schneesäcke in den Dachkehlen. Deshalb verwendet man in neuerer Zeit das flache Satteldach (bis 5° Neigung) mit aufgesetztem Raupenoberlicht (Abb. 159).

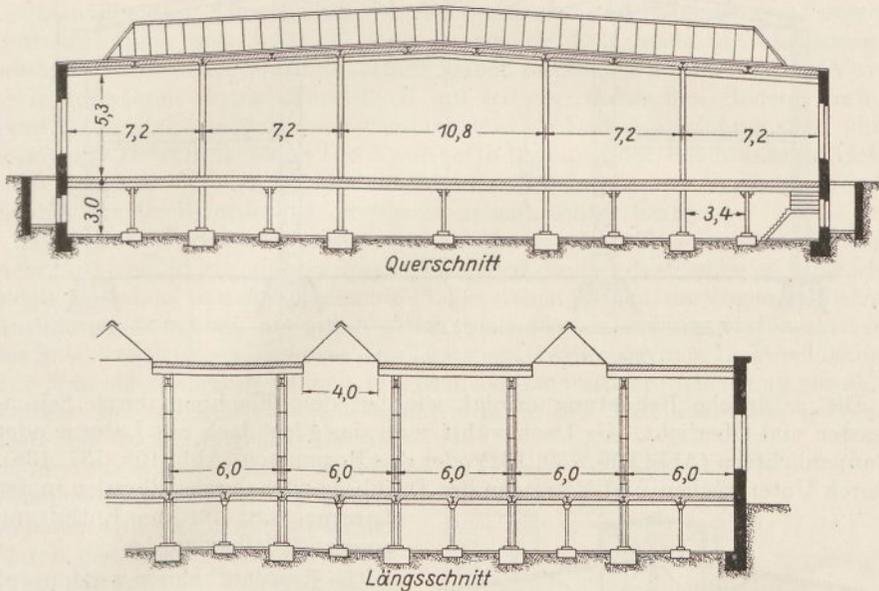


Abb. 159. Flachbau mit Raupenoberlicht.

Die Ausführung des Flachbaues ist in Holz, Stahl (beides Fachwerkbau) oder in Ziegel mit Holz- und Stahldachbindern oder auch ganz in Eisenbeton möglich. Dieser Baustoff gestattet ebenso große Spannweiten wie der Stahl, das Bimsbetondach ist auch recht wärmedicht. Die großen Dachflächen werden von Stützenreihen getragen, an denen sich leicht die Transmissionen befestigen lassen.

Der Flachbau ist in der Metallbearbeitung (Dreherei, Bohrerei usw.), in Spinnereien und Webereien, ferner in chemischen Betrieben üblich. Auch die Krafthäuser von Fabriken werden meist als Flachbau ausgeführt. Es ist baupolizeilich nicht gestattet, über die Kessel Stockwerke zu legen.

c) Hallenbau.

Die Halle ist als ein Flachbau mit gehobenem Dach anzusprechen. Ihre Höhe hängt von dem größten Arbeitsstück, das noch vom Kran erfaßt werden muß, ab. Zu diesem Maß kommt die Bauhöhe des Laufkranes und die des Dachfachwerks hinzu. Man kann die Halle einschiffig herstellen, meist fügt man jedoch auf einer oder zu beiden Seiten ein niedrigeres Seitenschiff, auch mit Galerie für

leichteren Maschinenbetrieb und Lagerung von Halbfabrikaten, an. Oft stellt man auch mehrere Hallen zu einem Bauwerk zusammen. In Abb. 160 ist eine Zusammenbauhalle mit zwei Seitenschiffen und Galerie skizziert.

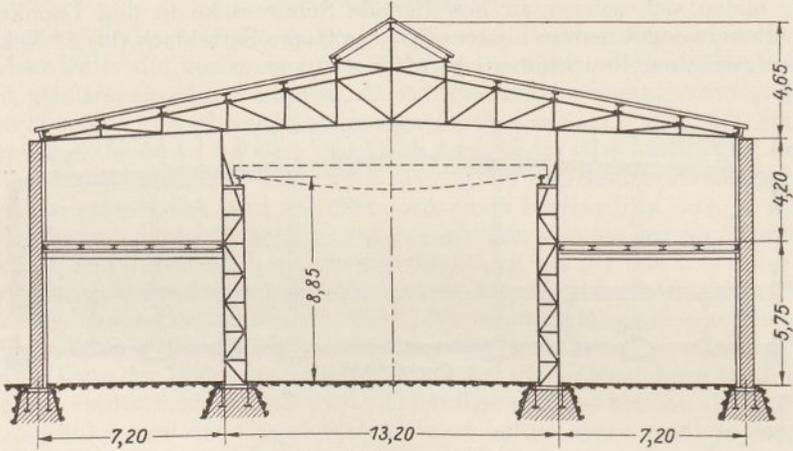


Abb. 160. Halle mit Seitenschiffen und Galerie.

Die natürliche Belichtung erfolgt wie bei dem Flachbau durch Seitenfenster und Oberlicht. Als Dach wählt man das Flachdach mit Laterne oder Raupenlichtern (Abb. 106, 130, 131) oder das Bogendach (Abb. 108, 137, 138). Durch Unterbrechen und Versetzen der Dachlinie oder durch Jalousien in der Laterne wird für die Entlüftung gesorgt (Gießereien).

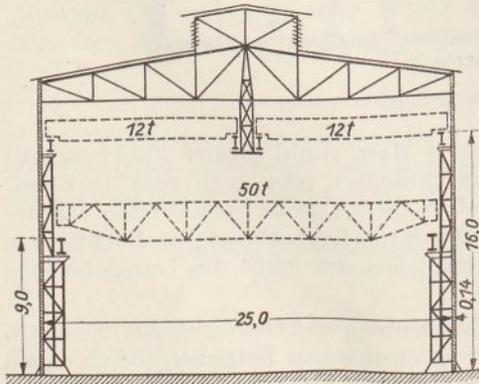


Abb. 161. Einschiffige Halle, obere Kranbahnen an Mitte Dachbinder gehängt.

Die Kranlaufbahnen werden auf Vorsprüngen oder Pfeilervorlagen der Stützenreihen gelagert, die das Haupthallendach tragen. Die Stützenentfernung beträgt 3—6 m. Manchmal wird auch eine Seite der Kranbahn vom Dachbinder aufgenommen (Abb. 161), der entsprechend stark auszuführen ist. Diese Abbildung zeigt zwei Hebezeuge übereinander, eine Maßnahme, die bei regem Betrieb notwendig ist. Manchmal bevorzugt man Wandlaufkrane zur Ent-

lastung des Hauptlaufkranes, die auf einer Hallenseite laufen. Auch Drehkrane und Zweiradkrane unterstützen die oberen Hebezeuge.

Hallenbauten eignen sich für Zusammenbauwerkstätten von Maschinenfabriken, für Gießereien, Kraftwerke, Stahl- und Walzwerke, Glashütten und Holzsägewerke. Sie können in Stahl und Ziegelmauerwerk oder in Eisenbeton ausgeführt werden. Als Dach nimmt man auch Holzbinder, die jedoch wegen der Stärke viel Licht wegnehmen. Ausführung der Dachhaut in Wellblech,

Pappe und Bimsbeton. Wellblech ist für die ohnehin schon schwer heizbaren Hallen besonders ungünstig und wird in neuerer Zeit durch das Pappdach mehr und mehr verdrängt. Auch ist das unverschaltete Wellblechdach in Hallen mit vielem Lärm ungeeignet, weil der Schall dadurch verstärkt wird.

d) Geschoßbau.

Geschoßbauten führte man für Verwaltungs- und Lagergebäude sowie Getreidemühlen aus, während man in neuerer Zeit auch für Maschinenbetriebe Hochbauten errichtet. Diese haben vor den Flachbauten die Vorteile geringeren Bodenbedarfs (z. B. auf teurem städtischen Boden), geringerer Baukosten (da nur eine Gründung und ein Dach auszuführen sind) und geringerer Heizungskosten. Die Nachteile liegen in der beschränkten Tiefe jedes Geschosses, da es auf Seitenlicht angewiesen ist, und in den größeren Kosten für die Beförderung des Gutes in senkrechter Richtung.

Bei vielen Werkstätten gehen die Geschosse ohne Trennungswände von einer Außenwand zur andern durch. Man wird die Fensterflächen so groß wie möglich machen, so daß nur schmale Pfeiler stehen bleiben, die wegen baulicher Ausbildung von oben bis unten gleich breit bleiben müssen, dafür aber in der Stärke nach oben abnehmen. Die Tiefe richtet sich nach dem Lichtbedürfnis. Für Maschinenfabriken können 14—18 m bei zweiseitiger Belichtung gewählt werden. Bei anderen Geschoßbauten, z. B. in der Textilindustrie, ist eine Tiefe bis 36 m möglich. Da Maschinen bis 6 m Abstand von jeder Fensterseite gestellt werden können, so lassen sich vier Reihen anordnen. Durch den Raum führt ein Mittelgang, der auch zur zeitweiligen Lagerung der Werkstoffe bestimmt werden kann. Der Gang ist durch ein oder zwei Reihen von Stützen in Abständen von 3—6 m begrenzt. Für je 10 m Tiefe muß eine Stützenreihe angeordnet werden.

Damit hinreichend Licht durch die Fenster einfallen kann, d. h. damit keine Störung durch nahe-
stehende Gebäude eintritt, haben sich für größere Hochbauten bestimmte Bauformen herausgebildet. Einige von diesen sind in Abb. 162

wiedergegeben. Die Ausdehnung der Höfe hängt von der Gebäudehöhe ab. In der Form des Teilbildes *d* ist z. B. das Wernerwerk der Siemens-Schuckertwerke in Berlin ausgeführt worden.

Die Höhe der Geschosse liegt zwischen 3 und 5 m. Wenn keine Genehmigung von Hochhäusern eingeholt ist, darf das Gebäude nicht höher als 22 m sein (Fußboden für Aufenthaltsräume nicht über 17,5 m über Gelände).

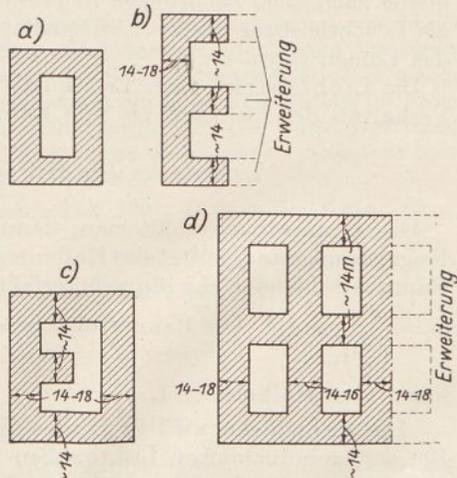


Abb. 162 a—d, Grundformen von Geschoßbauten.

Aus Sicherheitsgründen gegen Feuersgefahr soll jeder Arbeitsraum über zwei Treppen verlassen werden können, über deren Breite Vorschriften bestehen (S. 101). Kein Raum soll mehr als 30 m von der nächsten Treppe entfernt sein. Demnach muß alle 65—70 m ein Treppenhaus angelegt werden. Für den Ausgang bei Gefahr sind manchmal auch Nottreppen an einer Außenwand des Gebäudes vorgesehen.

Mechanische Werkstätten als Hochbau sind für die Herstellung kleinerer Teile geeignet, z. B. in der Fahrrad- oder der Automobilindustrie, und für die elektrische Industrie.

3. Grundzüge der Beleuchtung.

a) Grundbegriffe.

Für das Vorhandensein einer ausreichenden Beleuchtung am Arbeitsplatz hat die Betriebsleitung zu sorgen. Tageslicht ist künstlicher Beleuchtung vorzuziehen. Deshalb richtet sich die Aufstellung der Maschinen nach dem natürlichen Lichteinfall, an dessen Stelle bei unzureichendem Tageslicht eine richtige künstliche Beleuchtung treten muß.

Bei Betrachtung der Grundbegriffe der Lichttechnik hat man zwischen drei Größen zu unterscheiden: Lichtstrom, Lichtstärke und Beleuchtungsstärke. Den Lichtstrom, d. i. die Lichtmenge in der Zeiteinheit, den eine Lichtquelle nach allen Richtungen in Form von Lichtwellen aussendet, kann man als Leuchtleistung dieser Lichtquelle bezeichnen. Die Lichtstromeinheit ist das Lumen (Lm).

Die Lichtstärke einer Lichtquelle in einer bestimmten Richtung ist das Verhältnis des Lichtstromes zum Raumwinkel

$$\text{Lichtstärke } J \text{ in HK} = \frac{\text{Lichtstrom } \Phi \text{ in Lm}}{\text{Raumwinkel } \omega}.$$

Den Raumwinkel erhält man, wenn man die beleuchtete Fläche auf einer Kugel durch das Quadrat des Halbmessers dividiert. Der von einer frei in den Raum strahlenden Lichtquelle erfaßte volle Raumwinkel hat die Größe $\omega = \frac{d^2\pi}{\left(\frac{d}{2}\right)^2} = 4\pi$. Der Raumwinkel ist also gleich der Fläche auf der Einheits-

kugel vom Halbmesser 1.

Die Lichtstärke wird in Deutschland in Hefner-Kerzen (HK) gemessen. Bei den gebräuchlichen Lichtquellen hat sie in verschiedenen Richtungen verschiedene Größe. Die „Lichtverteilungskurven“, die entstehen, wenn die in Polarkoordinaten aufgetragenen Lichtstärken zu einer Kurve verbunden werden, geben über die Größe der Lichtstärke unter verschiedenen Ausstrahlungswinkeln Auskunft (Abb. 164 und 165).

Die Beleuchtungsstärke eines Gegenstandes, gemessen in Lux (Lx), ist die Lichtstromdichte auf der betreffenden Fläche. Sie ist der Quotient aus dem auffallenden Lichtstrom und der Flächengröße in m².

$$\text{Beleuchtungsstärke } E \text{ in Lx} = \frac{\text{Lichtstrom } \Phi \text{ in Lm}}{\text{Fläche } F \text{ in m}^2}$$

Die Einheit der Beleuchtungsstärke = 1 Lux wird erzeugt, wenn ein Lichtstrom von 1 Lumen auf eine Fläche von 1 m² trifft. Im Fabrikbetrieb ist die Beleuchtungsstärke der wichtigste Begriff.

b) Natürliche Beleuchtung.

Die Beleuchtung durch Tageslicht schwankt in weiten Grenzen, im Freien bewegt sie sich zwischen 0 und etwa 100 000 Lux. Wählt man das Verhältnis zwischen der Beleuchtung des Arbeitsplatzes und der draußen zu 5%, so wird man auch an dunklen Wintertagen während der Hauptarbeitszeit hinreichende Beleuchtung am Arbeitsplatz haben. Dies bedingt die Größe der Fensterfläche zur Raumgrundfläche nach folgenden Grundsätzen:

Wohnräume	$\frac{1}{5} - \frac{1}{10}$	der Grundfläche
Werkstätten	$\frac{1}{3} - \frac{1}{5}$	„ „
Geschäftsräume	$\frac{1}{2} - \frac{1}{4}$	„ „
Lagerräume	$\frac{1}{6} - \frac{1}{12}$	„ „

Bei Verwendung von Oberlicht kann man mehr an die untere Grenze herangehen, jedoch muß man berücksichtigen, daß die Oberlichter meist stärker als die Wandfenster verstauben. Durch Neigung der Glasfläche (45°—60°) bessert man diesen Übelstand. Bei künstlicher Innenbeleuchtung soll man vor die Fenster helle Vorhänge ziehen, weil sonst durch die großen Flächen viel Licht verloren geht (keine Rückstrahlung).

Erwähnt seien die Untersuchungen an ausgeführten Industriebauten von Maier-Leibnitz, Stuttgart, veröffentlicht in den „Stahlbauvorträgen“ vom Deutschen Stahlbauverband, Berlin. Verglichen wird die Beleuchtungsstärke eines waagerechten Flächenteils im Innern des Gebäudes mit der eines Flächenteils im Freien bei bedecktem Himmel. Durch Division beider ergibt sich der Tageslichtquotient, der für verschiedene Gebäudeformen durch Abbildungen mitgeteilt wird. Danach beträgt der Tageslichtquotient:

für eine Halle von 25 m Breite, Dach nach Abb. 130	} 42 % in der Mitte, 12 % am Hallenrand;
(Glasfläche 50 % der Grundfläche)	
für einen Flachbau nach Abb. 159	25 % als Mittelwert;
für einen Geschoßbau von 24,5 m Breite, sonst nach Abb. 171,	
	30 % in der Nähe der Fenster,
	5 % in der Mittellinie des Stockwerkes.

c) Künstliche Beleuchtung.

Man unterscheidet zwischen reiner Allgemeinbeleuchtung und Arbeitsplatzbeleuchtung mit zusätzlicher Allgemeinbeleuchtung. Bei Allgemeinbeleuchtung mißt man die Beleuchtungsstärke (in Lux) in der waagerechten Ebene in 1 m Höhe über dem Fußboden, während bei Platzbeleuchtung die Beleuchtungsstärke der Arbeitsfläche maßgebend ist. Einen Anhaltspunkt für die Bemessung der Beleuchtung geben die von der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft (Berlin 1931) angegebenen Werte¹⁾:

1) Leitsätze für die Beleuchtung mit künstlichem Licht. Berlin 1931. Verlag der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft.

Notwendige Beleuchtungsstärken.

Art der Arbeit	Reine Allgemeinbeleuchtung			Arbeitsplatzbeleuchtung + Allgemeinbeleuchtung		
	Mittl. Beleuchtungsstärke		Beleuchtungsstärke der ungünstigsten Stelle Mindestwert Lux	Arbeitsplatzbeleuchtung Beleuchtungsstärke der Arbeitsstelle Lux	Allgemeinbeleuchtung	
	Mindestwert Lux	Empfohl. Wert Lux			Mittl. Beleuchtungsstärke Lux	Beleuchtungsstärke der ungünstigsten Stelle Lux
Grobe . . .	20	40	10	50—100	20	10
Mittelfeine .	40	80	20	100—300	30	15
Feine . . .	75	150	50	300—1000	40	20
Sehr feine .	150	300	100	1000—5000	50	30

Unter grober Arbeit versteht man z. B. in der Schmiede die Arbeiten im Gesenk und am Amboß, in der Gießerei das Gießen und Putzen.

Unter mittelfeiner Arbeit versteht man z. B. in der Gießerei das einfache Formen, in der Metallbearbeitung das Arbeiten an der Revolverbank, das einfache Drehen an der Drehbank, das Stanzen, den Zusammenbau größerer Teile.

Unter feiner Arbeit versteht man z. B. das schwierige Formen in der Gießerei, das Feindreihen in der Metallbearbeitung, die Büroarbeit.

Unter sehr feiner Arbeit versteht man z. B. die feinmechanischen Arbeiten und die Zeichenarbeiten.

Die Arbeitsplatzbeleuchtung erfordert eine höhere Beleuchtungsstärke als die Allgemeinbeleuchtung, weil die Unterschiedsempfindlichkeit des Auges um so größer ist, je geringer die Unterschiede zwischen der Leuchtdichte des Arbeitsplatzes und der seiner Umgebung ist.

Verkehrsbeleuchtung.

	Mittlere Beleuchtungsstärke in Lux	
	Mindestwert	Empfohlener Wert
Durchgänge und Treppen mit schwachem Verkehr	5	15
„ starkem „	10	30
Fabrikhöfe mit schwachem Verkehr	1	3
„ starkem „	5	15

Obwohl das Auge Unterschiede der Beleuchtungsstärke verhältnismäßig schlecht wahrnimmt, soll die Allgemeinbeleuchtung möglichst gleichmäßig sein. Krasse Helligkeitsunterschiede, die durch Schlagschatten hervorgerufen werden, sind zu vermeiden. Je nach der Eigenart der Arbeit ist die Beleuchtungsart zu wählen. Bei direkter Beleuchtung werden die Schatten scharf umrissen und tief, bei halbindirekter Beleuchtung sind die Schatten gut aufgehellt, während indirektes Licht praktisch keine Schatten gibt. Abb. 163¹⁾ erklärt die Schattenbildung bei den drei Beleuchtungsarten.

Andererseits darf die Beleuchtung keine Blendung hervorrufen, die das Auge in kurzer Zeit ermüdet. Auch Spiegelblendung (z. B. bei blanken Maschinenteilen) ist störend. Mittel gegen die Blendung sind lichtundurchlässige Schirme, lichtstreuende Schalen (Mattglas) oder Anbringung der Lichtquelle

1) Die Abbildungen 163—165a sind dem Aufsatz „Beleuchtung in Werkstätten“ von E. Wittig, Siemens-Zeitschrift 1929, Heft 11 entnommen.

oberhalb des normalen Gesichtsfeldes. Die Blendung hängt nicht nur von der Leuchtdichte der Lichtquelle, gemessen in HK/cm^2 , sondern auch von ihrem Verhältnis zur Leuchtdichte der Umgebung, von der Größe der Lichtquelle und anderen Einflüssen ab. Da diese nur schwer zu erfassen sind, wird in den Leitsätzen der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft empfohlen, folgende Leuchtdichten nicht zu überschreiten:

- bei Leuchten für Arbeitsplatzbeleuchtung $0,2 \text{ HK}/\text{cm}^2$ im Ausstrahlungsbereich zwischen 75° und 180° (Nullachse = Senkrechte nach unten),
- bei Leuchten für Allgemeinbeleuchtung $0,3 \text{ HK}/\text{cm}^2$ im Ausstrahlungsbereich zwischen 30° und 90° ,
- bei Leuchten für Außenbeleuchtung $2 \text{ HK}/\text{cm}^2$ im Ausstrahlungsbereich zwischen 60° und 90° .

Bauart, Ausstattung und Betriebsart sind also entscheidend für die Wahl der Leuchten. In Hallen für den Zusammenbau von Maschinen müssen die Lichtquellen sehr hoch (oberhalb des Laufkranes) angebracht werden, während das Licht nur auf dem Boden gebraucht wird. Die Schattenwirkung durch den fahrenden Kran kann man durch zusätzliche Anbringung von Leuchten an der Kranbrücke selbst aufheben. Man verwendet für Flach- und Hallenbauten wenige starke Lichtquellen. Wegen des Fehlens geeigneter rückstrahlender Flächen ist die direkte Beleuchtungsart die beste. Abb. 164 zeigt zwei Schirmleuchten für direktes Licht nebst Lichtverteilungskurve für 1000 Lm der nackten Lampe, und zwar für die nackte Lampe (gestrichelte Kurve) und für die Leuchte mit Schirm (ausgezogene Kurve). Diese Lichtverteilungskurven zeigen im Polarogramm die unter den einzelnen Ausstrahlungswinkeln gemessenen Lichtstärken.

Für Geschosßbauten mit niedrigen Raumhöhen und glatten hellen Decken eignen sich halbindirekte oder vorwiegend direkte Beleuchtungsarten mehr, da sie schattenfreier arbeiten und weniger blenden. Abb. 165 gibt Beispiele von Leuchten für vorwiegend direkte, halbindirekte und indirekte Beleuchtung. Zum Vergleich sind die Lichtverteilungskurven für 1000 Lm der nackten Lampen untergesetzt (gestrichelte Kurve — nackte Lampe, ausgezogene Kurve — Leuchte mit Schirm). Bei der vorwiegend direkten Beleuchtung strahlen etwa 75 % des Lichtes nach unten, 25 % nach oben, bei halbindirekter Beleuchtung strahlen nur 33 % nach unten, bei indirekter Beleuchtung läßt die untere Schale kein Licht durch. Es muß erwähnt werden, daß mit steigendem Anteil an indirekter Beleuchtung der Wirkungsgrad einer Leuchte geringer wird. Während man in Räumen mit weißer Decke bei halbindirektem Licht mit einem Nutzfaktor von 45—55 % rechnen kann, beträgt der für indirektes Licht nur 35 %, d. i. ein Verlust von 20

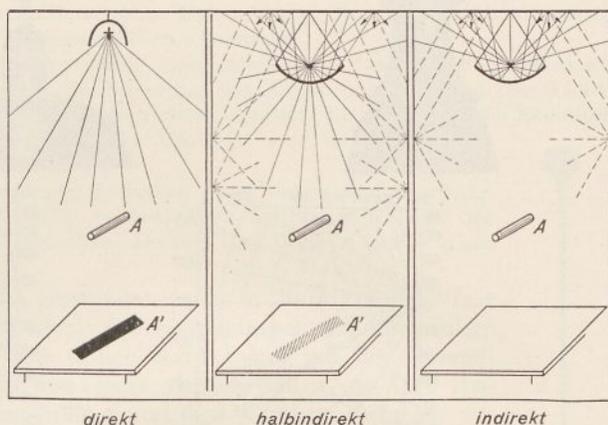


Abb. 163. Die Schattenbildung bei den drei Beleuchtungsarten.

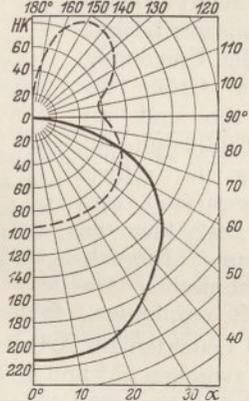
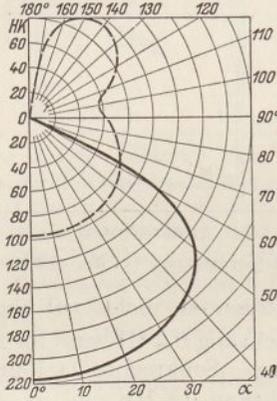
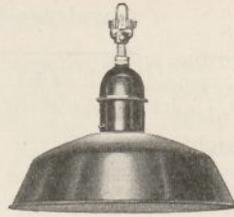


Abb. 164. Schirmleuchten nebst Lichtverteilung.

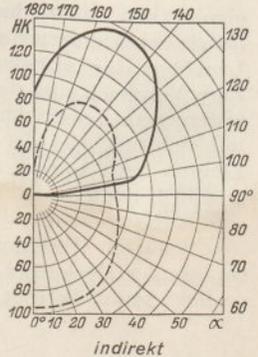
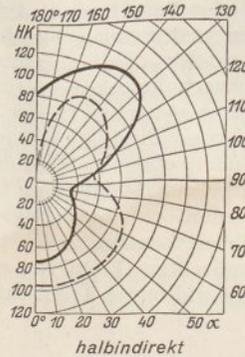
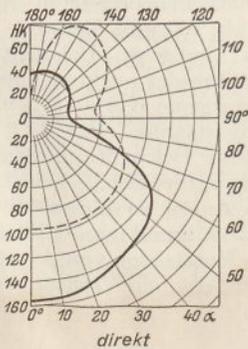
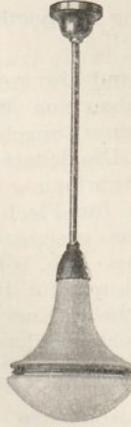


Abb. 165. Leuchten für Raumbeleuchtung mit rückstrahlender Decke.

Unter jede Leuchte ist die Lichtverteilungskurve für 1000 Lm der nackten Lampe gesetzt.

bis 35 %, bezogen auf die halbindirekte Beleuchtung. Aus diesem Grunde wird diese Beleuchtungsart nur in Sonderfällen verwendet.

Für die Platzbeleuchtung wählt man gewöhnlich den kleinen parabolisch geformten Emailleschirm, der die Blendung des Auges beseitigt und den Lichtstrom gesammelt auf die Arbeitsfläche richtet (direktes Licht). Für diese Leuchten sind verschiedene Ausführungen im Handel, von denen eine in Abb. 165a dargestellt ist.

Auch die Beleuchtungsanlagen bedürfen einer dauernden Wartung. Diese besteht im Auswechseln verbrauchter Glühlampen und der Reinigung der Schirme, Glasglocken, Decken und Wände, soweit diese zur Beleuchtung beitragen.

Als Lichtenergie selbst verwendet man in Fabrikbauten fast ausschließlich elektrisches Licht. Die Bogenlampen, die für größere Lichtströme früher allgemein üblich waren, sind mit der Herstellung großer Glühlampen fast ganz verschwunden, da ihre Anschaffung und Einrichtung billiger und ihre Wartung einfacher ist. Auch das ruhige, gleichmäßige Licht der Glühlampen bedeutet einen Vorteil gegen das oft flackernde Bogenlicht. Die gasgefüllten Glühlampen erzeugen bei einem Verbrauch von 40 Watt und 220 V Fadenspannung einen Lichtstrom von 375 Lm, dgl. eine 100-Watt-Lampe erzeugt 1350 Lm und eine 1500-Watt-Lampe 34 500 Lm. Man erkennt daraus, daß die Lichtausbeute, d. i. das Verhältnis Lm/Watt, mit der Größe der Lampe zunimmt. So beträgt die Lichtausbeute für die 40-Watt-Lampe 9,4 Lm/Watt, für die 1500-Watt-Lampe 23 Lm/Watt.

Für den Entwurf von Beleuchtungsanlagen seien zum Schluß ein paar Hinweise gegeben. Wegen der größeren Lichtausbeute bevorzugt man wenige große Lampen. Als Lampenabstand wähle man das 1,5—2,5 fache der Lichtpunkthöhe. Die größte Gleichmäßigkeit der Beleuchtung erzielt man bei dem kleineren Wert. Maßgebend ist die Aufteilung des Arbeitsraumes, die Lage der Unterzüge usw. Bei mittelhohen Räumen rechnet man mit einer Leuchte auf je 20—30 m² Grundfläche.

Während man bei Platzbeleuchtung die Lichtquelle so nahe an den Arbeitsplatz heranholt, daß nur dieser beleuchtet ist, spielt die Lichtpunkthöhe bei Raumbeleuchtung, wenn Decke und Wände zur Beleuchtung beitragen, eine untergeordnete Rolle. Hier kommt es auf die mittlere Beleuchtungsstärke (1 m über Fußboden) an. Bei direktem Licht hängt man die Leuchten möglichst hoch, um gleichmäßige Beleuchtung der Arbeitsplätze zu erzielen, und bei indirektem Licht sucht man durch genügenden Abstand der Leuchte von der Decke eine möglichst gleichmäßig beleuchtete Decke zu erzielen. Den zur Beleuchtung erforderlichen Lichtstrom berechnet man nach der Formel

$$\text{Lichtstrom} = \frac{\text{mittl. Beleuchtungsstärke} \cdot \text{Bodenfläche}}{\text{Nutzfaktor}}$$

$$\Phi = \frac{E \cdot F}{\eta} \text{ Lm.}$$

Aufg.: Eine Dreherei, die im Geschoßbau untergebracht ist, mit den Abmessungen 8 m · 24 m Grundfläche und 4,5 m Geschoßhöhe, soll mit etwa 50 Lux beleuchtet werden (220 Volt). Die Maschinen stehen in zwei Reihen.

Man wird die Leuchten in zwei Reihen anbringen und die Lampenentfernung mit 8 m veranschlagen, d. s. 6 Lampen. Da für die Beleuchtung etwa 50 Lux

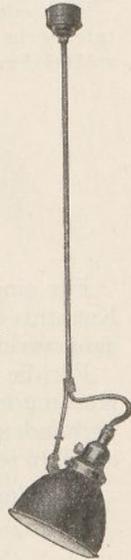


Abb. 165 a.
Werkplatz-
leuchte.

gefordert sind und der Nutzfaktor für das halbindirekte Licht zu 50 % angenommen werde, so beträgt der Lichtstrombedarf

$$\Phi = \frac{50 \cdot 192}{0,5} = 19\,200 \text{ Lm.}$$

Auf jede der 6 Lampen kommen 3200 Lm. Nimmt man nach der Glühlampentafel sechs 200-Watt-Lampen mit je 3150 Lm, so erreicht die mittlere Beleuchtungsstärke den Wert

$$E = \frac{6 \cdot 3150 \cdot 0,5}{192} = 49,4 \text{ Lux.}$$

4. Grundzüge der Heizung.

a) Wärmebedarf.

Für einen Überblick über die Größe und die Art der Heizungsanlage ist die Kenntnis der Wärmeleiteigenschaften der Bauteile und die der Wärmedurchgangsverhältnisse durch den Baustoff notwendig.

Für die meisten Fabriken ist während der kalten Jahreszeit eine künstliche Heizung erforderlich. Der Wärmegrad, der im Raume möglichst gleichmäßig vorhanden sein soll, hängt von der Art der Arbeit in dem betreffenden Raume ab. Man setzt an

für grobe Arbeiten (Schmiede, Zusammenbau)	12° C
„ Dreherei, Fräseerei, Weberei.	15° C
„ sitzende Beschäftigung (Büro und Feinmechanik)	18—20° C
„ Nebenräume (Waschräume, Treppen)	6—8° C
„ „ in Verwaltungsgebäuden.	12—15° C.

Der betr. Wärmegrad soll 1,5 m über dem Fußboden gemessen werden. In Lagerräumen erübrigt sich gewöhnlich eine Heizung, wenn das Lagergut die Kälte ohne Schaden verträgt.

Die Heizung soll nicht nur die Raumluft und die Gegenstände im Raum erwärmen, sondern sie muß auch die wesentlich größeren Wärmeverluste decken, die durch das Abströmen durch Wände, Decken und Fußböden entstehen.

Bei der Berechnung des Wärmebedarfs, der die Grundlage für die Größe der Heizung bildet, sieht man gewöhnlich von der Erhöhung der Raumlufttemperatur ab, die 0,31 kcal für 1 m³ Luft und 1° Erhöhung erfordert. Man errechnet den Wärmebedarf Q eines Raumes nach der Gleichung

$$Q = \Sigma F \cdot k \cdot (t_i - t_a) + \Sigma \text{Zuschläge} \quad \text{kcal/h.}$$

Hierin bedeutet t_i die verlangte Innentemperatur und t_a bei Außenwänden die tiefste Außentemperatur, die in der betreffenden Gegend vorkommen kann. In Mitteldeutschland rechnet man etwa mit -15°C . Bei Innenwänden ist für t_a der niedrigste Wärmegrad des Nebenraumes anzugeben. Für F setzt man die Größe derjenigen Fläche des Bauteils in m² ein, dessen Wärmedurchgang festgestellt werden soll.

Unter k versteht man die Wärmedurchgangszahl, die für die verschiedenen Bauteile einer Zahlentafel entnommen wird. k ist die Wärmemenge, die 1 m² des Baustoffes bei 1° Temperaturunterschied in einer Stunde durchströmt. k gibt also

Hierin bedeutet:

Q = Wärmebedarf des Gebäudes in kcal/h,

K = Heizflächenbelastung in kcal/m²h,

a = Zuschlag für Wärmeverluste in Kessel und Rohrleitungen ($a = 0,05$ bis $0,15$),

b = Zuschlag für das Anwärmen der Eisen- und Wassermassen nach Betriebsunterbrechungen ($b = 0,10$ bis $0,20$).

Die vom Kessel verlangte Wärmeleistung setzt sich also aus dem Wärmebedarf Q und den Wärmeverlusten von Kessel und Rohrleitungen zusammen, wozu bei unterbrochener Heizung gegebenenfalls Anwärmungszuschläge kommen. Für die Heizflächenbelastung K geben die „Regeln“ (DIN 4701) Zahlenwerte an, z. B. hat K für einen Wasserrohrkessel beim Heizen mit Koks den Wert 7000 kcal/m²h (Warmwasserheizung).

In Fabriken, in denen Dampfmaschinen oder Turbinen laufen, wird meist der Abdampf benutzt. Wirtschaftlich läßt sich auch die Zwischendampfentnahme zu Heizungszwecken ausnutzen, d. h. ein Teil des Dampfes wird auf dem Wege vom Hochdruck- zum Niederdruckzylinder abgezapft. Falls der Leistungsbedarf der Fabrik dem Wärmebedarf der Heizung nicht entspricht, so muß der fehlende Dampf für die Heizung dem Kessel entnommen werden. Eine gute Ausnutzung der Dampfwärme wird auch durch die Vakuumheizung erreicht, bei der der Abdampf aus der Dampfmaschine durch die Heizungsleitung und dann zum Kondensator geleitet wird. In allen Fällen fließt das Kondensat zur Speisewasserpumpe zurück. Somit ist die Heizungsanlage einer Fabrik mit der gesamten Wärmekraftwirtschaft zu verbinden.

Eine Heizungsanlage besteht aus dem Wärmeerzeuger (meist Kessel), den Heizkörpern und den verbindenden Rohrleitungen. Als Heizkörper, die zur Erzielung einer gleichmäßigen Raumwärme an den Stellen größten Wärmedurchganges (unter den Fenstern) aufgestellt werden, benutzt man meist die sog. Radiatoren, d. s. Gliederkörper, die man in beliebiger Zahl je nach der verlangten Wärmeabgabe aneinanderreihen kann. Neben diesen sind auch Rippenheizkörper und Rohrschlangen für Werkstätten üblich (Hochdruckdampfleitungen). Die Oberfläche der Heizkörper soll man nicht zu klein bemessen, da durch zu hohe Wärmegrade eine Staubverbrennung und damit eine Verschlechterung der Luft eintritt. Für die Bemessung der Rohrleitungen liegt jeder Heizungsart eine bestimmte Berechnung zugrunde, deren Durchführung durch Tafeln erleichtert wird (s. Regeln DIN 4701).

c) Warmwasserheizungen.

Der Wärmeträger ist warmes Wasser, das in besonderen Kesseln oder als Kondensat, Kühlwasser usw. erhalten werden kann. Die Warmwasserheizung beruht auf der Schwerkraft. Das warme Wasser fließt von der Erzeugungsstelle, die am tiefsten liegen muß, durch die Rohrleitung nach oben und gibt durch die Heizkörper seine Wärme ab. Das kältere, mithin schwerere Wasser läuft in einer besonderen Leitung in den Kessel zurück. Der Vorgang wird in der Abb. 166, die eine Warmwasserheizung in einem Stockwerksbau zeigt,

erläutert. Je nachdem, ob die Verteilungsleitung V im Keller oder auf dem Dachboden liegt, unterscheidet man Heizungen mit oberer oder unterer Verteilung. An der höchsten Stelle der Leitung sitzt ein oben offenes Ausdehnungsgefäß, das das überschüssige Wasser aufnimmt, welches durch den größeren Rauminhalt des wärmeren Wassers entsteht und so die Heizung durch Verbindung mit der Außenluft gefahrlos macht.

Der Umlauf des Wassers kann durch Erhöhung der Erwärmung gesteigert werden. Jedoch darf es den Siedepunkt nicht erreichen, weil sonst die Dampfbildung in den Rohren ein lautes Poltern zur Folge haben würde. Deshalb wählt man 90° als Höchsttemperatur, während das Wasser mit 70° in den Kessel zurückfließt. Dieser Unterschied von 20° bildet die Antriebskraft zum Kreislauf des Wassers.

Auf diesem Unterschied beruht auch die Bemessung der Rohrleitung, denn die in ihr auftretenden Widerstände dürfen nicht größer als der Arbeitsdruck des Wassers sein oder, als Gleichung ausgedrückt,

$$h(\gamma'' - \gamma') \geq \Sigma(l \cdot R + Z),$$

worin h die Rohrleitungshöhe in m, d. i. der Abstand zwischen Kessel- und Heizkörpermitte in jedem Stockwerk, γ die Raumgewichte des Wassers im Vor- und Rücklauf in kg/m^3 , l die Rohrlänge in m, R den Reibungswiderstand von 1 m Rohr und Z die Summe der Einzelwiderstände in kg/m^2 bedeutet. Die Einzelwiderstände Z von Ventilen, Abzweigstücken, Rohrbögen usw. werden mit Hilfe von Zahlentafeln ermittelt. Die Berechnung geschieht in der Weise, daß man die ganze Rohrleitung in Einzelstränge unterteilt und für jede Teilstrecke den Durchmesser wählt, welcher für die verlangte Wärmemenge die obere Gleichung erfüllt. Zu gleicher Zeit ist zu prüfen, ob der Rohrdurchmesser die in den Heizkörpern verlangte Wärmemenge bei dem vorhandenen Druckabfall fördert. Die Rechnung wird durch Zahlentafeln unterstützt.

Aus dem Wesen der Warmwasserheizung geht hervor, daß sie für Geschossbauten geeignet ist, sich aber für eine größere waagerechte Ausdehnung (mehr als 100 m) wegen der Rohrleitungsverluste nicht bewährt hat. Eine Abhilfe bringt die Einschaltung von kleinen Schleuderpumpen in den Kreislauf — Pumpenwarmwasserheizungen —, wodurch die Verwendbarkeit unbegrenzt wird.

Die Nachteile der Warmwasserheizung bestehen in den hohen Anlagekosten (große Rohrleitungen und Heizkörper), der großen Anheizzeit und der Gefahr des Einfrierens. Bei Frostwetter darf man die Heizung auf keinen Fall stillsetzen, bevor die Rohre nicht entleert worden sind.

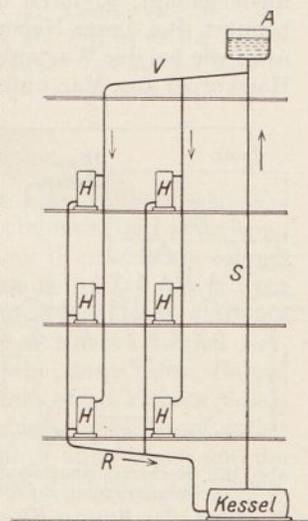


Abb. 166. Plan einer Warmwasserheizung mit oberer Verteilung. Querschnitt durch mehrere Stockwerke.

d) Dampfheizungen.

Hierbei wird Wasserdampf, der sich an den Wandungen des Heizkörpers niederschlägt, wodurch die Verdampfungswärme frei wird, als Wärmeträger benutzt. Bei dieser Heizungsart reichen unter Voraussetzung gleicher Verhältnisse wie bei der Warmwasserheizung geringere Rohrdurchmesser und kleinere Heizkörper aus. Man unterteilt die Heizungen in Hochdruck- und Niederdruckdampfheizungen. Letztere werden mit einem Dampfdruck bis 0,5 atü ausgeführt (in Fabriken 0,5 atü üblich).

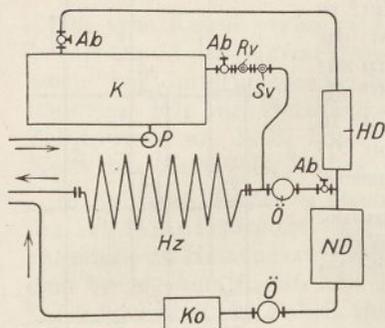


Abb. 167. Hochdruckdampfheizung mit Zwischendampfenahme.

K = Kessel, H_z = Heizung, HD = Hochdruckzylinder, ND = Niederdruckzylinder, Ko = Kondensator, \ddot{O} = Ölabscheider, Ab = Absperrschieber, Rv = Druckverminderungsventil, Sv = Sicherheitsventil, P = Pumpe.

Hochdruckdampfheizungen kommen als Fernheizungen mit 6–8 atü vor. Zur Fabrikheizung benutzt man Dampf nur bis 2 atü (üblich 1,0–1,5 atü), muß also bei Verwendung von Kesseldampf den Druck durch Verminderungsventile herabsetzen. Als Heizflächen dienen Rippenheizkörper oder Rohrschlangen (Nachteil Staubverbrennung). Rohrleitungen und Heizkörper müssen durch Kondenstöpfe entwässert werden, die das Wasser in besonderen Leitungen zum Kessel zurückführen. Zur Ausnutzung des natürlichen Gefälles leitet man den Dampf zunächst an die höchste Stelle. Als Beispiel für eine Hochdruckdampfheizung mit Zwischendampfenahme dient Abb. 167.

Vielfach ist im Hallenbau die Kranz-Heizung ausgeführt worden, d. i. eine Hochdruckdampfheizung mit beliebig hohem Dampfdruck. Besondere Heizkörper sind nicht erforderlich, bei der hohen Temperatur genügen die glatten Rohre, die in mehreren Parallelsträngen durch die Halle laufen. Eine eigenartige Vorrichtung sorgt für den Rücklauf des Kondenswassers in den Kessel.

Niederdruckdampfheizungen werden in Fabriken bevorzugt, weil sie einfacher und betriebssicherer sind. Wird der Dampf nicht als Ab- oder Frischdampf abgezapft, sondern in besonderen Kesseln erzeugt, so verwendet man Standrohrkessel, d. s. Kessel mit einem oben offenen Rohr, das 5 m (bei 0,5 atü) aus dem Kessel in die Höhe ragt und unten im Kesselwasser endet. Ein höherer Druck als 0,5 atü würde Wasser aus diesem Rohr ausschleudern. Der Druck im Kessel läßt sich durch selbsttätige Verbrennungsregler in feinen Grenzen auf gewünschter Höhe halten.

Die Leitungsführung einer Niederdruckdampfheizung ist die gleiche wie bei einer Warmwasserheizung, vgl. Abb. 166, nur daß das Ausdehnungsgefäß fehlt. Zum Kessel zurück wird das niedergeschlagene Wasser in dünnen Rohren geführt.

Die Berechnung der Rohrleitung ist der der Warmwasserheizung sehr ähnlich. Man zerlegt wieder die Leitung in Teilstrecken und stellt bei jeder fest, welche

Wärmemenge durch sie geleitet werden muß. Aus einer Zahlentafel, die auf der Formel

$$d = 0,1 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{p_1 - p_2}}$$

aufgebaut ist, liest man die lichten Rohrdurchmesser auf Grund der durchzuführenden Wärmemenge Q bei dem Druckabfall $p_1 - p_2$ ab. Für p_1 ist der Druck im Kessel und für p_2 der vor dem Heizkörper einzusetzen ($\approx 0,04$ atü bei Fabrikheizung).

e) Luftheizungen.

In großen Räumen, z. B. Hallenbauten, in denen eine vollkommene Erwärmung schwer durchzuführen ist, wendet man vorteilhaft die Luftheizung an. Mit Hilfe von Gebläsen leitet man die Luft an Heizkörpern schnell vorbei, und bläst sie in den zu erwärmenden Raum hinein. Der Heizkörper wird durch Dampf beheizt. Man kann die Luftheizung so ausführen, daß man an einem Orte die Warmluft erzeugt und sie in weiten Rohren zu den Verbraucherstellen leitet. Ein anderes Verfahren besteht darin, den Dampf zu den einzelnen Heizkörpern zu führen und hier durch einen kleinen Ventilator, der durch einen Elektromotor oder eine Turbine vom Dampf selbst angetrieben werden kann, Raumluft oder auch Frischluft anzusaugen und die am Heizkörper erwärmte Luft nach der gewünschten Richtung zu blasen. Solche Luftherhitzer bestehen aus einem Ventilator und aus dem Heizkörper, über den man eine Blechhaube gesetzt hat, die in einer Öffnung für den Austritt der warmen Luft endet. Sie werden in 3–5 m Höhe an der Wand oder an Stützen befestigt. Man baut sie für einen Bedarf von 30 000–200 000 kcal/h mit einem Kraftbedarf bis 4 PS. Ihr Wirkungsfeld reicht bis zu 20 m. In der warmen Jahreszeit lassen sich diese Einrichtungen auch zur Lüftung verwenden.

In der Z. d. V. d. I. 1920 S. 370 ist die Heizung einer Wagenfabrik durch Einzel-luftherhitzer beschrieben. Die Heizkörper sind im Dach eingebaut (Abb. 168) und können die erwärmte Luft entweder in Rohren zur Erde leiten oder durch kleine Stützen von der Decke schräg nach unten ausblasen.

Die hier gemachten Angaben können natürlich nur einen kurzen Überblick geben. Für genaueres Studium sei verwiesen auf: H. Rietschel, Leitfaden zum Berechnen und Entwerfen von Lüftungs- und Heizungsanlagen, bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Gröber, Verlag Springer.

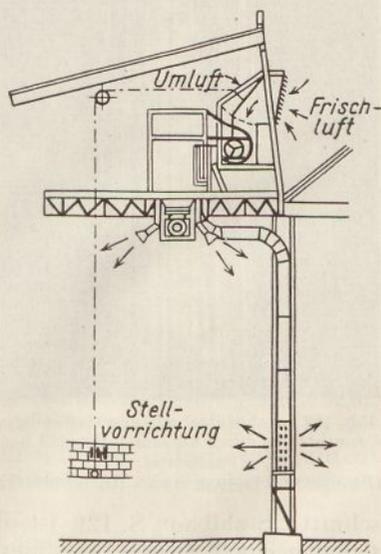


Abb. 168. Einzelluftherhitzer.

5. Grundzüge des Feuerschutzes.

a) Feuertechnische Begriffe.

Vom baupolizeilichen Standpunkt unterscheidet man zwischen feuerbeständigen und feuerhemmenden Bauweisen und Bauteilen.¹⁾ Feuerbeständig sind diejenigen unverbrennbaren Baustoffe, die auch durch längere Einwirkung des Feuers weder springen noch die Tragfähigkeit verlieren.

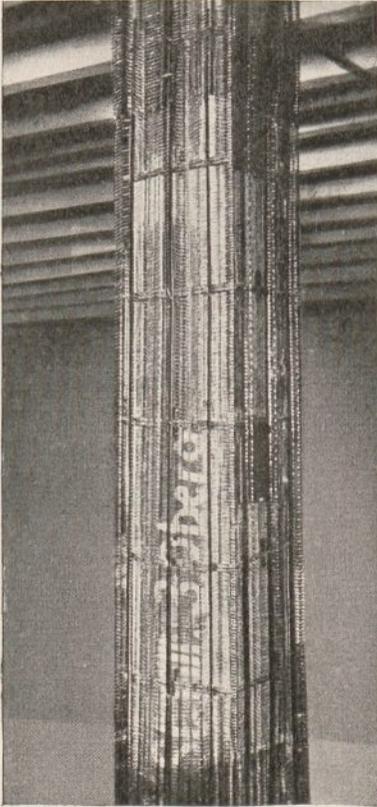


Abb. 169. Stahlstütze mit feuerbeständiger Ummantelung durch Rippenstreckmetall und Putzmörtel.
(Bandeisenverwertung G. m. b. H., Düsseldorf.)

Stahlteile mit glutsicheren Ummantelungen gelten als feuerbeständig (S. 129), ebenso Bauteile aus künstlichen Steinen und Beton (auch Eisenbeton). Dagegen sind natürliche Steine nur dann feuerbeständig, wenn sie bei großer Hitze nicht springen. So gelten Wände und Decken aus Ziegelsteinen, $\frac{1}{2}$ Stein stark, oder aus 10 cm starkem Kiesbeton bzw. aus 6 cm starkem Eisenbeton als feuerbeständig. Feuerbeständige Treppen müssen aus Ziegelsteinen, Eisenbeton oder erprobten Werksteinen bestehen. Freitragende Treppenstufen aus Marmor oder Granit gelten nicht als feuerbeständig. Feuerbeständige Türen müssen einer Feuersglut von 1000° mindestens eine halbe Stunde lang standhalten, selbsttätig zufallen und rauchsicher schließen. Die feuerbeständige Ummantelung an Stahlträgern, -unterzügen und -stützen muß aus einer mindestens 3 cm starken Deckung aus Beton mit Drahtgewebe, aus feuerfestem Ton oder aus einem gleichwertigen Baustoff bestehen. Die freiliegenden Flanschflächen von Deckenträgern (preuß. Kappen) oder von Stahlfachwerkwänden erhalten gewöhnlich keinen besonderen Feuerschutz. Im

Abchnitt „Stahlbau“ S. 129 ist die feuerbeständige Ummantelung von Stahlteilen genauer besprochen, hier wird in Abb. 169 die Ummantelung einer Stütze mit Hilfe von Rippenstreckmetall (S. 17) gezeigt. Die Stütze wird noch mit Putzmörtel beworfen. Der Vorteil des Rippenstreckmetalls besteht darin, daß dieser Baustoff bei hohen Wärmegraden und plötzlicher Abkühlung durch den Wasserstrahl die Bildung von Rissen nicht zuläßt.

1) Erlaß des preuß. Wohlfahrtsministers vom 12. März 1925.

Als feuerhemmend bezeichnet man solche Bauteile, die dem Feuer mindestens eine Viertelstunde widerstehen, ohne in Brand zu geraten. Hierher gehören:

Wände, Decken, Stützen und Dachbauten aus Holz, wenn sie einen $1\frac{1}{2}$ cm starken Kalkmörtelputz erhalten.

Treppen aus Sandstein, Stahl oder Holz mit Putz oder gleichwertiger Bekleidung.

Türen aus Hartholz oder starken Brettern allseitig mit $\frac{1}{2}$ mm starkem Stahlblech beschlagen, wenn diese Türen selbstätig dicht schließen.

b) Sicherheitsvorschriften.

Für einzelne Bauteile und ihre Anlage bestehen zur Sicherheit der Belegschaft besondere gesetzliche und baupolizeiliche Bestimmungen. So sind Brandmauern in Abständen von 30 (40) m anzuordnen. Sie sollen bei Ziegelmauerwerk mindestens 25 cm stark sein und 30 cm über das Dach hinausragen. Die Öffnungen in Brandmauern sind auf das Mindestmaß zu beschränken und mit feuerhemmenden, selbstschließenden Türen zu versehen.

Die Treppen müssen möglichst feuerbeständig ausgeführt werden. Die Treppenhäuser sind allseitig von Mauern, die als Brandmauern gelten, zu umgeben. Im Dach des Treppenhauses sieht die Vorschrift die Anbringung von Rauchabzugklappen vor. Von jedem Arbeitsraum aus sollen zwei Treppen erreichbar sein, von denen die eine nicht mehr als 30 m entfernt sein soll. Als zweite Treppe darf mit Genehmigung der Baupolizei eine Nottreppe angelegt werden.

Alle Stützen aus Flußstahl sind in Geschoßbauten feuerbeständig zu ummanteln, Decken und Dächer müssen mindestens feuerhemmend eingedeckt sein.

c) Feuerbekämpfung.

Das übliche Mittel zur Bekämpfung eines ausgebrochenen Feuers ist Wasser, das der Druckleitung an besonders bezeichneten Zapfstellen entnommen wird. Hier sollen auch genügend lange Schläuche bereit gestellt sein. Diese Entnahmestellen dürfen niemals verstellt oder belegt werden. Die auf dem Lagerplatz und Hof befindlichen Zapfstellen (meist Unterflurhydranten) sind vor dem Einfrieren und dem Vereisen zu schützen. Bei hohen Geschoßbauten sind Hochbehälter vorzusehen.

Für die erste Feuerbekämpfung und zur Löschung kleiner Brände dienen Handfeuerlöschgeräte (z. B. Minimax), d. s. chemische Löscher, die durch einfache Handbetätigung, z. B. Schlag auf einen Knopf, in Tätigkeit treten (Treibstoff: Bikarbonat und Kohlensäure oder Tetrachlorkohlenstoff).

Während man für ausgedehntere Betriebe Werkfeuerwehren einrichtet, hilft man sich bei kleineren, aber gefährdeten Werken (z. B. Getreidemühlen)

durch selbsttätige Feuermelder oder Feuerlöschanlagen. Durch die selbsttätigen Feuermelder, die im Werk verteilt sind, soll ein Brand rechtzeitig gemeldet werden. Sie setzen eine Alarmglocke in Tätigkeit, wenn durch die Erwärmung und die Ausdehnung eines Metallstückes der elektrische Stromkreis geschlossen wird. Gleichzeitig zeigt eine fallende Klappe den Gefahrenort an.

Selbsttätige Feuerlöscher, sog. Sprinkleranlagen, bestehen aus einem Rohrsystem, das in die Decke eingelegt ist. Jedes Rohr endet in einer Brause, die aus der Decke heraustritt. Die Brausen treten in Tätigkeit, sobald sie über 70° erwärmt werden. Dadurch schmilzt nämlich eine Stütze aus Kadmium oder Wismut, die eine Glaskugel gegen den Wasserdruck hält, und wirft die Verschlusskugel heraus. Der Abstand der Feuerlöschbrausen voneinander wird nach dem Wirkungsbereich gewählt. Bei einer Höhe von 4—5 m beträgt der Abstand 3—4 m. Das Öffnen einer Brause betätigt zu gleicher Zeit eine Alarmglocke und benachrichtigt auch bei entsprechender Einrichtung die Feuerwehr. Zur größeren Sicherheit soll eine Sprinkleranlage an zwei Wasserlieferungsquellen angeschlossen sein. Eine von beiden muß unerschöpflich sein, z. B. das Wasserleitungsnetz, dessen Druck bei höheren Geschoßbauten durch eine Pumpe verstärkt wird. Die andere kann ein Hochbehälter sein (20 m³ für 150 Brausen).

Die Sprinkleranlagen haben den Nachteil, daß sie sich manchmal an einer heißen Betriebsstelle in Tätigkeit setzen, ohne daß Feuergefahr vorliegt. Das Wasser richtet dann Schaden an, wenn nicht die sofortige Abstellung erfolgt.

6. Einrichtung der Werkstätten.

Bei jeder Neuanlage von Fabriken spielt die Anordnung der Arbeitsplätze eine große Rolle. Die Eigenart jeder Werkstatt muß bei dem Entwurf berücksichtigt werden. Die Bauform soll weitgehend den Betriebsbedingungen angepaßt sein. Die gute Zusammenarbeit zwischen dem Betriebsleiter, der später in der Werkstatt arbeiten soll, und dem Baufachmann ist hier unbedingt notwendig. Im folgenden soll die Anordnung von einigen Werkstätten gestreift werden.

a) Gießerei.

Die Metallgießereien erfordern gewöhnlich eine geringe Arbeitsfläche in einer Fabrik, weil der Bedarf an Gelbmetallen verhältnismäßig klein ist. Für Eisengießereien sind größere Ausmaße nötig. Abb. 170 zeigt eine in einer dreischiffigen Halle untergebrachte Eisengießerei. Der Arbeitsvorgang einer Gießerei läßt sich in vier Teile zerlegen: Formen, Einschmelzen, Gießen und Putzen. Daraus ergibt sich folgende Raumaufteilung:

Formerei, Hand- und Maschinenformerei, für große Gußteile sind Gießgruben notwendig.

Kernmacherei.

Trockenkammern, durch offene Koksfeuer oder mit Gas geheizt.

Raum für Sandaufbereitung, für das Mahlen, Mischen und Trocknen des Formstoffes, bestehend aus Sand, Lehm, Kohle usw.

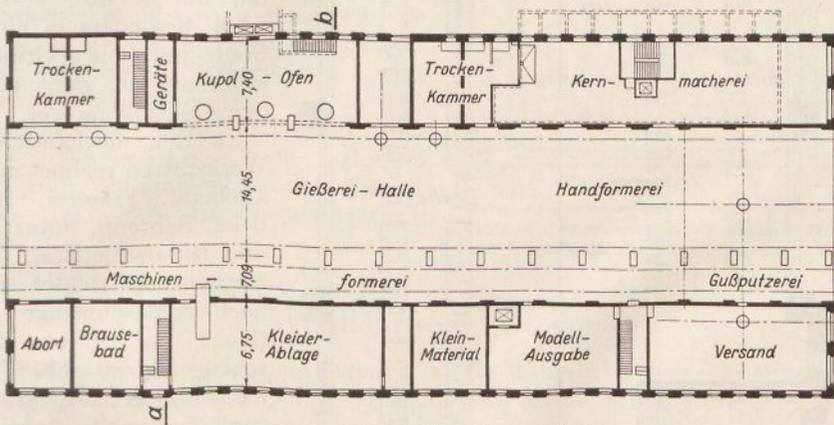
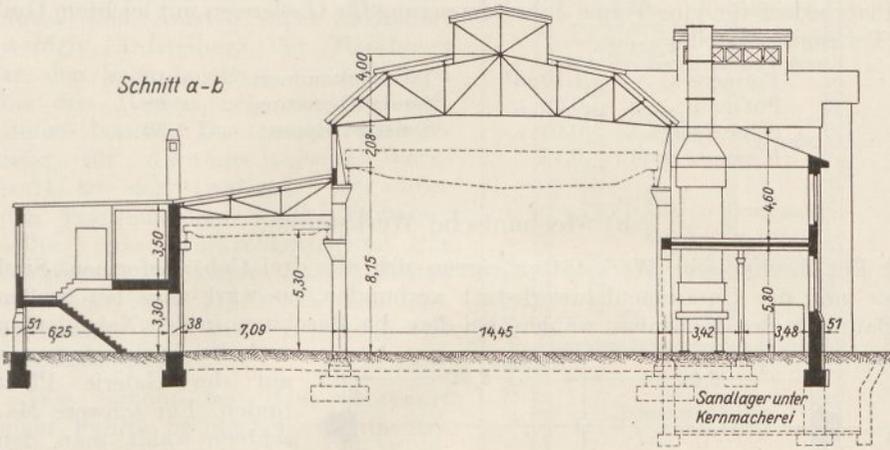


Abb. 170. Dreischiffige Halle für eine Gießerei.

Raum für Kupolöfen, Siemens-Martinöfen oder Gießbirnen zum Verflüssigen des Schmelzgutes. Lagerung des Schmelzgutes in Nebenanlagen.

Putzerei zum Entfernen von Eingüssen, Sand und Graten mittels Druckluftwerkzeugen, Sandstrahlgebläsen und Scheuertrommeln.

Raum für Maschinen, z. B. Gebläse und Kompressoren zur Druckluftherzeugung, wenn diese nicht einheitlich für die Fabrik hergestellt wird.

Das Modellager soll in der Nähe der Gießerei liegen. Zu empfehlen ist eine Modellausgabe in einem Nebenraum der Gießerei.

Als Gebäudeform wählt man fast immer den Hallenbau. Der Flächenbedarf läßt sich einer Tafel von Munk-Hamburg, Bodenbedarf moderner Graugießereien, Stahl und Eisen 1912, S. 2157, entnehmen. Danach beträgt der Platzbedarf für eine Tonne Jahreserzeugung für Gießereien mit leichtem Guß (Transmissionsteile)

Formerei	1,10 m ²	Trockenkammern	0,10 m ²
Putzerei	0,20 „	Sandaufbereitung	0,08 „
Schmelzerei	0,08 „	Sonstige Räume	1,30 „
Kernmacherei	0,15 „		

b) Mechanische Werkstätten.

Für mechanische Werkstätten eignen sich alle drei Gebäudeformen. Sind sie mit der Zusammenbauwerkstatt verbunden, so wird man bei großen Bauteilen den Hallenbau wählen, bei dem die Maschinen in den Nebenhallen

und die leichteren auch auf der Galerie Platz finden. Für schwere Maschinen wählt man den Flachbau. Für Werkstätten mit leichtem Betrieb, besonders in einer Stadt mit hohen Grundstückspreisen, zieht man den Geschößbau vor.

Zu den mechanischen Werkstätten rechnet man Dreherei, Fräserei, Hobelei, Bohrerei, Stanzerei und Rundschleiferei. Der Raumbedarf richtet sich nach der Maschinengrundfläche, zu der ein Zuschlag von 80—130% je nach der Art der Arbeit für Zugänge, Arbeitsplätze und zum Abstellen von Werkstücken zu machen ist. Entscheidend für die Aufstellung der Werkzeugmaschinen wird die Wahl des Antriebes sein, d. h. ob man sich für Sammelantrieb durch eine gemeinsame Transmission, für Gruppen- oder Einzelantrieb entscheidet. Die Befestigung

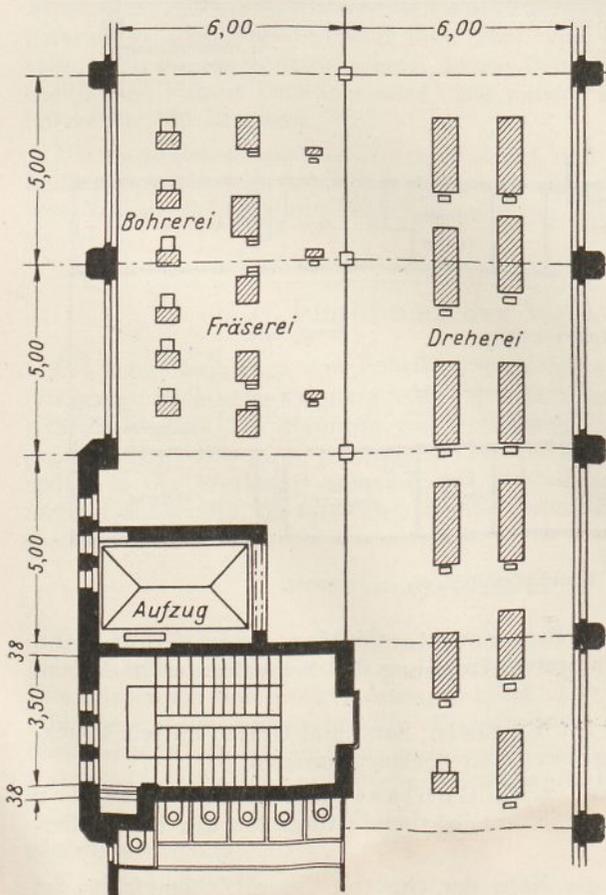


Abb. 171. Mechanische Werkstatt in einem Geschößbau.

der Transmissionswellen geschieht an Decken, Wänden oder Stützen. Die Beleuchtung des Arbeitsplatzes darf durch den Antrieb nicht behindert werden (Aufstellung der Maschinen an den Seitenfenstern, wo sich zwei bis drei Reihen nebeneinander aufstellen lassen). Das geeignete Hebezeug für die mechanische Werkstatt ist der Laufkran, der über den Transmissionen läuft. Trotzdem sollte jede Werkzeugmaschine für schwerere Teile eine Handlaufkatze erhalten. Abb. 171 stellt eine mechanische Werkstatt in einem Geschoßbau dar.

Wie schon bei dem Entwurf einer Fabrik besprochen, ist die Anordnung der Maschinen in der Werkstatt nach dem Arbeitsgang des Werkstückes ebenso wichtig wie die Stellung der Gebäude in der Fabrik. Der geringste Transportweg wird durch den Gleichstrom (S. 81) erreicht. In Abb. 172 ist der Weg des Werkstückes vom Rohteil bis zum Zusammenbau der Einzelteile in einer Kleinhebezeugfabrik gezeigt.

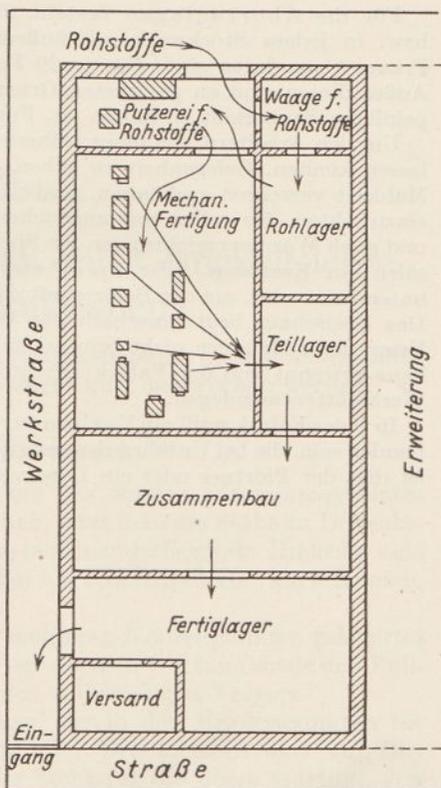


Abb. 172. Arbeitsgang der Werkstücke in einer Fabrik für Kleinhebezeuge.

7. Wohlfahrtseinrichtungen.

Zu den Wohlfahrtseinrichtungen, d. s. die Räumlichkeiten, die außer dem Arbeitsplatz dem Arbeiter zur Verfügung zu stellen sind, gehören Kleiderablagen, Wascheinrichtungen, Speiseräume und Abortanlagen.

Zum Wechseln der Straßen- mit der Arbeitskleidung dienen die Kleiderablagen, die zwischen Werkstatt und Fabrikeingang liegen. In manchen Betrieben ist eine allgemeine Kleiderablage, nach Geschlechtern getrennt, vorhanden, während man auch vielfach für jede Werkstatt eine eigene findet. Jeder Arbeiter erhält einen verschließbaren Schrank, in dem er seine Kleidung und seinen Mundvorrat ablegen kann. Während der Arbeitszeiten bleiben die Umkleieräume geschlossen.

Nach den allgemeinen Vorschriften sind an zugfreien, hellen Orten, möglichst in der Nähe der Arbeitsstellen, Wascheinrichtungen zur Körperreinigung (für die Geschlechter getrennt) einzurichten. Für je 5 (in schmutzigen Betrieben 3) Arbeiter ist ein Waschbecken vorzusehen. In besonders schmutzigen Werkstätten, in denen die Reinigung des Oberkörpers nicht ausreicht, sind Brausebäder, für je 20 Personen mindestens eine Zelle, mit warmem Wasser anzuordnen.

Für die Abortanlagen besteht die Vorschrift, daß sie in jeder Werkstatt bzw. in jedem Stockwerk mit äußeren Anschriften „Für Männer“ oder „Für Frauen“ anzulegen sind. Für je 20 Personen wird mindestens ein Sitz verlangt. Außer diesen sind an geeigneten Orten Pissoire einzurichten, bei denen auch auf peinliche Sauberkeit zu halten ist. Für gute Entlüftung ist zu sorgen.

Um den Arbeitern, die meist während der Mittagspausen den Betrieb nicht verlassen können, Gelegenheit zu geben, an einer sauberen Stelle die mitgebrachte Mahlzeit verzehren zu können, sind nach Geschlechtern getrennte Speiseräume einzurichten. Sie sollen mit ausreichender Anzahl von Plätzen ausgestattet sein und auch Wärmeverrichtungen für Speisen besitzen. Gewöhnlich ist in den Speisesälen ein Kantinen- oder Speisebetrieb vorhanden, der von der Fabrikleitung unterstützt wird, um der Belegschaft ein gutes, billiges Mittagessen zu ermöglichen. Das Speisehaus liegt innerhalb des Werkes, wenn die Frauen der Arbeiter das Essen ihren Männern nicht bringen dürfen. Im anderen Fall wird man das Speisehaus getrennt von der Fabrik errichten. Trinkwasserzapfhähne sind auch in den Werkstätten anzulegen.

In jeder Fabrik muß ein **Verbandsraum** (Verbandskasten) und eine Person vorhanden sein, die bei Unfällen den ersten Verband sachgemäß anlegen kann. Meistens ist dies der Pfortner oder ein Lagerverwalter.

B. Stahlbau.

I. Grundlagen aus der Statik und Festigkeitslehre der Baukonstruktionen.

Die Grundgesetze aus der Statik und Festigkeitslehre werden als bekannt vorausgesetzt. Hier sollen einige Sondergebiete kurz besprochen werden.

1. Das ebene Fachwerk.

Unter einem Fachwerk versteht man ein aus Stäben zusammengesetztes Gitterwerk. Um es unverschiebbar zu machen, setzt man die Stäbe zu Dreiecksverbänden so zusammen, daß je zwei nebeneinanderliegende Dreiecke eine Seite gemeinsam haben. Die Ecken werden als Knotenpunkte, kurz Knoten, bezeichnet.

Ein Fachwerkträger ist ein in zwei oder mehreren Knotenpunkten gelagertes Fachwerk. Er besteht aus der oberen und der unteren Gurtung sowie den Füllstäben. Letztere ersetzen das Stegblech des vollwandigen Trägers.

Im allgemeinen wird ein Fachwerkträger nur in den Knotenpunkten belastet, damit die Fachwerkstäbe auf Zug oder Druck, nicht aber auf Biegung beansprucht werden. Dies gilt aber nicht für die obere Gurtung von Kranfahrbahnen sowie für alle Fachwerkträger, die unter der unmittelbaren Einwirkung wandernder Lasten stehen.

Fachwerke aus Dreiecksverbänden, die bei n Knotenpunkten ($2n - 3$) Stäbe haben, sind statisch bestimmt. Die Stabkräfte können zeichnerisch durch den Cremonasche Kräfteplan oder das Culmannsche Verfahren, ferner rechnerisch nach dem Ritterschen Schnittverfahren bestimmt werden. Allerdings wäre für diese Kräftebestimmung Voraussetzung, daß alle Stäbe gelenkig zusammengefügt sind, denn bei starrer Verbindung treten unter dem Einfluß der Belastung Verschiebungen der Knotenpunkte auf, durch die Biegebungsbeanspruchungen entstehen. Diese sind aber so gering, daß sie vernachlässigt werden dürfen.

2. Der Cremonasche Kräfteplan.

An jedem Knotenpunkt eines Fachwerkträgers ist Gleichgewicht, also lassen sich die an ihm auftretenden Kräfte zu einem geschlossenen Kräftezug zusammensetzen. Der Cremonasche Kräfteplan besteht nur aus einer Aneinanderreihung der zu allen Knotenpunkten gehörigen Kräftepläne zu einem einzigen.

Zunächst ist Größe und Richtung der Auflagerdrücke festzustellen, was rechnerisch oder zeichnerisch geschehen kann.

Für das Fachwerknetz wird ein Längenmaßstab, für den Kräfteplan ein Kräftemaßstab (z. B. 1 cm = 1 t) gewählt.

Bei symmetrischen Trägern mit gleichmäßig verteilter Belastung braucht nur die Hälfte des Cremonaschen Kräfteplanes gezeichnet zu werden.

Es ist zweckmäßig, vor Aufzeichnen des Kräfteplanes festzustellen, ob und welche Stäbe spannungslos sind. Hierfür gelten folgende Regeln:

1. Wenn in einem unbelasteten Knotenpunkte nur 2 Stäbe zusammentreffen, so sind beide Stäbe spannungslos.

In Abb. 173a sind Stab O_1 und V_1 spannungslos, da im unbelasteten Knotenpunkte I nur 2 Stäbe zusammentreffen. Der Träger kann deshalb auch nach Abb. 173b ausgeführt werden.

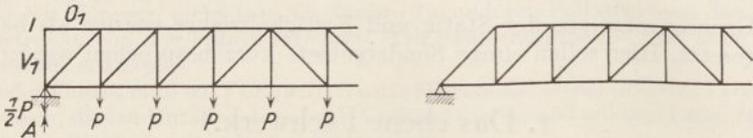


Abb. 173a u. b. Parallelträger mit steigenden Schrägstäben.

2. Wenn in einem unbelasteten Knotenpunkte 3 Stäbe zusammentreffen, von denen 2 in einer Geraden liegen, so ist der dritte spannungslos.

Wäre z. B. in Abb. 175 Knotenpunkt II nicht durch P belastet, so würde Stab D_1 spannungslos sein, da die Stäbe O_1 und O_2 in eine Richtung fallen. Beim Aufzeichnen des Kräfteplans würde Stab D_1 nicht erscheinen.

3. Wenn in einem belasteten Knotenpunkt aus 2 Stäben die Belastung in Richtung eines Stabes fällt, so ist der andere Stab spannungslos.

In Abb. 174a ist der aus 2 Stäben bestehende Knotenpunkt I durch den Auflagerdruck A belastet. Da A mit Stab V_1 in eine Richtung fällt, ist Stab U_1 spannungslos. Der Träger könnte auch nach Abb. 174b ausgeführt werden.

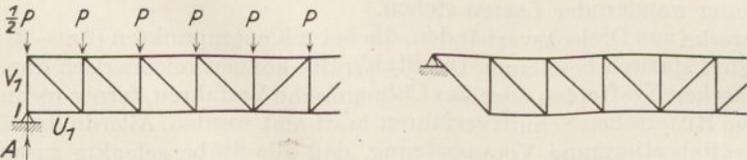


Abb. 174a u. b. Parallelträger mit fallenden Schrägstäben.

Beim Aufzeichnen des Cremonaschen Kräfteplanes beginnt man mit einem Knotenpunkt, an dem nicht mehr als 2 unbekannte Stabkräfte vorhanden sind, was auch für die folgenden Knotenpunkte Bedingung ist.

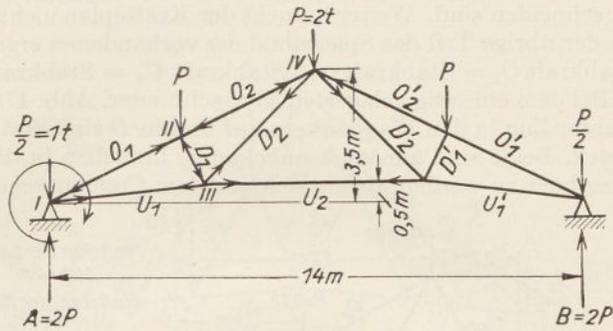
In Abb. 175 ist für einen Dachbinder mit senkrechten Lasten der Cremonasche Kräfteplan gezeichnet. Der Auflagerdruck beträgt $A = B = 2P$, oder mit $P = 2t$:

$$A = B = 4t.$$

Man fängt mit Knotenpunkt I an, indem durch einen kreisförmig geführten Schnitt erst die bekannten Kräfte $A = 4t$, Knotenpunktlast $\frac{P}{2} = 1t$, dann

die unbekannten Stabkräfte O_1 und U_1 geschnitten werden. Im Kräfteplan ist der Anfang jedes Kräftezuges durch einen kleinen Kreis mit der Nummer des Knotenpunktes gekennzeichnet.

Jeder Kräftezug muß ein in sich geschlossenes Linienzug ergeben. Man wiederholt im allgemeinen für jeden Cremonaschen Kräfteplan dasselbe Bindernetz¹⁾ und trägt die sich aus dem Kräftezug ergebende Richtung der Kraft in das Netz ein, wobei zu beachten ist, daß ein auf den Knotenpunkt hinziehender Pfeil eine Druckkraft, ein vom Knotenpunkt wegziehender Pfeil eine Zugkraft bedeutet. Im Kräfteplan selbst sind die Pfeile nicht eingezeichnet, sondern die Zugkräfte durch +,



Maßstab der Längen: 1cm = 2m
Maßstab der Kräfte: 1cm = 1t

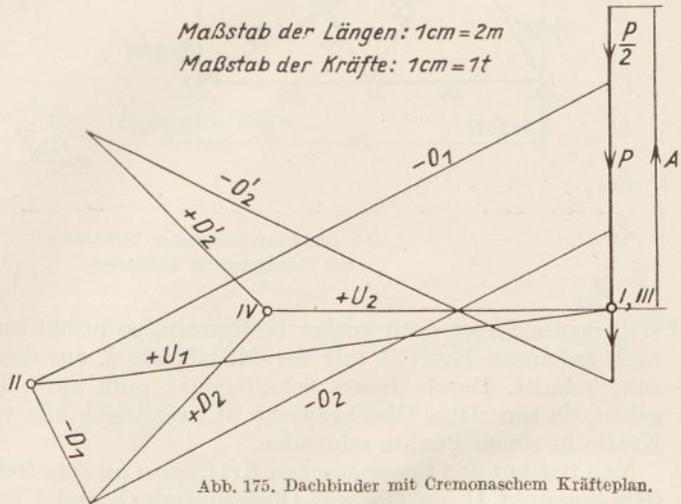
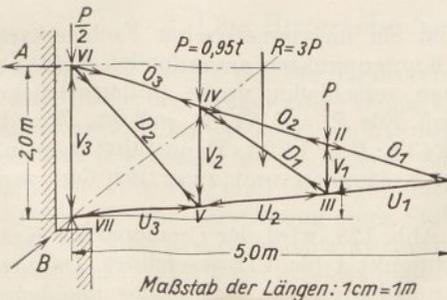
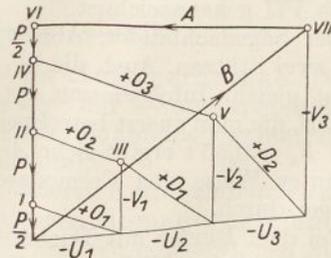


Abb. 175. Dachbinder mit Cremonaschem Kräfteplan.



Maßstab der Längen: 1cm = 1m



Maßstab der Kräfte: 1cm = 1t

Abb. 176. Vordachbinder mit Cremonaschem Kräfteplan.

1) Z. B. wenn für ein Bindernetz Cremonasche Kräftepläne für senkrechte Lasten und für Windkräfte gezeichnet werden müssen.

die Druckkräfte durch — gekennzeichnet. Es folgen nun die Knotenpunkte II — IV, wobei stets erst die bekannten, dann die unbekanntenen Kräfte zu schneiden sind. Weiter braucht der Kräfteplan nicht gezeichnet zu werden, da der übrige Teil das Spiegelbild des vorhandenen ergeben würde. Es ist also Stabkraft $O_1 =$ Stabkraft O_1' , Stabkraft $U_1 =$ Stabkraft U_1' usw.

Bei dem einseitig gelagerten Vordachbinder, Abb. 176, tritt in A ein waagerechter Zug in den Wandankern auf und in B ein schräg gerichteter Auflagerdruck. Beide sind zunächst unbekannt, brauchen in diesem Falle auch nicht berechnet zu werden, da sie sich aus dem Cremonaschen Kräfteplan ergeben.

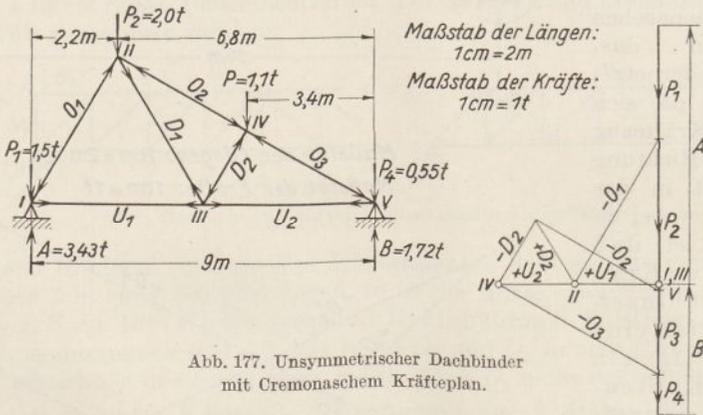


Abb. 177. Unsymmetrischer Dachbinder mit Cremonaschem Kräfteplan.

Will man sie aber doch vorher bestimmen, so bringt man die der Richtung nach bekannte Kraft A mit der Mittelkraft R aus den senkrechten Lasten zum Schnitt. Durch diesen Schnittpunkt muß auch der Auflagerdruck B gehen, da nur dann Gleichgewicht ist, wenn sich alle vorhandenen äußeren Kräfte in einem Punkte schneiden.

Man beginnt den Cremonaschen Kräfteplan an dem freien Ende des Trägers (Knotenpunkt I), da hier nur Obergurtstab O_1 und Untergurtstab U_1 unbekannt sind. Die Reihenfolge der weiteren Kräftepläne ist durch ihre Nummern I bis VII gekennzeichnet.

Der Sägedachbinder, Abb. 177, ist ein unsymmetrischer Fachwerkträger auf zwei Stützen. Auch die in den Knotenpunkten angreifenden Kräfte sind nicht gleich. Infolgedessen entstehen verschieden große Auflagerdrücke A und B , die man zuerst berechnen muß. Für $P_1 = 1,5 \text{ t}$, $P_2 = 2,0 \text{ t}$, $P_3 = 1,1 \text{ t}$ und $P_4 = 0,55 \text{ t}$ ergibt sich: $A = 3,43 \text{ t}$, $B = 1,72 \text{ t}$. Dann führt man in gewohnter Weise den Cremonaschen Kräfteplan und zwar für den ganzen Träger durch.

Bei dem Binder mit Dachreiter, Abb. 178, wird der Cremonasche Kräfteplan in üblicher Weise vom Knotenpunkt I bis VII gezeichnet. Dann aber muß man, um nicht mehr als zwei unbekanntene Stabkräfte zu schneiden, auf Knotenpunkt VIII, den Firstknotenpunkt, übergehen. Stab O_6 und O_6' sind spannungslos, die Dachlast P_6 nehmen die Stäbe D_5 und D_5' auf, so daß nur diese unbekannt sind. Auch hier braucht nur der halbe Cremonasche Kräfteplan gezeichnet zu werden. Die Spannweite des Binders beträgt 22,5 m. Die

Dachlasten sind: $P_0 = 0,7\text{ t}$, $P_1 = P_2 = P_3 = 1,4\text{ t}$, $P_4 = 1,9\text{ t}$, $P_5 = 0,55\text{ t}$ und $P_6 = 1,1\text{ t}$. Auflagerdrücke: $A = B = 7,35\text{ t}$.

Kommt man beim Aufzeichnen des Cremonaschen

Kräfteplanes auf einen Knotenpunkt, an dem 3 Stabkräfte unbekannt sind, so kann man sich bisweilen dadurch helfen, daß man eine Stabkraft nach dem Ritterschen Schnittverfahren (s. u.) berechnet und dann diesen Stab als bekannt in den Kräfteplan einfügt, oder indem man bei unsymmetrischen Trägern von der anderen Seite anfängt, oder auch, indem man ein kleines Zwischenfachwerk herausnimmt und für sich behandelt, um eine unbekannte Stabkraft zu bestimmen.

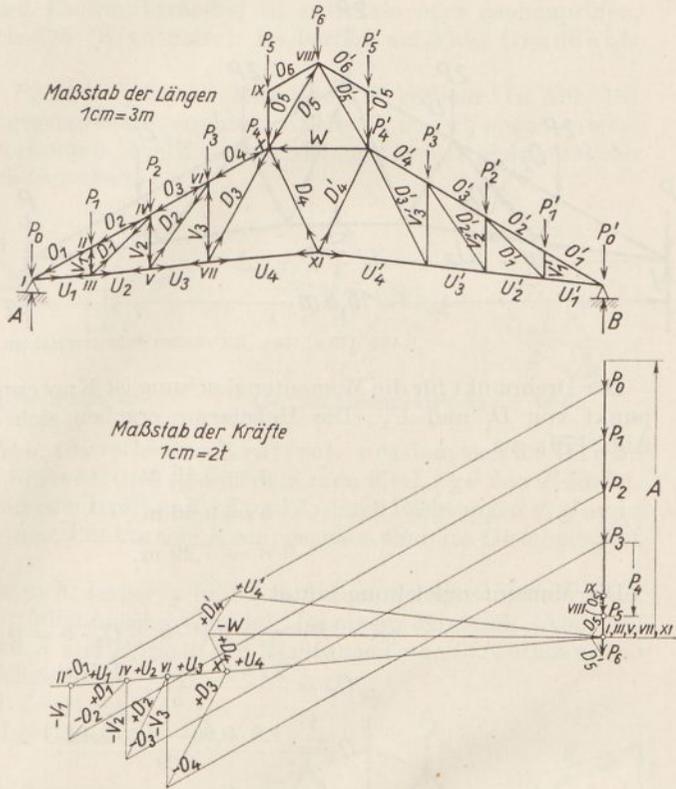


Abb. 178. Binder mit Dachreiter und Cremonaschem Kräfteplan.

3. Das Rittersche Schnittverfahren.

Man beginnt wieder mit der Ermittlung der Auflagerdrücke. Dann legt man durch den Träger einen Schnitt, der aber nur 3 Stäbe treffen darf. An den Schnittstellen werden Zugkräfte durch Pfeile, die aufeinander hinzeigen, angedeutet (als Ersatz für die inneren Spannkkräfte).

An jedem Trägerteil muß Gleichgewicht der äußeren Kräfte vorhanden sein. Man stellt nun zur Berechnung einer Stabkraft eine Momentengleichung auf, für die man den Schnittpunkt der beiden anderen geschnittenen Stäbe als Drehpunkt wählt. Man erreicht dadurch, daß nur eine unbekannte Stabkraft in der Momentengleichung erscheint. Diese Gleichung kann für den Trägerteil rechts oder links vom Schnitt aufgestellt werden. Man wähle stets diejenige Seite, an der möglichst wenig äußere Kräfte wirken. Ist das Ergebnis der Rechnung positiv, so herrscht in dem Stabe Zug, ist es negativ, so herrscht Druck.

Bei dem in Abb. 179 gezeigten Träger soll die Stabkraft O_2 berechnet werden. Es sei $P = 0,9 \text{ t}$, also $2P = 1,8 \text{ t}$ und $A = B = 6P = 5,4 \text{ t}$.

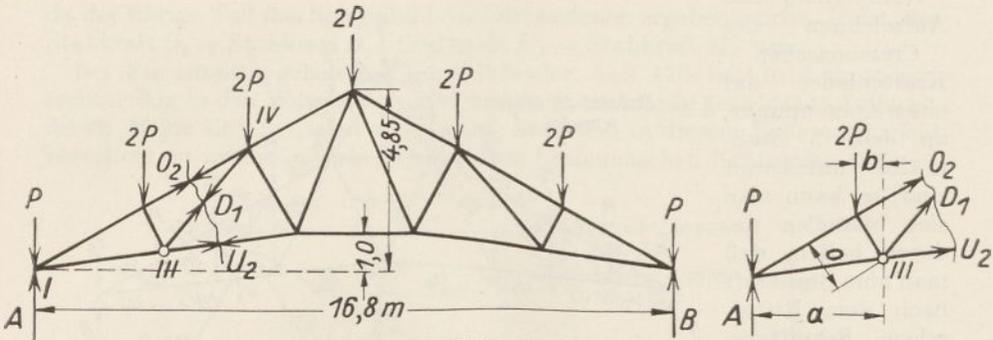


Abb. 179 u. 179a. Rittersches Schnittverfahren.

Der Drehpunkt für die Momentengleichung ist Knotenpunkt III, der Schnittpunkt von D_1 und U_2 . Die Hebelarme ergeben sich durch Abmessen aus Abb. 179a zu

$$a = 3,46 \text{ m}$$

$$b = 0,66 \text{ m}$$

$$o = 1,29 \text{ m.}$$

Die Momentengleichung lautet

$$(A - P) \cdot a - 2P \cdot b + O_2 \cdot o = 0$$

$$O_2 = \frac{2P \cdot b - (A - P) \cdot a}{o}$$

$$O_2 = \frac{1,8 \cdot 0,66 - 4,5 \cdot 3,46}{1,29}$$

$$O_2 = -11,15 \text{ t.}$$

O_2 ist also eine Druckkraft.

Für D_1 liegt der Drehpunkt für die Momentengleichung im Knotenpunkt I, für U_2 im Knotenpunkt IV.

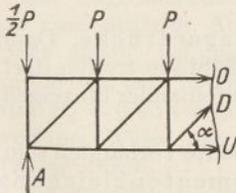


Abb. 180.
Ermittlung der Stabkraft D beim Parallelträger.

Beim Parallelträger (Abb. 180) läßt sich zur Berechnung der Schrägen D keine Rittersche Momentengleichung aufstellen, da die beiden mitgeschnittenen Stäbe O und U als Parallele keinen Schnittpunkt ergeben.

Man benutzt hier die Gleichgewichtsbedingung: Summe aller senkrechten Kräfte = 0.

An der Schnittstelle sind nur zwei senkrechte Kräfte vorhanden: Die Querkraft $Q = A - 2,5P$ und $D \cdot \sin \alpha$ als senkrechte Teilkraft von D . Also gilt

$$Q + D \cdot \sin \alpha = 0$$

$$D = -\frac{Q}{\sin \alpha}.$$

4. Das Culmannsche Verfahren.

Das Culmannsche Verfahren eignet sich dazu, die Spannungen einzelner Stäbe (nicht des ganzen Fachwerkträgers) zu ermitteln oder nachzuprüfen, besonders bei Wanderlasten (Kranträger). Es beruht auf zwei Grundaufgaben, nämlich:

a) Zu zwei Kräften P_1 und P_2 ist die Mittelkraft R gesucht. In Abb. 181 sind zwei parallele, entgegengesetzt gerichtete Kräfte P_1 und P_2 angenommen, da dieser Fall häufig vorkommt. Die Zusammensetzung zweier nichtparalleler Kräfte bietet keine Schwierigkeit.

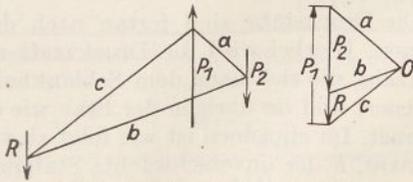


Abb. 181. Ermittlung der Mittelkraft.

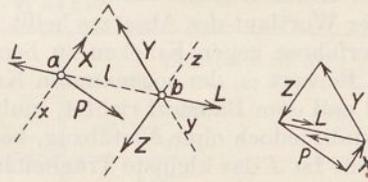


Abb. 182. Zusammensetzung der Kräfte.

Man zeichnet nach Abb. 181 rechts ein Krafteck, aus dem sich die Größe von R ergibt, und ein Seileck (links), aus dem man die Lage von R findet.

b) Eine Kraft P ist mit drei Kräften X , Y und Z , deren Richtungen x , y und z (die sich aber nicht in einem Punkte schneiden) gegeben sind, ins Gleichgewicht zu bringen (Abb. 182).

Man bringt P mit x in a , ferner y und z in b zum Schnitt und zieht die Krafttrichtung $ab = l$ (Culmannsche Gerade). In einem Krafteck (Abb. 182 rechts) bringt man P mit X und L , die in den Richtungen x und l (Culmannsche Gerade) liegen, ins Gleichgewicht, ebenso L mit Y und Z . Dann ist P mit X , Y und Z im Gleichgewicht.

Abb. 183 zeigt die Anwendung der Grundaufgaben im Culmannschen Verfahren. Die drei Stabkräfte O , D und U sind zu bestimmen. Man setzt die am Trägerteil links vom Schnitt wirkenden äußeren Kräfte A und P_1 in Abb. 183 rechts nach Grundaufgabe a) zur Mittelkraft R zusammen.¹⁾ Nun verbindet man den Schnittpunkt von R und U mit dem Schnittpunkt von O und D (Culmannsche Gerade l ; Abb. 183 links).

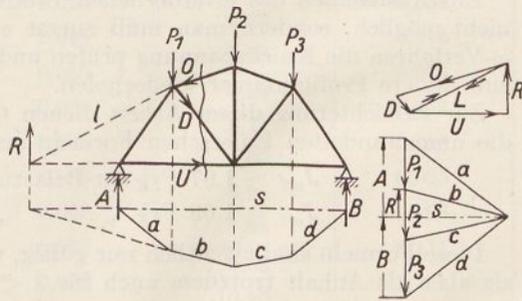


Abb. 183. Culmannsches Verfahren.

In einem besonderen Kräftezug, der der Deutlichkeit wegen im doppelten Maßstabe gezeichnet ist (Abb. 183 rechts oben), setzt man R mit U und L , ferner L mit O und D zusammen und erhält damit die Größe von O , D und U . Die Pfeile des Umfassungssinnes, in das Bindernetz übertragen, ergeben $O = \text{Druck-}$, $D = \text{Zug-}$ und $U = \text{Zugkraft}$.

1) Der Vollständigkeit wegen ist das ganze Kraft- und Seileck gezeichnet.

5. Das ω -Verfahren.

a) Mittiger Kraftangriff.

Im Maschinenbau werden auf Knicken beanspruchte Teile nach den Eulerschen Formeln berechnet. Da aber diese Formeln nur für schlanke Stäbe, deren Schlankheitsgrad (s. S. 115) größer als 100 ist, gelten, so werden im Stahlbau gedrückte Stäbe aus Flußstahl durch Erlaß vom 25. Februar 1925¹⁾, Absatz C II nach dem ω -Verfahren berechnet (oder wie es richtiger heißen müßte: bei Druckstäben ist nach dem ω -Verfahren nachzuweisen, daß sie gegen Knicken sicher sind).

Der Wortlaut des Absatzes heißt: „Die Druckstäbe sind fortan nach dem ω -Verfahren gegen Knicken zu berechnen. Hierbei wird die Druckkraft mit dem Beiwert ω , der sogenannten Knickzahl, die sich nach dem Schlankheitsgrad und dem Baustoff richtet, multipliziert und im übrigen der Stab wie ein Zugstab, jedoch ohne Nietabzug, berechnet. Im einzelnen ist wie folgt zu verfahren: Ist J das kleinste Trägheitsmoment, F der unverschwächte Stabquerschnitt, $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ der Trägheitshalbmesser, so wird zunächst der Schlankheits-

grad $\lambda = \frac{s_K}{i}$ ermittelt und für diesen und den fraglichen Baustoff in der folgenden Tafel die Knickzahl ω aufgesucht und näher festgestellt. Mit dieser wird die errechnete Druckkraft multipliziert und das Produkt $P \cdot \omega$ durch den gewählten Stabquerschnitt F dividiert. Der erhaltene Wert $\frac{P \cdot \omega}{F}$ darf nicht größer als die vorgeschriebene Beanspruchung σ_{zul} für den betreffenden Belastungsfall und Baustoff sein.“

Ein Ausrechnen des erforderlichen Profils mit Hilfe des ω -Verfahrens ist nicht möglich, sondern man muß zuerst ein Profil wählen, dann nach dem ω -Verfahren die Knickspannung prüfen und gegebenenfalls die Rechnung für eine andere Profilnummer wiederholen.

Zur Erleichterung dieser Arbeit dienen Gebrauchsformeln, von denen die umgewandelten Eulerschen Formeln am brauchbarsten sind, und zwar:

$$J_{\text{erf}} = 1,97 P s_K^2 \text{ für Belastungsfall 1}^2)$$

$$J_{\text{erf}} = 1,69 P s_K^2 \text{ ,, ,, ,, 2.}$$

Diese Formeln sind eigentlich nur gültig, wenn $\lambda > 100$ ist. Man verwendet sie aber als Anhalt trotzdem auch für $\lambda < 100$, da sich andere Gebrauchsformeln nicht bewährt haben.

Hierin bedeutet:

$$J_{\text{erf}} = \text{erforderliches Trägheitsmoment in cm}^4,$$

$$P = \text{Belastung in t,}$$

$$s_K = \text{Knicklänge in m.}$$

1) Erlaß vom 25. Februar 1925 betr. Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Bauteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl sowie aus Gußeisen, Stahlguß (Stahlformguß) und geschmiedetem Stahl in Hochbauten.

2) S. S. 125.

Ferner kann man Tafeln benutzen (z. B. „Stahl im Hochbau“). Es sei auch hier auf die „Unoldschen Knicknomogramme für den Stahlbau“ (NBW-Verlag, Dipl.-Ing. Paul Leybold, Geißlingen, Württbg.) hingewiesen, mit denen man unmittelbar die erforderlichen Profile bestimmen kann.

Im Absatz C I 3 des genannten Erlasses steht: „Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$ als 150 sind unzulässig“, doch ist dieser Satz als zu weitgehend erkannt und wird auf Beschluß des Knickausschusses in folgenden umgewandelt werden: „Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad als

Tafel der ω -Werte.

Schlankheits- grad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Flußstahl St 37		Baustahl St 52	
	$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_d \text{ zul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$	$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_d \text{ zul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
0	1,00		1,00	
10	1,01	0,001	1,01	0,001
20	1,02	0,001	1,03	0,002
30	1,06	0,003	1,07	0,004
40	1,10	0,005	1,13	0,006
50	1,17	0,007	1,22	0,009
60	1,26	0,009		0,013
70	1,39	0,013	1,35	0,019
80	1,59	0,020	1,54	0,031
90	1,88	0,029	1,85	0,054
100	2,36	0,048	2,39	0,116
110	2,86	0,050	3,55	0,074
120	3,40	0,054	4,29	0,082
130	4,00	0,064	5,11	0,089
140	4,63	0,063	6,00	0,095
150	5,32	0,069	6,95	0,103
160	6,05	0,073	7,98	0,111
170	6,83	0,078	9,09	0,111
180	7,66	0,083	10,20	0,130
190	8,53	0,087	11,50	0,130
200	9,46	0,093	12,80	0,138
210	10,43	0,097	14,18	0,146
220	11,44	0,101	15,64	0,152
230	12,51	0,107	17,16	0,160
240	13,62	0,111	18,76	0,167
250	14,78	0,116	20,43	0,173
			22,16	

$\lambda = 250$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden.“ Für die Berechnung von Masten für Starkstromfreileitungen und für Kranbahnen gilt heute schon $\lambda \leq 250$.

Die Knickzahl ω stellt das Verhältnis $\sigma_{\text{zul}} : \sigma_{d\text{zul}}$, d. h. das Verhältnis zwischen der Zugspannung und der wirklichen zulässigen Druckspannung unter Berücksichtigung des Knickens dar.

Die Werte von ω für die verschiedenen Schlankheitsgrade sind aus der vorstehenden Tafel zu entnehmen.

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

b) Außermittiger Kraftangriff.

Bei Stäben, die nicht unerheblich außermittig beansprucht werden, darf die aus der Formel

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W}$$

errechnete Randspannung den entsprechenden Wert σ_{zul} nicht überschreiten. Die Momente M und das Widerstandsmoment W sind dabei auf den ungeschwächten Querschnitt zu beziehen.

Die Anwendung des ω -Verfahrens ist in den Abschnitten Fachwerkträger und Stützen erläutert.

6. Die Einflußlinien.

a) Allgemeines.

Die Ermittlung statischer Größen, wie Auflagerdrücke, Querkräfte, Biegemomente oder Stabkräfte für einen Träger ist bei ruhenden Lasten rechnerisch oder zeichnerisch einfach durchzuführen.

Für einen Träger mit wandernden Lasten werden die Ermittlungen der Größtwerte oft sehr umständlich und erfordern viel Zeichenarbeit, was ganz besonders für den Fachwerkträger gilt. Für ihn wird die Wirkung des Eigengewichtes oder sonstiger ruhender Lasten durch einen Cremonaschen Kräfteplan ermittelt, während die Wirkung der wandernden Lasten durch Einflußlinien festgestellt werden kann.

Die Einflußfläche ist von einem Linienzug begrenzt, der den Einfluß einer wandernden Last oder Lastengruppe auf eine der oben genannten statischen Größen darstellt. Dieser Einfluß wird als Ordinate η von einer Nulllinie aus angetragen. Die Verbindung der Endpunkte dieser Ordinaten ergibt die Einflußlinie. Die wandernde Last kann jedes beliebige Gewicht haben, man zeichnet aber die Einflußlinien im allgemeinen für eine Lasteinheit $P = 1 \text{ t}$. Zu beachten ist, daß η stets im Maßstab der gesuchten statischen Größe anzugeben ist.

Die Einflußlinien dienen ebenso wie das hier nicht besprochene Seileckverfahren zur Bestimmung statischer Größen. Ersteres ist vorzuziehen, wenn für wandernde Lasten die statische Größe an einer Meßstelle gefunden werden soll, letzteres, wenn für ruhende Lasten die statische Größe an beliebigen Stellen abgelesen werden soll.

In den folgenden Abschnitten ist nur der Träger auf zwei Stützen ohne Kragarme behandelt, um das Grundlegende der Einflußlinien zu zeigen. Ihre Anwendung wird besonders vorteilhaft bei Trägern auf mehr als zwei Stützen, bei Trägern mit Kragarmen und anderen größeren Bauwerken.

b) Der vollwandige Träger auf zwei Stützen.

α) Auflagerdrücke. Wandert eine Last $P = 1\text{ t}$ über einen Träger auf zwei Stützen (Abb. 184), so ist der Auflagerdruck $A = 1\text{ t}$, wenn P über A steht, und $A = 0$, wenn P über B steht. Dazwischen ändern sich die Werte geradlinig.

Man erhält demnach die A -Linie, wenn man an einer Waagerechten $A'B'$ als Grundlinie unter A' in einem beliebigen Maßstab 1 t als Senkrechte anträgt (in Abb. 184–188 ist $1\text{ t} = 0,8\text{ cm}$) und deren Endpunkt mit B' verbindet. Der Einfluß von P auf die Größe des Auflagerdruckes A in einer beliebigen Stellung wird durch die Ordinate η unter P dargestellt.

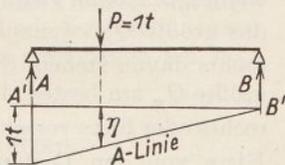


Abb. 184. A-Linie.

Die Einflußlinie für den Auflagerdruck B (B -Linie) wird sinngemäß in gleicher Weise gezeichnet (Abb. 185).

Wandert eine starr verbundene Lastengruppe P_1, P_2, P_3 über den Träger (Abb. 185), so ist ihr Einfluß auf den Auflagerdruck B

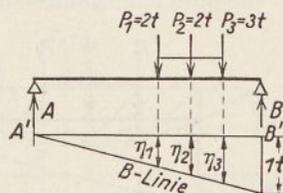


Abb. 185. B-Linie (Belastung durch eine Lastengruppe).

$$B = P_1 \cdot \eta_1 + P_2 \cdot \eta_2 + P_3 \cdot \eta_3.$$

Da $\eta_1 = 0,42 \cdot 1,25 = 0,525\text{ t}$, $\eta_2 = 0,68\text{ t}$, $\eta_3 = 0,83\text{ t}$, so wird

$$B = 2 \cdot 0,525 + 2 \cdot 0,68 + 3 \cdot 0,83$$

$$B = 4,9\text{ t}.$$

Das B_{\max} erhält man, wenn P_3 über B steht.

β) Querkräfte. Soll für einen Punkt R eines Trägers auf zwei Stützen die Querkraft unter dem Einfluß einer wandernden Last $P = 1\text{ t}$ bestimmt werden, so hat man zwei Laststellungen zu unterscheiden (Abb. 186):

Erste Laststellung. P steht zwischen R und B . Hierfür ist die Querkraft Q_R in R gleich dem Auflagerdruck A .

Zweite Laststellung. P steht zwischen R und A . Hierfür ist Q_R gleich dem negativen Auflagerdruck B .

Aus dieser Überlegung ergibt sich, daß bei Laststellung rechts von R die Einflußlinie (Q -Linie) gleich der A -Linie, links gleich der $-B$ -Linie ist. Man zeichnet die Q -Linie, indem man an $A'B'$ unter A' in einem beliebigen Maßstab 1 t anträgt, in B' ebenso 1 t nach

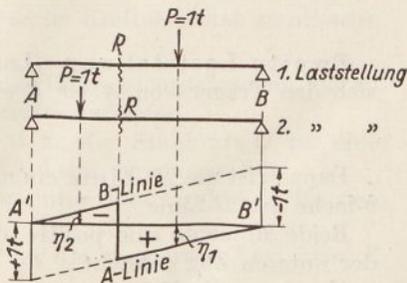


Abb. 186. Q-Linie.

oben und so die *A*- und *B*-Linie zeichnet. Unter dem Punkt *R* verbindet man beide Linien durch eine Senkrechte.

Somit ist die *Q*-Linie ein im Meßpunkt gebrochener Linienzug, der oberhalb der Grundlinie negative, unterhalb positive Einflüsse mißt.

Wandert wieder eine starr verbundene Lastengruppe, z. B. $P_1 - P_3$ in Abb. 187, über den Träger, so ist

$$Q_R = P_1 \cdot \eta_1 + P_2 \cdot \eta_2 + P_3 \cdot \eta_3,$$

wenn alle Lasten zwischen *R* und *B* stehen. Ist $P_1 = P_2 = P_3$, so erhält man das größte Q_R , wenn P_1 unter *R* und die beiden anderen Kräfte P_2 und P_3 rechts davon stehen. Sind P_1, P_2 und P_3 verschieden groß, so stellt man das größte Q_R am besten durch Versuche fest, indem man die Lastengruppe nach rechts oder links verschiebt und den Wert von Q_R für jede Stellung ausrechnet. Eine von den Lasten muß dabei immer über *R* stehen.

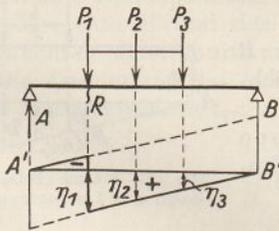


Abb. 187. *Q*-Linie
(Belastung durch eine Lastengruppe).

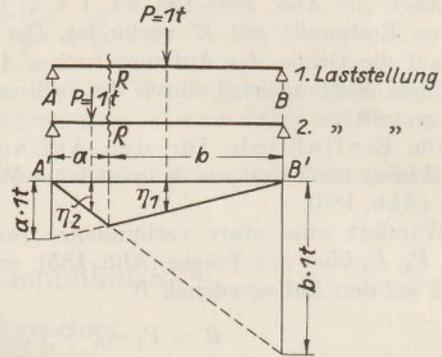


Abb. 188. *M*-Linie.

γ) Momente. Der Einfluß einer wandernden Last $P = 1\text{ t}$ auf die Größe des Biegemomentes im Punkte *R* ergibt sich aus folgender Betrachtung (Abb. 188):

Man unterscheidet wieder zwei Laststellungen (wie bei der *Q*-Linie).

Erste Laststellung. (Last *P* steht zwischen *B* und *R*.) Denkt man sich den Träger von *B* bis *R* eingespannt, so ist

$$M_R = A \cdot a.$$

Zweite Laststellung. (Last *P* steht zwischen *A* und *R*.) Denkt man sich den Träger von *A* bis *R* eingespannt, so ist

$$M_R = B \cdot b.$$

Danach ist die *M*-Linie einmal das *a*-fache der *A*-Linie, das andere Mal das *b*-fache der *B*-Linie.

Beide Momente sind positiv, da durch beide in der oberen Faser Druck, in der unteren Zug entsteht.

Man kann die *M*-Linie so zeichnen, daß man beim Kräftemaßstab $1\text{ t} = 1\text{ cm}$ in *A'* die Strecke *a* und in *B'* die Strecke *b* senkrecht abwärts anträgt. Verbindet man die Endpunkte dieser Senkrechten mit *A'* bzw. *B'*, so entsteht die *M*-Linie als gebrochener Linienzug mit dem Knick unter *R*.

Einfacher ist folgende Konstruktion:

Man trägt wie vorher $a \cdot 1t$ unter A' an, verbindet den Endpunkt mit B' und lotet Punkt R auf die entstandene schräge Linie herunter. Verbindet man den so gefundenen Punkt mit A' , so ist die M -Linie gezeichnet.

Das Moment in R durch eine Lastengruppe ist

$$M_R = P_1 \cdot \eta_1 + P_2 \cdot \eta_2 + P_3 \cdot \eta_3 + \dots,$$

wobei η in kgem zu bestimmen ist.

M_{\max} findet man am einfachsten wieder durch Versuche. Man zeichnet die Lastengruppe zweckmäßig auf einen Papierstreifen und verschiebt diesen, wobei jedesmal die Größe der Ordinaten η festgestellt wird. Auch bei M_{\max} muß eine von den Lasten unter R stehen.

c) Der Fachwerkträger auf zwei Stützen.

α) Obergurtstäbe (O -Linie). Führt man einen Ritterschen Schnitt durch Obergurt, Schrägstab und Untergurt, so hat man zur Aufstellung einer Momentengleichung, aus der O berechnet wird, als Drehpunkt den Schnittpunkt R von D und U zu wählen (Abb. 189).

Bezeichnet M_0 die Summe der Momente aller äußeren Kräfte (bezogen auf Drehpunkt R) am linken Trägerteil, so lautet die Momentengleichung

$$M_0 + O \cdot o = 0,$$

woraus sich die Stabkraft O ergibt zu

$$O = -\frac{M_0}{o}.$$

Daraus folgt, daß die O -Linie gleich dem $\frac{1}{o}$ fachen einer Momentenlinie ist. Für eine Last $P = 1t$ erhält man als linke „Grundhöhe“ $1 \cdot \frac{a}{o}$ (Abb. 189), da außer A keine äußere Kraft vorhanden ist. Die Stabkraft O erhält man aus der Zeichnung zu

$$O = P \cdot \eta \quad (\eta \text{ ist im Kräftemaßstab zu messen}).$$

Es ist zu beachten:

Beim symmetrischen Träger genügt es, eine Hälfte zu untersuchen, da an der anderen die entsprechend gleichen Stabkräfte auftreten.

Die O -Linie liegt im negativen Bereich, d. h. die Stabkraft O ist eine Druckkraft, wenn der Träger, wie in Abb. 189, keine Kragarme hat.

Der Knickpunkt der O -Linie liegt immer unter dem Punkte R , für den die Momentengleichung aufgestellt ist.

Zur Bestimmung der größten Stabkraft O ist die wandernde Last über R zu stellen.

Wandert eine Lastengruppe, bestehend aus zwei gleichen Einzelkräften, über den Träger, so entsteht (z. B. am linken Trägerteil) O_{\max} , wenn die linke Kraft über R steht. Bei mehr als zwei gleichen Kräften muß stets eine Kraft

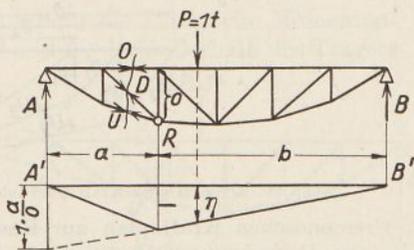


Abb. 189. O -Linie.

über R stehen, während die anderen rechts und links davon so zu verteilen sind, daß möglichst große Ordinaten η entstehen.

Die Grundhöhe $\frac{a}{o}$ kann man berechnen. Man kann sie aber auch zeichnerisch ermitteln. $1 \cdot \frac{a}{o}$ ist nämlich auch die Druckkraft im Stabe O , die durch einen Auflagerdruck $A = 1 \text{ t}$ entsteht. Zeichnet man einen Cremonaschen Kräfteplan für den durchzurechnenden Träger mit $A = 1 \text{ t}$, so müssen die Stabkräfte des Cremonaplanes gleich den Grundhöhen sein, die unter A' oder B' anzu-tragen sind, denn: O nach Cremona = $1 \cdot \frac{a}{o}$.

Nach demselben Verfahren kann man aus ihm alle Grundhöhen, auch die für die anderen Einflußlinien, abgreifen. In Abb. 190 ist der halbe Cremonasche Kräfteplan infolge

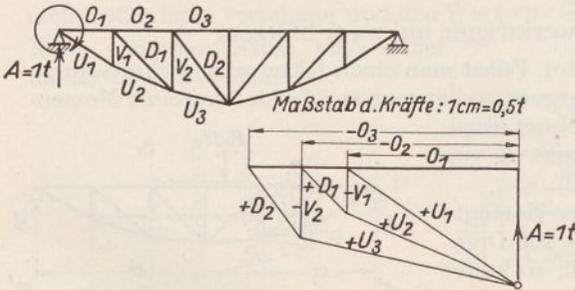


Abb. 190. Cremonascher Kräfteplan infolge $A = 1 \text{ t}$.

Cremonaschen Kräfteplan zur Bestimmung von Stabkräften, sondern nur um einen Hilfsplan zur Bestimmung von Grundhöhen handelt. Hier ist nur eine äußere Kraft, nämlich $A = 1 \text{ t}$, vorhanden, so daß Gleichgewicht der äußeren Kräfte und somit ein Schließen des Planes nicht möglich ist.

Es wird darauf hingewiesen, daß es sich nicht um einen Cremonaschen Kräfteplan zur Bestimmung von Stabkräften, sondern nur um einen Hilfsplan zur Bestimmung von Grundhöhen handelt. Hier ist nur eine äußere Kraft, nämlich $A = 1 \text{ t}$, vorhanden, so daß Gleichgewicht der äußeren Kräfte und somit ein Schließen des Planes nicht möglich ist.

Da für die Bestimmung der Stabkräfte ein Fachwerkträger nur in den Knotenpunkten belastet sein darf, so gelten für eine zwischen zwei Knotenpunkten stehende Last die Auflagerkräfte in diesen als Knotenpunktlasten. Man nennt das „mittelbare Belastung“, und für diese gilt der Satz: Bei mittelbarer Belastung ist die Einflußlinie zwischen zwei Belastungspunkten stets eine Gerade. (Siehe Gregor, Band II, 1. Teil, 4. Auflage.)

Liegt der Drehpunkt R nicht senkrecht unter einem Knotenpunkt des Obergurts (Abb. 191), so ist wie oben die Last P zur Bestimmung der größten

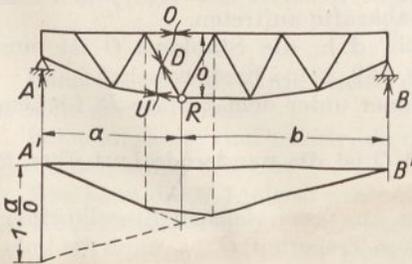


Abb. 191. O-Linie für mittelbare Belastung.

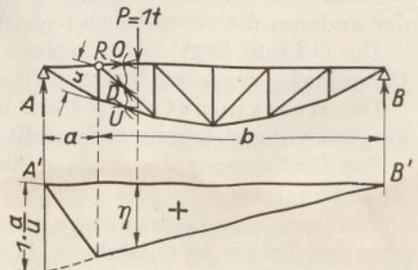


Abb. 192. U-Linie.

Stabkraft O über R zu stellen. Für O liegt aber mittelbare Belastung vor. Man zeichnet deshalb zunächst die Einflußlinie wie vorher, lotet dann aber die Endpunkte des geschnittenen Obergurtstabes auf die Einflußlinie herunter, verbindet die beiden Punkte und erhält so eine zweimal gebrochene Linie.

β) Untergurtstäbe (U -Linie). In der gleichen Weise wie vorher wird die U -Linie gezeichnet. Der Drehpunkt R für die Rittersche Momentengleichung ist hier der Schnittpunkt von O und D (Abb. 192).

Bezeichnet M_u die Summe aller äußeren Momente am linken Trägerteil, bezogen auf R , so lautet die Momentengleichung

$$M_u - U \cdot u = 0.$$

Also

$$U = \frac{M_u}{u}.$$

Für $P = 1$ t wird die linke Grundhöhe $= 1 \cdot \frac{a}{u}$.

Zur Ermittlung von U_{\max} stellt man die Einzellast über den Drehpunkt R und erhält dann $U_{\max} = P \cdot \eta$.

γ) Schrägstäbe (D -Linie). Der Drehpunkt für die Rittersche Momentengleichung ist hier der Schnittpunkt R von O und U , der außerhalb des Trägers liegt (Abb. 193).

Die Summe aller äußeren Momente am linken Trägerteil, bezogen auf R , ist $= A \cdot a$, also lautet die Momentengleichung

$$-A \cdot a + D \cdot d = 0.$$

Also

$$D = \frac{A \cdot a}{d}.$$

Für $P = 1$ t wird die linke Grundhöhe unter $A' = 1 \cdot \frac{a}{d}$.

Würde der geschnittene Schrägstab von links nach rechts ansteigen, so wäre D negativ, da dann beide Momente in gleichem Sinne drehen würden. Man erhält

$$-A \cdot a - D \cdot d = 0,$$

$$D = -\frac{A \cdot a}{d}.$$

Die D -Linie liegt teils im positiven, teils im negativen Bereich, d. h. die Stabkraft D kann eine Zugkraft oder eine Druckkraft sein, je nach der Stellung der Kraft P . Dies geht aus folgender Betrachtung hervor:

Wandert die Last P über den Träger, so stellt man die Momentengleichung zweckmäßig für den unbelasteten Trägerteil auf. Steht also die Last auf dem rechten Trägerteil, so gilt für den linken

$$-A \cdot a + D \cdot d = 0$$

$$D = A \cdot \frac{a}{d}.$$

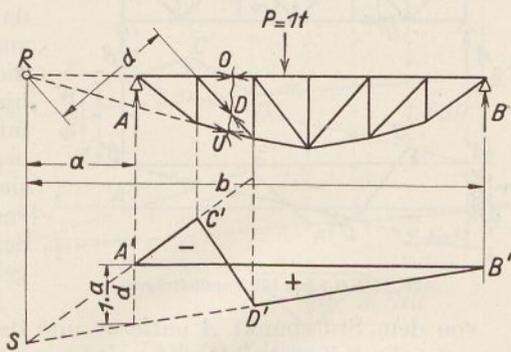


Abb. 193. D -Linie.

Für $P = 1 t$ ist demnach für diesen Teil die D -Linie gleich dem $\frac{a}{d}$ fachen der A -Linie (positiver Teil der D -Linie), und man erhält $D = P \cdot \eta$.

In entsprechender Weise bekommt man für den rechten Trägerteil

$$- B \cdot b - D \cdot d = 0$$

$$D = - B \cdot \frac{b}{d}.$$

Für $P = 1 t$ ist also hier die D -Linie gleich dem $-\frac{b}{d}$ fachen der B -Linie (negativer Teil der D -Linie).

Für das Aufzeichnen der D -Linie gilt:

Man trägt unter A' die Grundhöhe $1 \cdot \frac{a}{d}$ an, verbindet ihren Endpunkt

mit B' und verlängert diese Gerade nach links bis zum Schnittpunkt S mit dem Lot unter Punkt R . Zieht man nun SA' , so hat man in der Verlängerung davon und in SB' die Hauptbegrenzungslinien der D -Linie. Nun lotet man die Endpunkte des Stabes D herunter bis zu den Schnittpunkten C' und D' mit diesen Linien. Zwischen C' und D' liegt mittelbare Belastung vor, also sind die beiden Punkte geradlinig zu verbinden. Die D -Linie ist dann durch den gebrochenen Linienzug $A'C'D'B'$ gekennzeichnet.

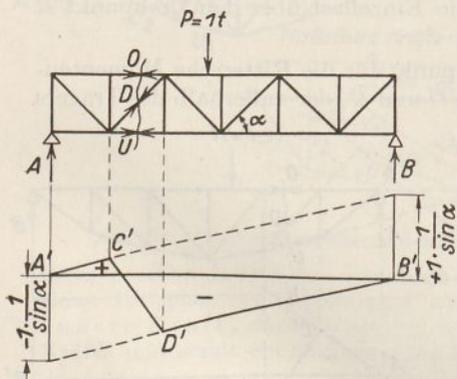


Abb. 194. D -Linie für Parallelträger.

Liegt der Schnittpunkt S sehr weit von dem Stützpunkt A entfernt und damit nicht mehr auf dem Reißbrett, so ist diese Konstruktion der D -Linie nicht anwendbar. Man muß dann in B' auch die rechte Grundhöhe $-1 \cdot \frac{b}{d}$ (nach oben) antragen und ihren Endpunkt mit A' verbinden. Im übrigen verfährt man wie vorher.

Werden nach Abb. 190 die Grundhöhen zeichnerisch ermittelt, so ist diese Art des Aufzeichnens einfacher.

Beim Parallelträger ergeben Ober- und Untergurt keinen Schnittpunkt für eine Momentengleichung. Man benutzt deshalb hier die Gleichgewichtsbedingung: Summe aller senkrechten Kräfte gleich Null (Abb. 194).

An der Schnittstelle sind nur zwei senkrechte Kräfte, und zwar die Querkraft Q , die gleich dem Auflagerdruck A ist, und die senkrechte Teilkraft von D , nämlich $D \sin \alpha$ vorhanden.

Also ist

$$Q + D \sin \alpha = 0$$

$$D = - Q \frac{1}{\sin \alpha}.$$

Die D -Linie ist demnach das $-\frac{1}{\sin \alpha}$ fache der Q -Linie. Die Grundhöhen sind für $P = 1 t$:

$$\text{unter } A': -\frac{A}{\sin \alpha} = -\frac{1}{\sin \alpha}$$

$$\text{unter } B': +\frac{B}{\sin \alpha} = +\frac{1}{\sin \alpha}$$

Die D -Linie ist wieder durch $A'C'D'B'$ begrenzt.

δ) Senkrechte Stäbe (V -Linie). Die V -Linie wird in gleicher Weise gezeichnet wie die D -Linie, und es gelten die gleichen Regeln für das Aufzeichnen (Abb. 195). Man errechnet auch hier die Größe der Stabkraft zu $V = P \cdot \eta$.

Der Rittersche Schnitt muß hier aber schräg so geführt werden, daß er Ober- und Untergurt in verschiedenen Feldern schneidet.

Infolgedessen gibt es auch zwei V -Linien, und zwar:

Erster Fall. Die Last $P = 1 t$ wandert über den Obergurt (mittelbare Belastung zwischen C' und D' der Einflußlinie):

Zweiter Fall. Die Last $P = 1 t$ wandert über den Untergurt (mittelbare Belastung zwischen E' und F' der Einflußlinie).

Beide V -Linien werden in gleicher Weise gezeichnet; da aber die Knickpunkte C' und D' bzw. E' und F' unter den Endpunkten des geschnittenen belasteten Gurtungsstabes liegen, folgt daraus die Verschiedenheit des Linienzuges.

Einen Sonderfall zeigt der mittelste senkrechte Stab (3. Fall in Abb. 195). Bei ihm ist ein Schnitt, der nur drei Stäbe trifft, nicht möglich. Die Einflußlinie ergibt sich aus der Überlegung, daß die Stabkraft $V = 1 t$ wird, wenn $P = 1 t$ über dem Stabe steht, und daß sie zu den benachbarten Knotenpunkten hin geradlinig bis zum Werte Null abnimmt, wenn P weiterwandert. Die Einflußlinie ist also ein gleichschenkliges Dreieck, dessen Grundlinie gleich der doppelten Feldweite und dessen Höhe gleich $1 t$ ist.

Das Einflußlinienverfahren zur Ermittlung der Stabkräfte ist an einem Laufkranträger in Abb. 346 gezeigt.

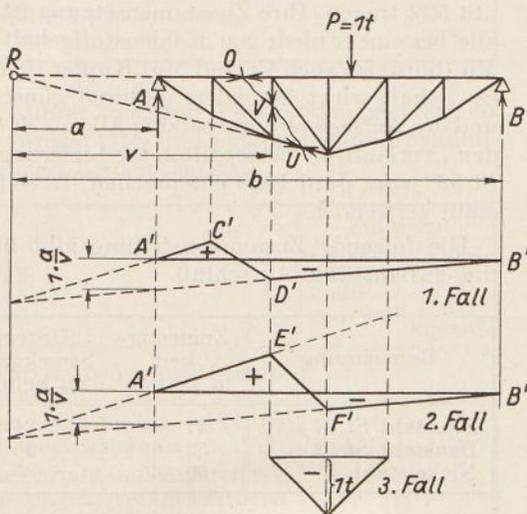


Abb. 195. V -Linien.

II. Werkstoffe.

1. Die verschiedenen Stahlsorten, Gußeisen und Stahlguß.

Für den Stahlbau wird vorwiegend St 37 (Normalgüte) oder St 00 (Handelsgüte) nach DIN 1612 verwendet. Der in den ministeriellen Bestimmungen vom Jahre 1925¹⁾ genannte „hochwertige Baustahl St 48“ ist in den letzten Jahren durch andere Stahlsorten, die bei guter Dauerfestigkeit vor allem eine hohe Mindeststreckgrenze haben, ersetzt worden. Zuerst wurde ein als „Siliziumstahl StSi“ bezeichneter Baustahl hergestellt, der jetzt mit zu einer Gruppe von Stahlsorten zählt, die zusammenfassend die Bezeichnung „St 52“ tragen. Ihre Zusammensetzung ist recht verschieden, doch enthalten alle bei einem niedrigen Kohlenstoffgehalt von 0,12 bis 0,25% außer Si und Mn (teilweise auch Cr und Mo) Kupfer in Mengen von 0,25 bis 1,0%.²⁾ Dieser Cu-Gehalt wirkt besonders dadurch günstig, daß er die Gefahr des Rostens und des Anfrissens herabsetzt.³⁾ Alle als St 52 bezeichneten Stahlsorten müssen den „vorläufigen Vorschriften für Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52“ vom Juni 1929 entsprechen. In seltenen Fällen wird auch ein Nickelstahl verwendet.

Die folgende Zusammenstellung gibt über die wichtigsten Eigenschaften dieser Baustähle Aufschluß.

Bezeichnung	Zugfestigkeit in kg/mm ²	Unterste Streckgrenze in kg/mm ²	Dehnung (unterste Grenze) * in %	Dauerfestigkeit in kg/mm ²
Baustahl St 37 . .	37—44	24	22	18
Baustahl St 52 . .	52—62	36	20	30
Nickelstahl	56—65	35	18	28

Während man früher die Festigkeit eines Baustahles nur nach dem statischen Zerreißversuch beurteilte, geht man jetzt mehr dazu über, die durch Dauerversuche festgestellte dynamische Festigkeit zu berücksichtigen. Dies gilt besonders für Bauwerke, die ständig wiederkehrenden Erschütterungen ausgesetzt sind, wie Brücken, Kranfahrbahnen u. dgl. (vgl. DIN E 120).

Für den Konstrukteur sind vor allem die zulässigen Beanspruchungen σ_{zul} wichtig. Diese sind für den gewöhnlichen Baustahl aus der folgenden Zusammenstellung ersichtlich.

1) Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl sowie von Gußeisen, Stahlguß (Stahlformguß) und geschmiedetem Stahl im Hochbau vom 25. Februar 1925.

2) Genaueres hierüber s. Koppenberg, Die Entwicklung des Baustahles St 52, Z. d. V. D. I. 1932, Heft 44.

3) Siehe auch „Schutz des Stahls gegen Rost und Feuer“, S. 128.

Verwendungsform	Art der Beanspruchung	Zulässige Beanspruchung σ_{zul} in kg/cm ²
a) in Walzprofilen gegliederte Bauteile, Stützen u. dgl.	Biegung und Zug	1200
b) in Walzprofilen gegliederte Bauteile, Stützen u. dgl.	Schub	1000
c) Niete und eingepaßte Schraubenbolzen	Abscheren	1000
d) „ „ „ „	Lochleibungsdruck	2000
e) gewöhnliche Schraubenbolzen (rohe Schrauben)	Abscheren	800
f) gewöhnliche Schraubenbolzen (rohe Schrauben)	Lochleibungsdruck	1600
g) Ankerschrauben und Anker (Rund-, Flach- und Profileisen)	Zug	800

Die vorstehenden Werte können unter gewissen Voraussetzungen erhöht werden. So hat man drei Belastungsfälle und entsprechende Spannungen zu unterscheiden, je nachdem man berücksichtigt:

Belastungsfall	Zulässige Beanspruchung	
	allgemein	St 37 (Zug) kg/cm ²
1) Eigengewicht, Schnee und Verkehrslast, wozu auch Bremswirkungen von einem Kran gehören	1	1200
2) Wind, Wärmeschwankungen und Bremskräfte von mehr als einem Kran sind außer 1) berücksichtigt	$1 + \frac{1}{5}$	1400
3a) Durchbildung, Berechnung, Ausführung und Aufstellung genügen den strengsten Anforderungen, verantwortliche Bauüberwachung, Werkstoffprüfung, im übrigen wie unter 1). (Gilt nicht für Mittelstützen in Geschoßbauten)	$1 + \frac{1}{5}$	1400
3b) Wie 3a) aber Belastungsannahmen wie unter 2). (Gilt nicht für Druckstäbe, auch nicht für Deckenträger in Geschoßbauten)	$1 + \frac{1}{3}$	1600

Verwendet man einen anderen Stahl, so sind die in den beiden letzten Tafeln angegebenen Werte im Verhältnis der mittleren Streckgrenzen zu erhöhen; z. B. sind bei St 52 die Werte mit 1,5 zu multiplizieren, da die mittleren Streckgrenzen im Verhältnis $36 : 24 = 1,5 : 1$ stehen.

Für Bleche aus St 37.21 sind maßgebend DIN 1621 sowie DIN 1542/43.

Für Niete wird meist St 34.13, für Schraubeneisen St 38.13 nach DIN 1613 genommen.

Gußeisen (Ge) wird nach DIN 1691 als Ge 14.91 im Stahlhochbau für Auflagerplatten u. dgl. verwendet.

Stahlguß (Stg). Wenn die Festigkeit des Gußeisens nicht ausreicht, wird es durch Stahlguß ersetzt, dessen Eigenschaften in DIN 1681 festgelegt sind.

Im Stahlhochbau wird Stg 45.81 mit einer Zugfestigkeit von mindestens 4500 kg/cm² gebraucht.

Die zulässigen Beanspruchungen σ_{zul} sind für

Gußeisen:	achsrechter Druck	600 kg/cm ²
	Flächendruck	1000 „
	Zug (bei Biegung)	300 „
	Druck (bei Biegung)	600 „
für Stahlguß:	Zug und Schub.	250 „
	Biegung	1200 „
	achsrechter Druck	1500 „

2. Walzprofile.

Sämtliche Walzwerkserzeugnisse werden in zwei Hauptgruppen eingeteilt: Erzeugnisse A und B.

Die Erzeugnisse A umfassen: Halbzeug, Eisenbahnoberbau und Formeisen. Unter letzteren versteht man die I- und C-Profile von 80 mm Höhe an, außer den breitflanschigen I-Profilen, ferner die Belag-()Eisen.

Die Erzeugnisse B umfassen: Stabeisen, Bleche, Stahlguß- und Schmiedestücke, Walzdraht und Röhren.

Zu den Stabeisen rechnet man u. a.: I- und C-Profile unter 80 mm Höhe, Flacheisen, Rund- und Vierkanteisen, L-Eisen, J-Eisen, K-Eisen u. dgl.¹⁾

Zu den Blechen gehören: Grob-, Mittel- und Feinbleche, Riffelbleche, Warzenbleche u. ä.

a) Form- und Stabeisen. Die Bezeichnung der Profile erfolgt nach DIN 1350.

Für den Stahlbau kommen besonders folgende Walzprofile zur Verwendung:

I-Träger von 8—60 cm Höhe nach DIN 1025 Bl. 1. Außer dem normalen Profil von 14 cm Höhe (I 14) wird noch ein leichtes Sonderprofil für den Stahlfachwerkbau I F 14 gewalzt.

I P-Träger (breit- und parallelfanschig) nach DIN 1025 Bl. 2 werden vom Peiner Walzwerk in Höhen von 20—100 cm hergestellt. Bezeichnung z. B. I P 30.

I-Träger für den Stahlskelettbau nach DIN 1031 in drei Profilmummern, nämlich I $\frac{100}{85}$, I $\frac{100}{100}$ und I $\frac{120}{120}$.

C-Eisen nach DIN 1026 von 3—40 cm Höhe. Auch hier gibt es für den Stahlfachwerkbau ein leichtes Profil C F 14. Außerdem werden Sonderprofile für den Schiffs-, Wagen- und Stellwerksbau gewalzt.

K-Eisen nach DIN 1027 von 3—20 cm Höhe.

L-Eisen (gleichschenklige Winkeleisen) nach DIN 1028 von 15—200 mm Schenkelbreite (Bezeichnung z. B. L 90 · 90 · 9).

U-Eisen (ungleichschenklige Winkeleisen) nach DIN 1029 mit Schenkelbreiten 20 · 30 und 20 · 40 bis 100 · 200 und 90 · 250 (Bezeichnung z. B. U 75 · 150 · 9). Die gebräuchlichen Schenkelverhältnisse sind 1 : 2 und 2 : 3.

1) In letzter Zeit wird die Bezeichnung L-Stahl, J-Stahl usw. eingeführt.

L-Eisen (T-Eisen) nach DIN 1024, hochstegig und breitfüßig. Bei ersteren ist die Steghöhe gleich der Fußbreite (Bezeichnung z. B. **L 8**); sie werden in Abmessungen von 1,5—18 cm gewalzt. Bei letzteren ist der Fuß doppelt so breit wie der Steg hoch ist. Abmessungen des Fußes von 6—20 cm (Bezeichnung z. B. **L 14 · 7**).

Ferner wären noch zu erwähnen:

Belageisen nach DIN 1023, Quadranteisen, Handleisteneisen, Bandeisen bis 6 mm Dicke und bis 300 mm Breite; Flacheisen in Breiten von 8—150 mm und Dicken von 3—100 mm; Breiteisen in Breiten von 151—1000 mm und Dicken von 3—40 mm; Quadrateisen von 5—300 mm Seitenlänge; Rundeisen von 5—300 mm Durchmesser.

Für den Stahlskelettbau werden außer den bereits genannten **I-Trägern** noch Sonderprofile gewalzt, ferner Sprossenprofile für Glasdächer (Mannstaedt-Werke in Troisdorf b. Köln), Zargenprofile für Türen u. dgl. mehr.

Neuerdings werden auch „Leichtprofile“ aus Bandstahl von 2 und 3 mm Dicke in sechs verschiedenen Höhen von 80—180 mm hergestellt (Abb. 196) und einzeln oder als verbundene Profile (Abb. 196 rechts) für Leichtträgerdecken, aber auch für Stützen, Riegel und Träger im Stahlskelettbau (doch nur bei Wohnhäusern bis zu drei Stockwerken) verwendet.

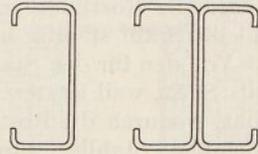


Abb. 196. Leichtprofile.

Von den Walzwerken werden Profileisen in „Regellängen“ hergestellt, für die die „Grundpreise“ gelten. Für größere Längen sind Aufpreise zu zahlen. Die Profileisen werden in „Lagerlängen“ vorrätig gehalten. So sind z. B.:

für **I-Träger** die Regellängen 4—14 m (größte Länge 20 m) und die Lagerlängen 4—9 m mit Abstufungen von 200 mm und 9—14 m mit Abstufungen von 250 mm;

für **I P-Träger** die Regellängen 4—14 m (aber größte Länge 30 m) und die Lagerlängen bis 18 m ohne Angabe der Abstufungen.

b) Bleche. Für den Stahlbau werden nach DIN 1621 drei Blechsarten verwendet:

Gewöhnliches Blech St 00.21 ohne Gütezahlen, Baublech I St 37.21 mit einer Zugfestigkeit von 37—45 kg/cm² und Baublech II St 42.21 mit einer Zugfestigkeit von 42—50 kg/mm². Nach der Stärke unterscheidet man:

Feinbleche unter 3 mm Stärke	} DIN 1542.
Mittelbleche von 3 bis unter 5 mm Stärke	

Grobbleche von 5 mm und darüber nach DIN 1543.

Riffelbleche werden bis zu 1,5 m Breite und bis zu 10 m² mit rautenförmigem oder quadratischem Muster hergestellt.

Warzen- und Raupenbleche haben kreisrunde bzw. längliche Ausstülpungen (Warzen bzw. Raupen) an der Oberfläche. Sie werden ebenso wie die Riffelbleche geliefert.

Wellblech wird als flaches Wellblech (Abb. 125, S. 68) mit $b > 2h$ oder als Trägerwellblech ($b \leq 2h$) hergestellt.

Flaches Wellblech mit $b = 60\text{--}150$ mm, $h = 20\text{--}60$ mm und Dicken von $0,6\text{--}2,0$ mm wird in Regelbaubreiten von $600\text{--}810$ mm geliefert.

Träger-Wellblech mit $b = 90$ und 100 mm, $h = 50\text{--}100$ mm in Dicken von $1,0\text{--}2,0$ mm wird in Regelbaubreiten von $400\text{--}650$ mm geliefert.

3. Schutz des Stahles gegen Rost und Feuer.

a) Schutz des Stahles gegen Rost.

Stahl, der mit feuchter Luft oder mit lufthaltigem Wasser in Berührung steht, rostet, d. h. an seiner Oberfläche bildet sich ein Überzug von Eisenhydroxyd. Säurehaltiges Wasser und feuchte säurehaltige Luft befördern stark die Rostbildung. In völlig trockener Luft und ganz luftfreiem Wasser bleibt Stahl ständig blank.

Von den für den Stahlbau verwendeten Stahlsorten rostet St 37 viel stärker als St 52, weil letzterer einen Cu-Gehalt von mindestens $0,25\%$ (siehe S. 124) hat, wodurch die Rostbildung erheblich vermindert wird. Man ist überhaupt bemüht, Stahlliegierungen herzustellen, die rosticher sind oder wenigstens die Rostgefahr stark herabsetzen.¹⁾

Bei richtiger Behandlung ist die Rostgefahr des Stahles nur gering, und seine Lebensdauer entspricht vollauf den Anforderungen, die man an ihn als Baustoff stellen muß. Allerdings soll schon der Konstrukteur an die Möglichkeit des Rostens denken, indem er Ecken und Winkel vermeidet, in denen sich Wasser ansammeln kann oder die beim Anstreichen schwer zugänglich sind.

Stahlbauwerke werden in der Werkstatt möglichst sauber mit Stahlbürsten oder Schabern gereinigt, bisweilen auch mit verdünnter Salzsäure gebeizt, darauf in Kalkmilch getaucht, abgewaschen und getrocknet. Alle Teile, die sich beim späteren Zusammenfügen überdecken, müssen mit Leinölfirnis gestrichen sein. Vor dem Zusammennieten werden sie mit Bleimennige (weniger gut ist Eisenmennige) gestrichen und noch feucht vernietet. Jedes Stahlbauwerk, das nicht auf andere Weise gegen Rost geschützt wird, erhält einen Grundanstrich mit Mennige und mindestens einen Deckanstrich mit Ölfarbe (z. B. Firnis, Bleiweiß und Graphit).

Im übrigen wird auf DIN 1000 § 9 verwiesen, wo Vorschriften über Reinigung und Anstrich von Stahlbauwerken gegeben sind.

Als weitere Rostschutzmittel sind zu nennen:

Metallische Überzüge. Am häufigsten ist das Verzinken, das sowohl für Schrauben und ähnliche kleine Teile, als auch für Bleche, besonders für Wellblech, üblich ist. Als wirksamer Schutz gegen Säuren hat sich ein Bleiüberzug bewährt, der elektrolytisch oder nach dem Spritzverfahren erzeugt wird.

Teer und Asphalt in heißem Zustand aufgestrichen oder durch Eintauchen in ein heißes Bad aufgebracht, geben ein gutes Rostschutzmittel, wenn der Stahl mit dem Erdreich in Berührung steht.

1) Beim Bau des Empire-State-Building, des höchsten Wolkenkratzers, wurden 205 t Kruppscher nichtrostender Stahl verwendet.

Anstriche mit dünnem Zementbrei oder Ummantelung mit Zementmörtel bilden einen vorzüglichen Rostschutz, besonders für Stahlteile, die eingemauert werden. Im Stahlskelettbau werden Träger u. dgl. sehr viel nach dem Torkretspritzverfahren¹⁾ mit Zementmörtel umkleidet.

b) Schutz des Stahles gegen Feuer.

Dem Feuer gegenüber ist ungeschützter Walzstahl wenig widerstandsfähig. Er verliert einen Teil seiner Festigkeit, wenn er längere Zeit Temperaturen von etwa 300° ausgesetzt wird, was bei Bränden meist der Fall ist. Bei Erwärmung über 500° nimmt seine Festigkeit rasch ab. Alle tragenden Stahlteile, wie Träger, Stützen u. dgl., sind daher feuerbeständig zu ummanteln, wenn es die Feuersicherheit verlangt.²⁾

Für die Feuersicherheit genügt im allgemeinen die Putzumantelung. Sie besteht aus einem Gips-, Zement- oder Torkretzementputz auf Draht- oder Rabitzgewebe.

Für Bauwerke mit schwerer Feuergefährdung werden Stein- oder Plattenummantelungen verwendet.

Schon Holz, obgleich selbst brennbar, schützt als schlechter Wärmeleiter den darunter liegenden Stahl längere Zeit vor zu starker Erwärmung, besonders, wenn man schwer brennbare oder imprägnierte Holzsorten verwendet.

Bei der Einmauerung mit Ziegeln oder Terrakotta ist Zementmörtel zu verwenden und darauf zu achten, daß die Deckung des Stahles mindestens 3 cm beträgt. Darüber kommt noch ein Zementverputz von 2—3 cm (Abb. 197).

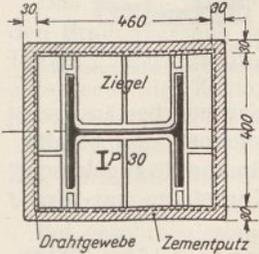


Abb. 197.
Ummantelung mit Ziegeln.

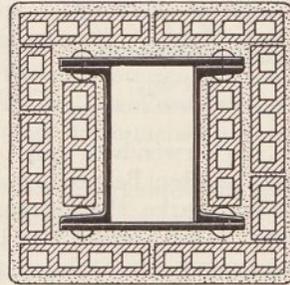


Abb. 198.
Ummantelung mit Hohlsteinen.

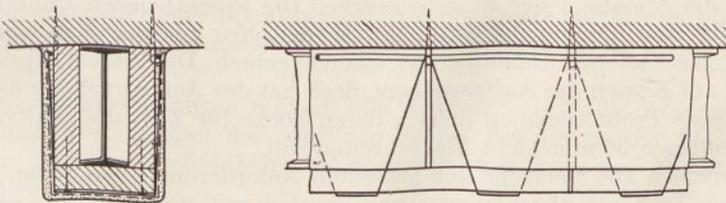


Abb. 199. Ummantelung mit Korksteinen.

Sehr vorteilhaft ist die Verwendung von Hohlsteinen, sowohl wegen des geringen Gewichts, als auch deshalb, weil die eingeschlossene Luft einen schlechten Wärmeleiter bildet (Abb. 198).

1) S. auch Stahlskelettbau, S. 215.

2) S. Abschnitt: Feuerschutz, S. 100.

Auch Korksteine aus Korkstückchen mit mineralischen Bindemitteln sind schwer brennbar und als Ummantelung brauchbar. Abb. 199 zeigt die Ummantelung eines freiliegenden I-Trägers. Die Korksteine oder -platten werden durch Draht zusammengehalten; den äußeren Abschluß bildet wieder ein Zementverputz. Ähnlich ist auch die Ummantelung mit Kunststoffstein.

Einen sehr guten Feuerschutz bildet die Ummantelung mit Stampf- oder Gußbeton, wobei die geringste Deckung des Stahles mindestens 4 cm betragen muß. Sehr gut haftet ein nach dem Torkretverfahren mittels Preßluft aufgespritzter Zementmörtel, der dem Stampf- oder Gußbeton vorzuziehen ist.

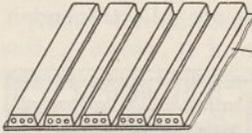


Abb. 200 a.
Macks Feuerschutzmantel.

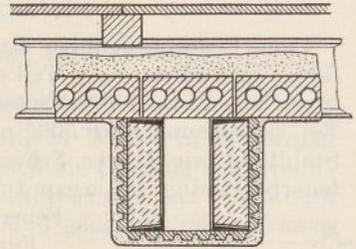


Abb. 200 b. Unterzug
mit Macks Feuerschutzmantel.

Besonders vorteilhaft ist die Verwendung von Aerokret-Gasbeton¹⁾, einem sehr feuerbeständigen und leichten Baustoff. Seine Güte wird dadurch gekennzeichnet, daß bereits 15 cm starke Wände aus Aerokret-Gasbeton als Brandmauern zugelassen sind. (Die Torkret-Gesellschaft stellt auch Aerokret-Korksteine zur Ummantelung von Stahlteilen her.)

Schließlich sei noch der „Macksche Feuerschutzmantel“ (Abb. 200 a) genannt, der aus Gipsleisten auf Jutegewebe besteht und sich bequem an allen Querschnittsformen anbringen läßt. Abb. 200 b zeigt eine Macksche Gipsdielendecke mit ummanteltem Unterzug. Auch hier bildet ein Zementverputz den Abschluß.

4. Herstellung und Abnahme von Stahlbauwerken.

DIN 1000 „Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken“ enthält in Abschnitt I die Vorschriften über die Güte der Werkstoffe, in Abschnitt II die Bedingungen für die Herstellung, in Abschnitt III die für die Abnahme der Stahlbauwerke. Die wesentlichsten Punkte sind:

Für die Bestimmung der Güte des Werkstoffes gilt der Zug- und Fallversuch, für Nieteisen außerdem der Stauchversuch. Die Werkstoffprüfungen erfolgen auf Kosten des Auftraggebers, doch hat der Auftragnehmer die fertig bearbeiteten Probestücke zu liefern, deren Dicke für Zug- und Fallversuche im allgemeinen 30 mm nicht überschreiten soll.

Entsprechen alle Versuche den gestellten Anforderungen, so gelten die zugehörigen Teile als abgenommen und werden mit einem Prüfungsstempel versehen. Für den Fall, daß ein Teil der Probestäbe den Anforderungen nicht entspricht, bestehen besondere Bestimmungen. Für die Abnahmeversuche müssen Festigkeitsprüfmaschinen verwendet werden, deren Kraftanzeige durch sachgemäße Prüfung für richtig befunden und bescheinigt ist.

Beim Zugversuch können Probestäbe mit kreisförmigem, quadratischem

1) Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin.

oder rechteckigem Querschnitt, möglichst mit 100 oder 200 mm Meßlänge, verwendet werden. Bei anderen Längen gelten für das Verhältnis zwischen Meßlänge und Querschnitt die für Werkstoffprüfung allgemein üblichen Formeln.

Für den Kaltversuch, der für den Nachweis der Biegebarkeit (Zähigkeit) des Werkstoffes dient, werden Flach- oder Rundstäbe benutzt. Das Falten soll um einen Dorn von vorgeschriebenem Durchmesser auf einer Presse langsam und stetig erfolgen. Tritt bis zu einem bestimmten Biegewinkel kein Anbruch auf der Zugseite auf, so gilt die Probe als bedingungsgemäß.

Für gewalzten Flußstahl St 37.12 (Formeisen, Stabeisen, Breitflacheisen) sind in DIN 1000 § 3 Angaben über die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung und die Forderungen des Kaltversuches gemacht; ferner ist vorgeschrieben, wovon und wieviel Probestücke entnommen werden.

Das gleiche ist für Schraubeneisen St 38.13 und St 34.13 angegeben. Für den Stauchversuch besteht die Bedingung, daß ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande, sich auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen läßt, ohne Risse zu zeigen.

Für Bleche St 37.21 sind außer Zahlen für die geforderten Ergebnisse beim Zug- und Kaltversuch auch Vorschriften über Aussehen und Beschaffenheit des Werkstoffes gegeben.

Bei geschmiedetem Stahl St 50.11 und Vergütungsstahl St C 35.61 ist die geforderte Zugfestigkeit vorgeschrieben, für Stahlguß Stg 45.81 und Stg 52.81 S auch Streckgrenze und Bruchdehnung.

Gußeisen muß äußerlich einwandfrei aussehen; ein Ausbessern von Fehlstellen ist nur zulässig, wenn dadurch der Gebrauchswert des Gußeisens nicht beeinträchtigt wird. Für die Festigkeitsprüfung von Ge 14.91 sind in DIN 1000 Zahlenwerte für Zug- und Biegefestigkeit sowie für die Durchbiegung gegeben. Besondere Bedingungen gelten noch für die Herstellung gußeiserner Säulen.

Werkzeichnungen für einen Auftrag im Stahlbau müssen mindestens im Maßstabe 1 : 20 für ganze Träger, für Einzelteile mindestens im Maßstabe 1 : 10 hergestellt sein. Sind die vom Auftraggeber gefertigten Zeichnungen nur allgemein gehalten oder unvollständig, so ist der Auftragnehmer verpflichtet, Werkzeichnungen anfertigen zu lassen und dem Auftraggeber zur Genehmigung einzureichen.

Aus den Werkzeichnungen müssen alle wesentlichen Maße, Abmessungen der Knotenbleche, Längen der einzelnen Stäbe, Benennung der Stab- und Formeisen, Niet- und Schraubendurchmesser, Nietabstände und Wurzelmaße hervorgehen.

Der Auftragnehmer haftet für die Richtigkeit der Werkzeichnungen und der Festigkeitsberechnungen.

Alle Stahlteile sind aus dem Ganzen herzustellen; ein Zusammenschweißen aus einzelnen Teilen ist nur mit besonderer Genehmigung zulässig. Der Werkstoff muß im kalten oder rotwarmen Zustande bearbeitet werden. Beim Biegen oder Kröpfen von Stäben u. dgl. dürfen keine Risse entstehen.

Wird beim Schneiden, Ausbrennen oder Stanzen von Flußstahl der

Werkstoff neben dem Schnitt verletzt, so ist er durch Fräsen, Feilen, Schleifen od. dgl. bis auf den unverletzten Werkstoff nachzuarbeiten.

Alle Stoßfugen (Paßfugen) müssen so genau bearbeitet sein, daß sich die Stoßflächen berühren, doch gibt es auch einen Fugenstoß für Verbindungen, die keine Druckkräfte übertragen.

Schrauben- und Nietlöcher sind zu bohren, außer in Futterplatten, Riffelblechen u. dgl. Die Nietlöcher müssen gut aufeinanderpassen, kleine Abweichungen sind mit der Reibahle nachzuarbeiten. Die Niete sind im hellrotwarmen Zustande einzuschlagen. Weiteres s. Abschnitt „Nietverbindungen“.

Stahl- und Eisenteile sind vor dem Zusammensetzen trocken zu reinigen sowie von Rost u. dgl. zu befreien. Sofort nach der Reinigung sind die Teile mit einem Hauch aus dünnflüssigem, wasser- und säurefreiem Leinölfirnis zu versehen und so zu lagern: Weiteres s. Abschnitt „Schutz des Stahles gegen Rost“.

Der Auftraggeber ist berechtigt, Prüfungen während der Herstellung vorzunehmen, doch werden diese auf seine Kosten ausgeführt.

Für die richtige Lage und Beschaffenheit der Auflagersteine oder Grundmauern für Stahlbauwerke haftet der Auftraggeber. Zwischen Lagerkörper und Auflagerstein ist eine Zwischenlage von Zementmörtel, Blei oder Hartblei einzuschalten.

Die Art, wie die Stahlbauwerke aufzustellen und wie die Gerüste zu verwenden sind, bleibt dem Auftragnehmer überlassen, der auch die volle Verantwortung dafür trägt.

Beim Zusammenbau der Einzelteile ist sorgfältig darauf zu achten, daß nicht Abweichungen von der planmäßigen Form entstehen. Das Ausrüsten (Entfernen der Gerüste) hat so zu erfolgen, daß sich die einzelnen Teile des Bauwerkes gleichmäßig senken und nicht überlastet werden.

Der Auftraggeber hat nach Fertigstellung eines Stahlbauwerkes in Gegenwart des Auftragnehmers zu prüfen, ob alle Teile dem Vertrag entsprechend ausgeführt sind. Vorgefundene Mängel sind in angemessener Frist zu beseitigen. Belastungsversuche gehen auf Kosten des Auftraggebers. Dabei werden elastische und bleibende Formänderungen ermittelt. Übersteigt die elastische Formänderung die rechnerisch bestimmte, so ist der Auftragnehmer nur dann dafür verantwortlich, wenn er die Festigkeitsrechnungen geliefert hat, oder wenn die Formänderung durch Mängel der Bearbeitung oder der Baustoffe hervorgerufen ist.

Die Abrechnung erfolgt im allgemeinen nach dem Gewicht, das durch Verwiegen festgestellt wird, falls nicht rechnerische Ermittlung vereinbart ist.

Als Einheitsgewichte sind anzunehmen:

für Flußstahl, geschmiedeten Stahl und Stahlguß 7,85 kg/dm³
 „ Gußeisen 7,25 „

Für Form- und Stabeisen werden die Gewichte aus dem Profilbuch des liefernden Hüttenwerkes entnommen, wobei 1% für Übergewicht gerechnet wird.

Für Nietköpfe werden im allgemeinen 3% des gesamten Stahlgewichtes gerechnet.

Für alle Schäden und Mängel, die an dem Bauwerk infolge schlechten Werkstoffes, fehlerhafter Ausführung des Stahlbaues oder, falls der Auftragnehmer die Festigkeitsberechnung geliefert hat, auch infolge dieser Berechnung entstehen, bleibt der Auftragnehmer, falls keine andere Frist vereinbart ist, bis zum Ablauf zweier Jahre nach Abnahme haftbar.

III. Bauteile.

1. Verbindungsmittel.

a) Nietverbindungen.

α) Herstellung der Nietverbindungen. Das zur Zeit noch häufigste Verbindungsmittel bei Stahlteilen ist die Vernietung.

Wie bereits im vorigen Abschnitt ausgeführt wurde, ist vorgeschrieben, daß alle Schrauben- und Nietlöcher gebohrt werden müssen, außer in Futterplatten, Belag- und Riffelblechen sowie bei Behälterblechen unter 8 mm Dicke, die gestanzt werden dürfen.

Beim Nieten werden die einzelnen Teile durch Schraubenbolzen zusammengehalten, die Nietlöcher sind auf genaues Zusammenpassen hin zu untersuchen und nötigenfalls mit der Reibahle nachzuarbeiten. Das Nieten soll, soweit es irgend möglich ist, in der Werkstatt mit Hilfe von Nietpressen oder Druckluftniethämmern ausgeführt werden. Die erstere Art gibt die gleichmäßigsten und besten Nietverbindungen. Das Nieten von Hand ist möglichst einzuschränken. Auf der Baustelle sollen nur „Montageniete“ eingezogen werden, die den Zusammenbau der in der Werkstatt hergestellten Teile — deren Größe durch die Verladevorschriften der Reichsbahn bestimmt ist — vollenden. Nach dem Vernieten ist durch Anschlagen mit einem leichten Hammer zu untersuchen, ob alle Niete fest sitzen und auch sonst allen Anforderungen entsprechen. Fehlerhafte Niete sind durch neue zu ersetzen.

Für die Abmessungen und die Formen der Niete sind DIN 124 (Halbrundniete), DIN 302 (Senkniete) und DIN 303 (Linsensenkniete) maßgebend. Die Normblätter geben zugleich für eine bestimmte Klemmlänge s die erforderliche Nietlänge l an (Abb. 201). Die genormten Durchmesser d sind:

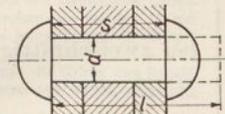


Abb. 201. Nietlänge und Klemmlänge.

	d in mm							
Rohdurchmesser (maßgebend für den Hersteller und Besteller)	10	13	16	19	22	25	28	und mehr bis 43
Geschlagener Niet (Lochdurchmesser, maßgebend für die Berechnung)	11	14	17	20	23	26	29	und mehr bis 44

Auf Zeichnungen werden die Durchmesser von Nieten und Schrauben nicht eingeschrieben, sondern durch Sinnbilder nach DIN 407 gekennzeichnet, wie das Normblatt auf Seite 135 zeigt.

Die erforderliche Länge des Nietschaftes erhält man aus:

$$l = s + \frac{4}{3} d \text{ bei Maschinennietung}$$

$$l = s + \frac{7}{4} d \text{ bei Handnietung, worin bedeuten:}$$

s = Klemmlänge, d. h. Gesamtstärke der zu vernietenden Teile, wofür gilt:

$$s \leq 4 d \text{ bei kleinen Nieten, } s \leq 5 d \text{ bei größeren Nieten}$$

d = Nietdurchmesser.

β) Berechnung der Nietverbindungen.

Nietverbindungen, die nur auf Zug oder Druck beansprucht werden.

Man geht vom Nietdurchmesser d aus und berechnet die Anzahl n der erforderlichen Niete.

Den Nietdurchmesser d für Profileisen entnimmt man aus Tafeln¹⁾ oder man berechnet ihn nach der Formel

$$d = \sqrt{5t} - 0,2 \text{ (cm),}$$

worin t die kleinste Blechstärke in cm bedeutet. Man erhält dabei etwa folgende Werte in mm:

$t = 4-5$	$6-7$	$8-10$	$11-13$	$14-18$	19 und mehr
$d = 14$	17	20	23	26	29

Die Berechnung der Niete erfolgt auf Abscheren und Lochleibungsdruck. Auf Zug dürfen Niete nicht beansprucht werden. Zuerst stellt man fest, welche Kraft N ein Nietschaft vom Durchmesser d übertragen kann.

Auf Abscheren gilt:

$$\text{bei einschnittiger Nietung } N_I = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau,$$

$$\text{bei zweischnittiger Nietung } N_{II} = 2 \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau.$$

Hierbei ist zu setzen:

$\tau = 1000 \text{ kg/cm}^2$ bei Verwendung von St 37 } Belastungsfall 1 (Erlaß vom
 $\tau = 1500$ „ „ „ „ St 52 } 25. 2. 1925). Siehe auch S. 125.

Auf Lochleibungsdruck berechnet man die Nietkraft nach der Formel

$$N_l = t_{\min} d \cdot \sigma_l,$$

worin t_{\min} die kleinste in der Krafrichtung in Frage kommende Blechstärke in cm bedeutet, die sich auch aus zwei Einzelblechstärken zusammensetzen kann. Ferner ist zu setzen:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_l = 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei Verwendung von St 37} \\ \sigma_l = 3000 \text{ „ „ „ „ St 52} \end{array} \right\} \text{ wie oben.}$$

Die Anzahl n der erforderlichen Niete erhält man aus

$$n = \frac{P}{N_{\min}},$$

1) Z. B. in „Stahl im Hochbau“.

Zeichnungen
Sinnbilder für Niete und Schrauben
bei Eisenkonstruktionen

DIN
407

früher DIN 139

Niete

Durchmesser des fertig geschlagenen Nietes		11	14	17	20	23	26	29	32	35	38	41	44	
Sinnbilder für beiderseits Halbrundköpfe														
Sinnbilder für	Senkköpfe	oberer Kopf versenkt												
		unterer Kopf versenkt												
		beide Köpfe versenkt												
	Linsensenk-köpfe	oberer Kopf versenkt												
		unterer Kopf versenkt												
		beide Köpfe versenkt												
auf Montage zu schlagende Niete														
auf Montage zu bohrende Nietlöcher														

Für geschlagene Niete unter 29 mm Durchmesser bis 14 mm Durchmesser einschließlich kann an Stelle der Sinnbilder ebenfalls die Kennzeichnung durch einen Kreis mit Maßangabe treten. Für geschlagene Niete unter 11 mm wird zur Kennzeichnung das + Zeichen wie für den 11 mm Niet verwendet und das Maß des geschlagenen Nietdurchmessers beigefügt, z. B. für den 9,5 mm geschlagenen Niet + 9,5.

In Konstruktionszeichnungen bis zum Maßstab 1 : 5 genügt für die Sinnbilder die Größe des Schaftdurchmessers; bei kleineren Maßstäben kann der Deutlichkeit halber die Größe des Kopfdurchmessers gewählt werden.

Schrauben

Gewinde-durchmesser	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 3/8"	1 1/2"	1 5/8"	1 3/4"
Sinnbilder für Schrauben									Kreis mit Maßangabe z. B.					
mit normalem Durchgangsloch für Eisenbau mm	7	9	11	14	17	20	23	26	30	33	36	39	42	46
Für alle übrigen Durchgangs-löcher				Kreis mit Maßangabe z. B.										
Sinnbilder für Gewindelöcher				Doppelkreis mit Maßangabe z. B.										

April 1928

Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im DIN-Format A 4, das durch den Beuth-Verlag, G. m. b. H., Berlin SW 19, zu beziehen ist.

worin P die an der Nietverbindung angreifende Gesamtkraft und N_{\min} die kleinste Nietkraft N_I oder N_{II} bzw. N_{II} bedeuten.

Die folgende Tafel enthält eine Zusammenstellung der Nietkräfte für die gebräuchlichsten Nietdurchmesser und Blechstärken bei Verwendung von St 37.

Die Nietdurchmesser und Blechstärken sind in mm, die Nietkräfte in t angegeben.

Nietdurchmesser d	Nietkraft auf Abscheren		Nietkraft auf Lochleibung N_I bei t_{\min}										
	N_I	N_{II}	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18
14	1,54	3,08	1,96	2,24	2,52	2,80	3,08	3,36	3,64	3,92	4,20	4,48	
17	2,27	4,54	2,38	2,72	3,06	3,40	3,74	4,08	4,42	4,76	5,10	5,44	6,12
20	3,14	6,28	2,80	3,20	3,60	4,00	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,40	7,20
23	4,15	8,30	3,22	3,68	4,14	4,60	5,06	5,52	5,98	6,44	6,90	7,36	8,28
26	5,31	10,62	3,64	4,16	4,68	5,20	5,72	6,24	6,76	7,28	7,80	8,32	9,36

Bei Verwendung anderer Stahlorten erhöhen sich die Werte, z. B. bei St 52 um 50%.

Aufg. 1. An ein Knotenblech von 12 mm Stärke ist ein Flacheisen 80·10 durch Niete von $d = 20$ mm Durchmesser anzuschließen. Das Flacheisen soll eine Zugkraft $P = 8,4$ t übertragen. $\tau_{\text{zul}} = 1000$ kg/cm², $\sigma_l_{\text{zul}} = 2000$ kg/cm². Die Anzahl n der erforderlichen Niete ist zu berechnen (Abb. 202).

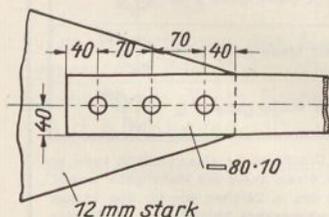


Abb. 202.
Einschnittige Nietverbindung.

Die Nietung ist einschneittig, also die Nietkraft auf Abscheren nach Tafel:

$$N_I = 3,14 \text{ t.}$$

Bei der Berechnung auf Lochleibungsdruck ist die kleinste Blechstärke $t_{\min} = 10$ mm.

Die Nietkraft N_I ist also nach obiger Tafel:

$$N_I = 4,0 \text{ t.}$$

Die erforderliche Anzahl n der Niete ist

$$n = \frac{P}{N_{\min}} = \frac{8,4}{3,14} \approx 2,7.$$

Es müssen daher drei Niete von 20 mm \varnothing vorhanden sein.

Berechnung der Beanspruchungen:

$$\tau = \frac{P}{d^2 \pi \cdot n} = \frac{8400}{3,14 \cdot 3} = 890 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{P}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{8400}{3 \cdot 1,0 \cdot 2} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

(Beide Werte sind zulässig.)

Aufg. 2. Ein aus $\angle 75 \cdot 150 \cdot 11$ bestehender Stab eines Gitterträgers ist mit $P = 42$ t auf Zug belastet. Da die \angle -Eisen nicht in der erforderlichen Länge lieferbar sind, muß eine Stoßverbindung hergestellt werden. Es geschieht nach

Abb. 203 durch ein Flacheisen von 18 mm Stärke zwischen den stehenden und ein Flacheisen von 11 mm Stärke unter den liegenden Schenkeln.

Nietdurchmesser 23 mm, $\tau_{zul} = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{Izul} = 2000 \text{ kg/cm}^2$.

Die Zahl der erforderlichen Niete ist zu berechnen.

Die Berechnung muß für die stehenden und liegenden Schenkel des L-Eisens gesondert durchgeführt werden, da bei den ersteren die Nietung zweischnittig, bei den letzteren einschchnittig ist.

Das Verhältnis der Schenkellängen ist 1 : 2. Nimmt man an, daß sich die Kraft P gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, so übertragen die stehenden Schenkel $\frac{2}{3}P = 28 \text{ t}$, die liegenden Schenkel $\frac{1}{3}P = 14 \text{ t}$.

Daraus ergibt sich folgende Berechnung:

Stehende Schenkel:

$$\begin{aligned} N_{II} &= 8,3 \text{ t} \\ N_l &= 8,28 \text{ t (bei } t_{\min} = 18 \text{ mm)} \\ n &= \frac{28,0}{8,28} \approx 3,4. \end{aligned}$$

Es sind 4 Niete 23 \varnothing rechts und links vom Stoß erforderlich.
Beanspruchungen:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{P}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{28000}{2 \cdot 4,15 \cdot 4} = 845 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_l &= \frac{P}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{28000}{4 \cdot 1,8 \cdot 2,3} = 1690 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

(Beide Werte sind zulässig.)

Liegende Schenkel:

$$\begin{aligned} N_I &= 4,15 \text{ t} \\ N_l &= 5,06 \text{ t (bei } t_{\min} = 11 \text{ mm)} \\ n &= \frac{14,0}{4,15} \approx 3,4. \end{aligned}$$

Es werden links und rechts vom Stoß je 4 Niete 23 \varnothing , auf die beiden liegenden Schenkel verteilt, ausgeführt.

Beanspruchungen:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{P}{d^2 \pi \cdot n} = \frac{14000}{4,15 \cdot 4} = 845 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_l &= \frac{P}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{14000}{4 \cdot 1,1 \cdot 2,3} = 1380 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(Beide Werte sind zulässig.)

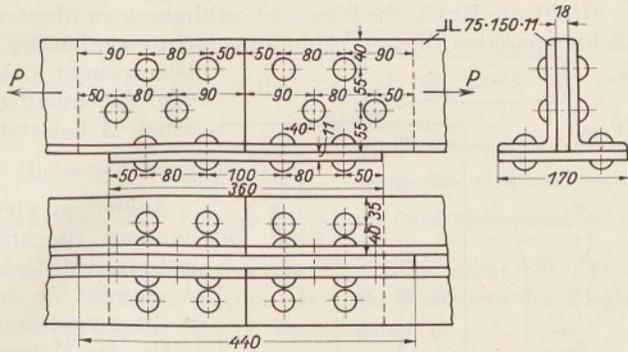


Abb. 203. Nietverbindung an Winkelleisen.

Nietverbindungen, die einen Auflagerdruck und ein Biegemoment zu übertragen haben.

Greift die Kraft, die eine Nietverbindung zu übertragen hat, außerhalb des Schwerpunktes dieser Verbindung an, so werden die Niete verschieden stark beansprucht (Abb. 204). Zunächst sind alle gleichmäßig durch den Auflagerdruck A belastet, so daß bei n Nieten jeder Nietschaft $\frac{A}{n}$ kg zu übertragen hat.

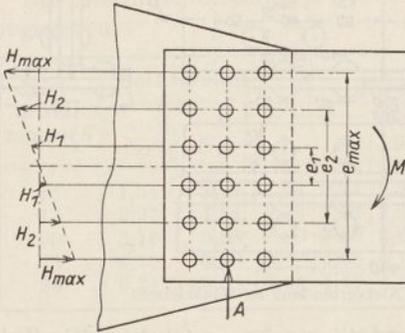


Abb. 204.
Nietverbindung mit Auflagerdruck und Biegemoment.

Außerdem aber wird durch das vorhandene Biegemoment M eine Belastung der Niete erzeugt, die mit dem Abstände von der neutralen Achse geradlinig zunimmt (Abb. 204 links).

Da das Moment der äußeren Kräfte von dem Moment der inneren Kräfte aufgenommen werden muß, gilt die Gleichung

$$M = H_1 \cdot e_1 + H_2 \cdot e_2 + \dots + H_{\max} \cdot e_{\max}.$$

Da nun

$$\frac{H_1}{H_{\max}} = \frac{e_1}{e_{\max}}, \quad \frac{H_2}{H_{\max}} = \frac{e_2}{e_{\max}} \dots$$

ist, so geht obige Gleichung in die Form über

$$M = \frac{H_{\max}}{e_{\max}} (e_1^2 + e_2^2 + \dots + e_{\max}^2) \quad \text{oder} \quad M = \frac{H_{\max}}{e_{\max}} \Sigma e^2,$$

woraus sich die größte Nietkraft H_{\max} infolge des Momentes M ergibt zu

$$H_{\max} = M \frac{e_{\max}}{\Sigma e^2}.$$

Die größte Nietkraft für ein Niet infolge des Auflagerdruckes und des Momentes ist

$$N_{\max} = \sqrt{\left(\frac{A}{n}\right)^2 + H_{\max}^2},$$

und der hieraus errechnete Zahlenwert darf die erlaubten Höchstwerte auf Abscheren und Lochleibungsdruck für die gewählte Nietstärke nicht überschreiten.

Vorstehende Formel gilt nur für den Fall, daß die Niete symmetrisch zur Schwerachse des Trägers liegen. Trifft dies nicht zu, so müssen die Niete so verteilt werden, daß die Schwerachse des Trägers mit der der Nietverbindung zusammenfällt. Sodann ist die größte Nietkraft auf die Trägerschwerachse bezogen nach der oben entwickelten Rechnung zu prüfen.

Beispiel: Gurtstoß an genieteten I-Trägern, S. 163.

γ) Verteilung der Niete. Für die Verteilung der Niete gelten folgende Regeln:

Die Entfernung von Mitte bis Mitte Niet (Nietteilung e) in Richtung der Kraft (Abb. 205) beträgt normal

$$e = 2,5d - 3,5d.$$

Die größten Nietabstände sind

bei Kraftnietung $e_{\max} = 6d$

bei Heftnietung

Druckstäbe $e_{\max} = 7d$

Zugstäbe $e_{\max} = 10d.$

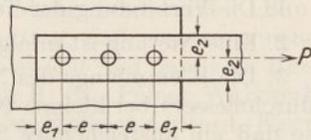


Abb. 205. Nietteilung.

Die Reichsbahn berücksichtigt auch bei der Nietteilung die Blechstärke.

Heftniete dienen zum Zusammenhalten einzelner Teile, nicht zur Übertragung äußerer Kräfte. Als Heftniete werden auch die Gurtniete der Blechträger gerechnet, obgleich sie äußere Kräfte übertragen.

Der Abstand des äußersten Niertes vom Rande beträgt in Richtung der Kraft

$$e_1 = 2,0d - 2,5d,$$

senkrecht zur Kraftrichtung

$$e_2 = 1,5d - 2,0d.$$

In der nachfolgenden Tafel sind die Regel-Nietabstände zusammengestellt.

Nietloch \varnothing	Größte Nietschaftlänge nach DIN 124	Kleinsten Randabstand		Nietteilung e						Kleinstmaße	
		senkrecht zur Kraft- richtung e_2	in Richtung der Kraft e_1	wenigstens			höchstens			aus Profil- rundung a	vom Niet- kopf a
				für Blechträger, Stützen usw.	für Knoten- anschlüsse	üblich	bei Kraftnietung	bei Heftnietung Druckstäbe	Zugstäbe		
14	75	20	30—32,5	35	40	50	80	100	110	15	17
17	90	25	35—42,5	45	50	60	100	120	140	18	20
20	115	30	40—50	50	60	70	120	140	160	20	22
23	135	35	45—55	60	70	80	140	160	180	23	24
26	150	40	50—65	65	80	90	160	180	210	26	26

Bei zweireihigen Nietungen, die z. B. bei L-Eisen von 110 · 110 an ausgeführt werden, wird e als kleinster Abstand zwischen zwei Nieten gemessen. In den Zeichnungen sind jedoch die entsprechenden Maße in der Nietrißlinie einzuschreiben. Im übrigen gelten für die Nietabstände bei Winkeleisen die DIN-Blätter 998 und 999.

Für die Streich- und Wurzelmaße bei Stab- und Formeisen, d. s. die Abstände der Niete vom Rande, sind die DIN-Blätter 996 und 997 maßgebend.

b) Schraubenverbindungen.

An die Stelle von Vernietungen treten Schraubenverbindungen in folgenden Fällen:

1. Die Verbindung der Teile soll beweglich oder lösbar sein.
2. Eine Nietung ist infolge des beschränkten Raumes nicht möglich.
3. Die Klemmlänge des Nietes wird zu groß (mehr als das 4 fache des Nietdurchmessers bei kleinen Nieten, mehr als das 5 fache bei größeren Nieten), so daß ein ausreichendes Stauchen des Nietschaftes nicht mehr möglich ist, die Niete daher das Loch nicht ausfüllen können.
4. Die Verbindung hat Zugkräfte zu übertragen.
5. Es sind Stahlprofile an Gußeisen anzuschließen. (Das Gußeisen hält die beim Nieten auftretenden Erschütterungen sowie die entstehenden Spannungen nicht zuverlässig aus.)
6. Aus Transportrücksichten müssen sperrige Stahlkonstruktionen in Teilen zur Baustelle befördert werden. Hier können an Stelle der Montageniete manchmal Schrauben verwendet werden.
7. Das Nieten auf der Baustelle ist verboten (z. B. wegen des Geräusches oder wegen Feuersgefahr).

Die Berechnung der Schraubenverbindungen ist die gleiche wie bei den Nieten. Als Durchmesser ist hier der Schaft- (nicht Kern-) Durchmesser einzusetzen.¹⁾ Bei eingepaßten Schrauben nimmt man die gleichen Werte für τ und σ_t wie bei den Nieten. Für rohe Schrauben soll gesetzt werden:

$$\left. \begin{array}{l} \tau = 800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t = 1600 \text{ ,,} \end{array} \right\} \text{ bei Verwendung von gewöhnlichem Stahl}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau = 1200 \text{ ,,} \\ \sigma_t = 2400 \text{ ,,} \end{array} \right\} \text{ bei Verwendung von hochwertigem Stahl.}$$

Obige Werte gelten für Belastungsfall I (S. 125).

Die Entfernung der Schrauben voneinander muß mindestens $3,5 d$ sein, während die Randabstände die gleichen sein können wie bei den Nietverbindungen. Es ist besonders auch darauf zu achten, daß die Schrauben bequem eingesteckt und die Muttern angezogen werden können.

Auf Zeichnungen werden die Schrauben — ebenso wie die Niete — durch Sinnbilder nach DIN 407 gekennzeichnet (s. S. 135).

c) Schweißverbindungen.

α) Allgemeines. In neuerer Zeit wird an Stelle des Nietens auch das Schweißen im Stahlhochbau und Brückenbau angewendet. Die Vorteile bestehen in einer Gewichtersparnis, die bis zu 20% betragen kann; es brauchen keine Niet- oder Schraubenlöcher gebohrt zu werden, und die Schwächung des Querschnittes durch diese Löcher fällt fort. In vielen Fällen können auch Stab- und Formeisen ohne Verwendung von Anschlußwinkeln, ja sogar ohne Knotenbleche zusammengeschweißt werden.

1) Das Gewinde darf nicht bis in den tragenden Schaftteil hineinreichen. (Bei Berechnung auf Zug wird der Kernquerschnitt eingesetzt.)

Als Nachteile müssen demgegenüber genannt werden, daß man auf die Zuverlässigkeit der Schweißer angewiesen ist, daß die Schweißung mehr Zeit als die Nietung erfordert und daß dadurch die Ausführung geschweißter Stahlbauten oft nicht billiger als die der genieteten wird.

Während jetzt noch meist die bauliche Ausbildung geschweißter Bauteile den genieteten nachgeahmt wird, ist zu erwarten, daß sich ganz neue Formen herausbilden werden, wodurch weiter an Gewicht und damit an Herstellungskosten gespart werden kann. So walzt z. B. das Peiner Walzwerk halbe \bar{I} - und $\bar{I}P$ -Profile, die sich sehr vorteilhaft an Stelle von zwei L -Eisen verwenden lassen.

Für die Berechnung und Ausführung geschweißter Stahlbauten ist DIN 4100 vom 10. Mai 1931 maßgebend.¹⁾ Darin werden die Bestimmungen über Werkstoffe, Schweißverfahren, Berechnung der Schweißnähte und deren zulässige Spannungen, sowie über die bauliche Durchbildung, ferner über Prüfung der Schweißer und Auftragnehmer, endlich über Ausführung und Abnahme der Bauten festgelegt.

Im folgenden soll nur das Wichtigste daraus besprochen werden.

Geschweißte Bauwerke dürfen nur von solchen Auftragnehmern entworfen und übernommen werden, die eine Zulassungsprüfung bestanden haben. Diese besteht in dem Nachweis, daß einwandfreie Schweißnähte mit den vorhandenen Werkzeugen ausgeführt werden können. Auch muß der Auftragnehmer über geeignete Fachingenieure verfügen. Die Schweißarbeit selbst darf nur von geprüften Schweißern ausgeführt werden. Die zuständige Aufsichtsbehörde hat die Genehmigung zu erteilen und das fertige geschweißte Bauwerk abzunehmen.

Bei der Abnahme soll geprüft werden, ob die Schweißnähte einwandfrei sind und ob die in der Werkstatt hergestellten Schweißverbindungen durch das Aufstellen an der Baustelle nicht gelitten haben.

Die Art der Prüfung bleibt der Aufsichtsbehörde überlassen.

Von den verschiedenen Verfahren hat sich am besten das Ausfräsen der Schweißnaht bis auf den Grund mit dem Schmucklerschen Prüfgerät bewährt. Die Prüfstelle wird mit Kupferammonium-Chlorid geätzt, wodurch man Einbrenntiefe und Güte der Schweißnaht erkennt. Die ausgefrästen Stellen werden nachträglich wieder verschweißt.

Die Untersuchung mit Röntgenstrahlen erfordert eine sehr kostspielige Einrichtung und ist auf der Baustelle kaum ausführbar.

Verschiedene Arten der Untersuchung auf akustischer Grundlage werden zur Zeit noch auf ihre Verwendbarkeit hin geprüft.

β) Werkstoffe und Schweißverfahren. Als Werkstoff können dieselben Stahlsorten, die auch für die Nietung geeignet sind, verwendet werden, wenn ihre Eignung für die Schweißung feststeht (wie bei St 37 oder St 52) oder nachgewiesen wird.

Es können nackte und umhüllte Schweißdrähte, auch solche mit Seele benutzt werden, je nachdem es der Werkstoff und die Art der Schweißnaht erfordert.

1) Zum besseren Verständnis des Normblattes ist zu empfehlen: Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen für die Berechnung und bauliche Durchbildung, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Von den Schweißverfahren hat bis jetzt die Lichtbogenschweißung mit Gleichstrom die besten Ergebnisse, doch sind auch alle anderen Arten der Schweißung zugelassen. Demnach kann auch bei der Lichtbogenschweißung Wechselstrom statt Gleichstrom benutzt werden.

Ferner kommt noch die Gasschmelzschweißung, vorwiegend mit der Azetylen-Sauerstoff-Flamme zur Anwendung. Sie ist aber zum Zusammenfügen stärkerer Teile nicht geeignet, da bei ihr das Arbeitsstück in viel größerem Umfange erhitzt wird, wodurch unzulässige Spannungen und Verwerfungen entstehen.

Die elektrische Widerstandsschweißung eignet sich nur zum Zusammenheften dünner Bleche.

Das gewählte Schweißverfahren muß in der Bauvorlage angegeben sein.

Bei der Ausführung ist im besonderen zu beachten:

Entstehen beim Schweißen Verwerfungen, so dürfen sie nicht nachgerichtet werden, sondern die Schweißung ist nach Entfernung der fehlerhaften Schweißnaht noch einmal auszuführen.

Bei Temperaturen unter -5° darf ohne besondere Maßnahmen zur Sicherung der Schweißarbeit nicht geschweißt werden. Während des Schweißens sind die Schweißstellen gegen Regen, Schnee und Wind zu schützen.

Die zu verschweißenden Stellen müssen frei von Schmutz, Rost, Zunder, Farbe und Schlacke sein.

Beim Schweißen in mehreren Lagen ist die Oberfläche der vorhergehenden Lage vor Aufbringen der neuen Lage von Verunreinigungen, insbesondere Schlacke, gut zu reinigen.

Die geschweißten Bauteile dürfen nicht gestrichen werden, ehe die Abnahme erfolgt ist.

Von großer Wichtigkeit ist auch die Reihenfolge der einzelnen Schweißungen bei Gitterträgern u. dgl. Zuerst müssen alle Schweißungen an einer Gurtung fertiggestellt sein, ehe man die andere Gurtung anschließt. Eine Ausnahme machen senkrechte Stäbe, die zuletzt eingeschweißt werden. Querverbindungen der Einzelstäbe müssen vor dem Anschweißen an die Gurtungen fertiggestellt sein.

γ) Berechnung der Schweißverbindungen. Man unterscheidet Kehlnähte, Schlitznähte und Stumpfnähte.

Kehlnähte (Abb. 206—208) verbinden aufeinanderstehende oder -liegende Teile. Sie sind im Stahlbau am häufigsten. Abb. 207 zeigt eine „volle“, Abb. 208

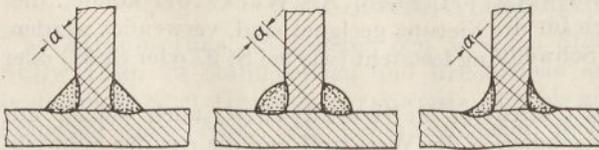


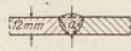
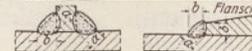
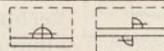
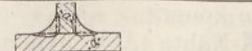
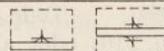
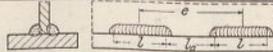
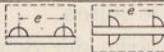
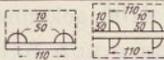
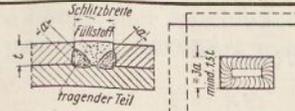
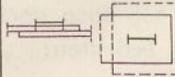
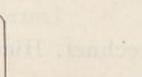
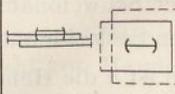
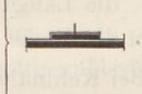
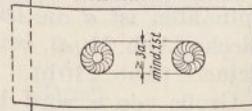
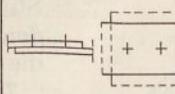
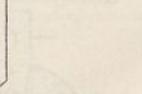
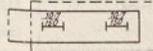
Abb. 206—208. Kehlnähte.

eine „leichte“ Kehlnaht. Kehlnähte können zusammenhängend oder — bei großen Längen, durch die unzulässige und ungleichmäßige Scherspannungen entstehen können — unter-

brochen ausgeführt werden. Die frei bleibenden Stellen sind aber zweckmäßig nachträglich durch eine leichte Kehlnaht auszufüllen, um das Eindringen von Feuchtigkeit zu verhindern.

Sinnbilder für Schweißnähte

DIN
4100

Art	Sinnbild in Anwendung für Ansicht bzw. Aufsicht		
Stumpfnähte			
V-Naht 			
X-Naht 			
Bezeichnung: Nach Nahtdicke α und Länge l z.B. V-Naht $\frac{12}{300}(\alpha)$ 			
Werden die Schweißwulste zwecks Überdeckung durch einen Bauteil (z.B. Flacheisen) abgearbeitet, so erhalten die Sinnbilder statt Kreisbogen gerade Striche.			
Kehlnähte			
Volle Kehlnaht durchlaufend 			
Leichte Kehlnaht 			
Volle Kehlnaht unterbrochen 			
Bezeichnung: Die Kehlnähte werden nach d , Kehle α und d , Länge l d. Naht bezeichnet Beispiel: Kehlnaht $\frac{10}{300}(\alpha)$ Bei unterbrochenen Kehlnähten ist das Maß der Unterbrechung $\frac{10}{50}(\alpha)$, $e = 110$ 			
Schlitznähte			
Langloch-Schlitz eckig 			
Langloch-Schlitz abgerundet 			
Rundloch 			
Bezeichnung: Die Schlitznähte werden nach der Blechdicke t , der Nahtdicke α und der abgewinkelten Nahtlänge l bezeichnet. Beispiel: Schlitz eckig $\frac{10-7}{150}(\frac{t \cdot \alpha}{L})$ Rundloch $\frac{10-7}{20-7}(\frac{t \cdot \alpha}{L})$			
1. Oft wird es sich empfehlen, in den Zeichnungen die verschiedenen vorkommenden Nahtformen in größerem Maßstabe herauszuzeichnen, zusammenzustellen und in der Zeichnung an den einzelnen Stellen auf diese Zusammenstellungen hinzuweisen (Buchstaben S1, S2...). Bei den in größerem Maßstabe aufgezeichneten Nähten bietet sich auch Gelegenheit anzugeben, ob die Schweißung mit verschiedenen dicken Schweißdrähten und in wieviel verschiedenen Lagen ausgeführt werden soll. 2. Baustellenschweißungen sind in den Zeichnungen durch Hinzufügen des Buchstabens „B“, Überkopfschweißungen durch „U“ zu kennzeichnen.			

Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des Deutschen Normenausschusses. Verbindlich ist die jeweils neueste Ausgabe des Normblattes im DIN-Format A 4, das durch den Beuth-Verlag, G. m. b. H. Berlin SW 19, zu beziehen ist.

Je nach der Lage der Schweißnaht unterscheidet man Stirnnahte senkrecht zur Krafrichtung und Flankennahte parallel zur Krafrichtung.

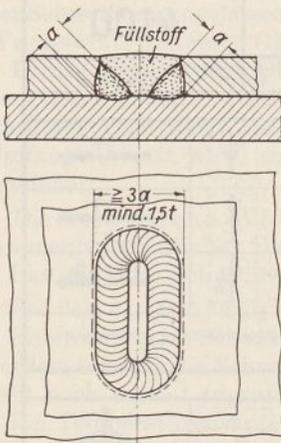


Abb. 209. Schlitznaht.

als V-Nähte (Abb. 210) oder als X-Nähte (Abb. 211) ausgeführt werden. Im Stahlbau sind sie selten.

Die Art und Stärke der Schweißnähte wird auf Zeichnungen durch Sinnbilder nach DIN 4100 gekennzeichnet.¹⁾

Die Spannung ρ von Schweißnähten der gezogenen und gedrückten Bauteile wird nach der Formel

$$\rho = \frac{P}{\Sigma(a \cdot l)} \text{ kg/cm}^2$$

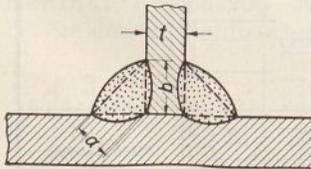
berechnet. Hierin bedeuten:

P die durch die Schweißnähte zu übertragende Kraft in kg,

l die Länge der Schweißnähte ohne Kraterenden²⁾ in cm,

a die Dicke der Schweißnähte in cm.

Bei Kehlnähten ist a die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks (Abb. 206—208 und 212), ebenso bei Schlitznähten (Abb. 209). Bei Stumpfnähten ist a die Dicke der zu verbindenden Bleche (Abb. 210a), bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 210b).

Abb. 212.
Bestimmung der Schweißnahtbreite.

Die Größe von a wird bei Kehl- und Schlitznähten für jede Schweißverbindung der Stärke der zu verbindenden Teile entsprechend gewählt. Man nimmt nach Abb. 212 die Breite der Schweißnaht $b \leq t$, worin t die kleinste Stärke der zu

1) Das neuerschienene DIN-Blatt 1912 bringt Ergänzungen und Beispiele zu den Sinnbildern für Schweißnähte.

2) Unter „Kraterenden“ versteht man das Anfangs- und Endstück einer Schweißnaht bis zur vollen Nahtdicke.

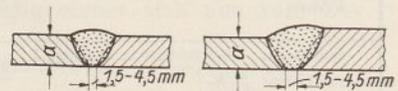


Abb. 210 a u. b. Stumpfnähte (V-Nähte).



Abb. 211. Stumpfnäht (X-Naht).

verbindenden Teile bezeichnet. Aus b erhält man a als Höhe des gleichschenkligen Dreiecks:

$$a = \frac{b}{\sqrt{2}} \approx 0,7b.$$

Die kleinste Länge l_{\min} einer Kehlnaht soll 40 mm betragen.

Müssen die Schweißnähte außer für eine Auflagerkraft A auch für ein Moment M berechnet werden (Abb. 213), so verfährt man folgendermaßen:

Das Moment M erzeugt eine Biegungsspannung, die mit ϱ_1 bezeichnet wird. Aus

$$M = W \cdot \varrho_1$$

erhält man
$$\varrho_1 = \frac{M}{W}.$$

Hierin bedeutet W das Widerstandsmoment einer Fläche, die entsteht, wenn man die Dicken a sämtlicher Schweißnähte in die Anschlußfläche umklappt (Abb. 213, links).

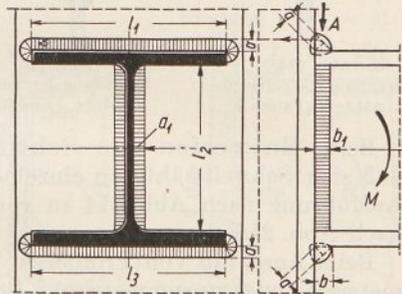


Abb. 213. Geschweißter Trägeranschluß.

Die Auflagerkraft A erzeugt Scherspannungen ϱ_2 , deren Größe man aus

$$\varrho_2 = \frac{A}{F}$$

oder, da

$$F = \Sigma (a \cdot l) \quad \text{ist,}$$

aus

$$\varrho_2 = \frac{A}{\Sigma (a \cdot l)}$$

erhält, wobei l die Länge aller Anschlußnähte (ohne Kraterenden) bezeichnet.

Die Gesamtspannung berechnet man dann nach der Formel

$$\varrho = \sqrt{\varrho_1^2 + \varrho_2^2},$$

die den erlaubten Höchstwert ϱ_{zul} (s. folgende Zusammenstellung) nicht übersteigen darf.

Für die Spannungen ϱ_{zul} der Schweißnähte sind folgende Werte für Baustahl St 37, wie überhaupt für jeden Baustahl von Handelsgüte zulässig¹⁾:

Nahtart	Art der Spannung	Zul. Spannung ϱ_{zul}	Bemerkung	
Stumpfnähte	Zug	0,6 σ_{zul}	σ_{zul} ist die nach den bestehenden Vorschriften für den zu verschweißenden Werkstoff zulässige Spannung.	
	Druck	0,75 σ_{zul}		
	Biegung	Zug		0,6 σ_{zul}
		Druck		0,75 σ_{zul}
	Abscheren	0,5 σ_{zul}		
Kehlnähte (Stirn- u. Flankennähte)	Jede Beanspruchungsart	0,5 σ_{zul}		

1) Neuere Bestrebungen gehen dahin, die Werte von ϱ_{zul} zu erhöhen.

Für anderen Stahl sind die zulässigen Spannungen besonders festzustellen. Kommen bei einem Anschluß Stumpf- und Kehlnähte zusammen vor, so ist auch bei den Stumpfnähten nur die für die Kehlnähte zulässige Spannung einzusetzen.

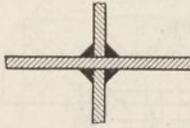


Abb. 214.
Häufung von Schweißnähten. (Falsch!)

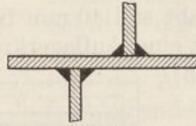


Abb. 215.
Verteilung der Schweißnähte. (Richtig!)

Treten Wechsellasten, Stoßwirkungen, z. B. durch Krane od. dgl. auf, so sind die auftretenden Kräfte nach DIN E 120 „Grundsätze für die Berechnung und bauliche Durchbildung der Eisenkonstruktionen von Kranen“ zu bestimmen.

Beim Entwerfen von Schweißverbindungen ist darauf zu achten, daß sich Schweißnähte an einzelnen Stellen nicht häufen. So ist z. B. eine Ausführung nach Abb. 214 zu vermeiden und möglichst durch eine solche nach Abb. 215 zu ersetzen.

Beim Anschluß von Profileisen ist zu unterscheiden, ob es sich um symmetrische oder unsymmetrische Profile handelt. Bei symmetrischen Profilen, wie z. B. bei dem C-Eisen in Abb. 216, soll die Länge der Schweißnähte auf beiden Seiten gleich groß sein.

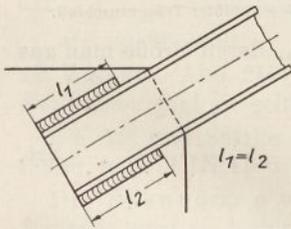


Abb. 216.
Anschluß von symmetrischen Profilen.

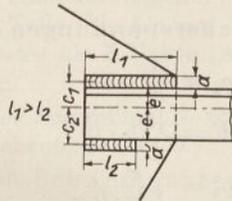


Abb. 217.
Anschluß von unsymmetrischen Profilen.

Bei unsymmetrischen Profilen muß der Anschluß so erfolgen, daß die Schwerlinie der Schweißnähte mit der Schwerlinie des Profils zusammenfällt (Abb. 217). Bei gleicher Dicke a der Schweiß-

nähte muß dann die Bedingung erfüllt sein:

$$l_1 : l_2 = c_2 : c_1$$

oder

$$l_1 \cdot c_1 = l_2 \cdot c_2,$$

wobei

$$c_1 = e + \frac{a}{2}$$

und

$$c_2 = e' + \frac{a}{2} \text{ ist.}$$

Bei verschieden starken Schweißnähten heißt die Bedingung

$$a_1 \cdot l_1 \cdot c_1 = a_2 \cdot l_2 \cdot c_2.$$

Aufg. 1. Ein C 20 ist auf Zug mit $P = 28 \text{ t}$ belastet und soll durch Schweißung an ein Blech von 12 mm Stärke angeschlossen werden. $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (2. Belastungsfall).

Für eine Stärke der Schweißnaht $a = 8,5 \text{ mm}$ (entsprechend $b = 12 \text{ mm}$) gilt

$$P = \Sigma(a \cdot l) \cdot \rho$$

und mit

$$a = 0,85 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,5 \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma l = \frac{P}{a \cdot \rho} = \frac{28000}{0,85 \cdot 700} \approx 47 \text{ cm.}$$

Es müßten also 2 Schweißnähte von je 23,5 cm Länge (ohne Kraterenden) an den Längsnähten ausgeführt werden, oder, falls diese Länge nicht ausführbar ist, müßten die 47 cm auf die Längsnähte und die Stirnnaht verteilt werden, wobei eine Abrundung nach Abb. 218 vorteilhaft ist.

Aufg. 2. Ein Träger, bestehend aus zwei gekoppelten $\square 30$ ist durch Schweißung an eine Stütze $\square P 60$ anzuschließen. Der Auflagerdruck ist zu 6,2 t, das an der Verbindungsstelle auftretende Moment zu 5,8 tm ermittelt worden.

Die Aufgabe ist nur für ein $\square 30$ durchgeführt, bei dem der Auflagerdruck $A = 3,1$ t und das Biegemoment $M = 2,9$ tm betragen.

Zur Erleichterung der Schweißarbeit wird an die Stütze ein Flacheisen geschweißt, auf das die Träger beim Zusammenbau gesetzt werden. Da diese Stützung bei der

Berechnung nicht berücksichtigt wird, ist sie in Abb. 219 weggelassen.

Die Schweißnähte werden durch den Auflagerdruck A auf Abscheren, durch das Biegemoment M oberhalb der neutralen Zone auf Zug, unterhalb auf Druck beansprucht. Die Schweißnahtstärke a denkt man sich in die Ebene des $\square P 60$ umgelegt (Abb. 219 links) und erhält dadurch die Gesamtfläche der Schweißnähte.

Es sei $a = 7$ mm (entsprechend $b_{\min} = 10$ mm). Die Gesamtlänge der umgelegt gedachten Schweißnaht ist nach Abb. 219

$$l \approx 300 + 2 \cdot 100 + 230 + 2 \cdot 90$$

$$l \approx 910 \text{ mm} = 91 \text{ cm.}$$

Demnach ist die Gesamtfläche der Schweißnaht

$$F_{\text{Sch}} = 91 \cdot 0,7 = 63,7 \text{ cm}^2.$$

Das Trägheitsmoment der gesamten Schweißnaht beträgt, wenn alle Flächen in Abb. 219 als Rechtecke gerechnet werden, mit $J_{\square 30} = 8030 \text{ cm}^4$ nach Tafel

$$J_{\text{Sch}} = \frac{1}{12} (10,7 \cdot 31,4^3 - 8,3 \cdot 25,4^3) - 8030 = 16320 - 8030$$

$$J_{\text{Sch}} = 8290 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{Sch}} = \frac{8290}{15,7} = 528 \text{ cm}^3$$

Also ist

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_{\text{Sch}}} = \frac{290\,000}{528} = 550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{A}{F_{\text{Sch}}} = \frac{3100}{63,7} = 49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \sqrt{550^2 + 49^2}$$

$$\sigma = 552 \text{ kg/cm}^2.$$

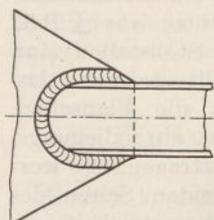


Abb. 218.

Abrundung bei Schweißnähten an den Längs- und Stirnseiten der Profile.

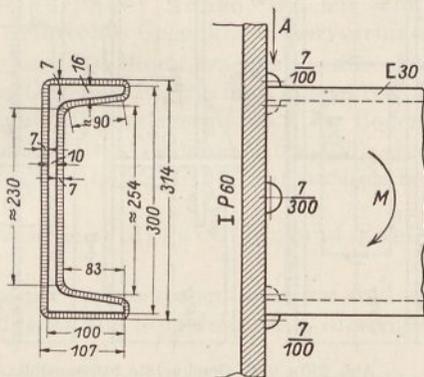


Abb. 219. Geschweißter Trägeranschluß.

Selbst wenn für die zulässige Beanspruchung von St 37 der geringste Wert, $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ genommen wird, ist $\rho_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$, so daß der gefundene Wert für ρ die zulässige Spannung nicht überschreitet.

Die Schweißnähte an den Flanschen könnten entsprechend der Beanspruchung ρ dieke breiter ausgeführt werden. Wie die Nachrechnung der Beanspruchung ρ zeigt, ist es aber nicht notwendig.

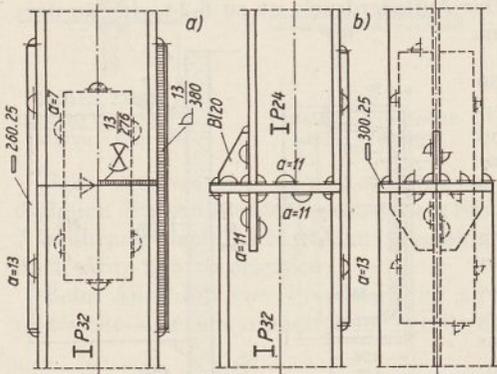


Abb. 220 a u. b. Geschweißte Stützenstöße.

Ausführungen geschweißter Bauteile zeigen die Abb. 220 und 221.

In Abb. 220a ist die Stoßverbindung einer Stütze aus IP 32 dargestellt. Die Stoßstellen sind stumpf geschweißt, seitliche Laschen verbinden die Flanschen. Hat die Stütze ein Biegemoment zu übertragen, so werden auch auf beiden Seiten des Steges Laschen (gestrichelt gezeichnet) angeschweißt. Beim Stoß verschieden großer Profile muß ein Stoßblech eingeschweißt werden (Abb. 220b).

Verschiedene Ausführungen von Knotenpunkten eines Fachwerkträgers sind in Abb. 221a—d gezeigt. Die untere Gurtung besteht aus einem halben I-Profil, die Schrägstäbe werden durch L-Profile in Abb. 221a und b, durch zwei Winkeleisen in Abb. 221c gebildet. Der senkrechte Stab in Abb. 221d besteht aus zwei C-Eisen.

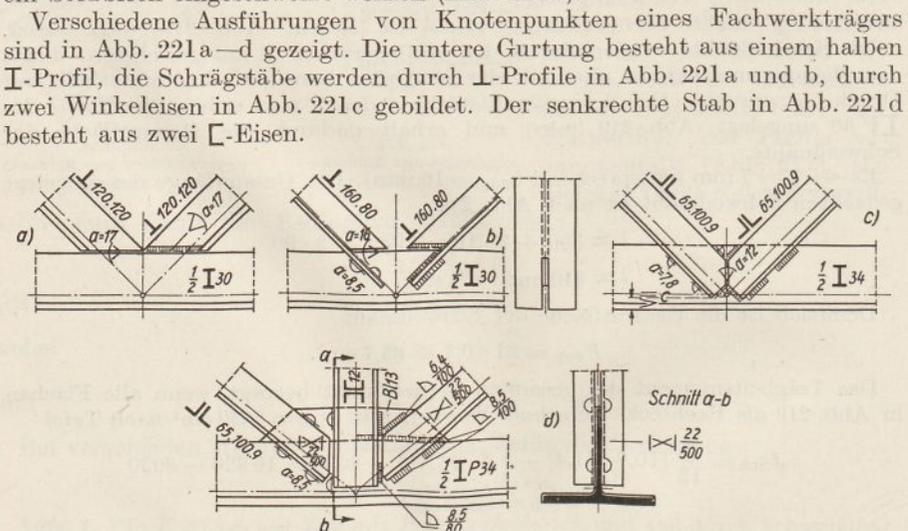


Abb. 221 a—d. Geschweißte Knotenpunkte von Fachwerkträgern.

In Abb. 221a ist die Verbindung nur durch Stumpfnähte an den Stegen der L-Profile hergestellt, was für größere Kräfte nicht ausreichen würde. Hierfür ist die Ausführung nach Abb. 221b richtiger, bei der nach Aufschlitzen der Profile auch die Flanschen angeschweißt werden können.

Eine übliche Verbindung durch Kehlnähte zeigt Abb. 221c. Ist die Höhe des halben I-Profils nicht ausreichend, so kann sie durch ein stumpf angeschweißtes Blech vergrößert werden, wie Abb. 221d zeigt.

2. Träger.

a) Einteilung der Träger.

Nach der Form der Träger unterscheidet man:

Balkenträger mit geradlinig verlaufender Achse, die bei senkrechter Belastung an den Auflagern nur senkrechte Gegenkräfte hervorrufen.

Bogenträger mit gekrümmter Achse. Bei ihnen erzeugen senkrechte Lasten an den Auflagern schräg gerichtete Gegenkräfte, die man in senkrechte Auflagerdrücke und in waagerechte Schubkräfte zerlegen kann. Der Bogenträger ohne Gelenke, sowie die mit ein oder zwei Gelenken (Abb. 100), sind statisch unbestimmt, während der Dreigelenkbogen (Abb. 99) statisch bestimmt ist.

Nach der Ausführung kann man zwischen vollwandigen und Fachwerkträgern unterscheiden.

Erstere können als Walzträger aus einem Stück bestehen, oder sie sind als genietete, neuerdings auch geschweißte Träger aus Stegblech und Gurtungen zusammengesetzt.

Letztere bestehen aus einzelnen Stäben, die in den „Knotenpunkten“ zusammengehalten werden.

Außerdem hat man noch nach der Lagerung der Träger zu unterscheiden:

Einseitig gelagerte Träger, die an einem Ende eingespannt sind (Kragträger).

Auf zwei Stützen gelagerte Träger. Diese können als frei aufliegende Träger, oder auf einer Seite eingespannt, auf der anderen frei aufliegend oder beiderseitig eingespannt ausgeführt werden. Alle Formen sind statisch bestimmt.

Träger auf mehr als zwei Stützen sind statisch unbestimmt, wenn sie nicht durch Einfügen von gelenkigen Verbindungen (Gerberträger, s. S. 150) statisch bestimmt gemacht werden.

b) Grundlagen der Berechnung.

a) Der Träger auf zwei Stützen.

Die Formeln für die Berechnung des Trägers auf zwei Stützen und des einseitig eingespannten Trägers sind aus der Statik bekannt. Durchlaufende Träger gehören zu den statisch unbestimmten Systemen, bei denen die größten Biegemomente bei gleicher Belastung und Spannweite kleiner sind als bei den statisch bestimmten Trägerformen. Die Frage, ob es sich um eingespannte Träger handelt, ist nicht immer leicht zu beantworten, da eine unbedingt feste Einspannung nur in seltenen Fällen möglich ist. Das Einmauern eines Trägers in Wände gilt z. B. nicht als Einspannung; der Träger ist in diesem Falle als frei aufliegend zu berechnen.

Der Gang der Berechnung ist im allgemeinen folgender:

Man ermittelt zunächst die rechnerische Stützweite, die mit der lichten Spannweite nicht übereinstimmt, da man die Entfernung der Auflager-

mitten als Stützweite zu betrachten hat. Bei Lagerung unmittelbar auf dem Mauerwerk ist die Stützweite mindestens gleich der um $\frac{1}{20}$ vergrößerten lichten Weite.

Dann ist die Belastung zu ermitteln. Für Eigengewichte von Decken, Dächern u. dgl. sowie für die Größe der anzunehmenden Nutzlasten können die im Ministerialerlaß vom 24. Dezember 1919 enthaltenen Tafeln benutzt werden (S. 77), oder die wirklichen Gewichte sind nachzuweisen.

Nunmehr folgt die Ermittlung der Auflagerdrücke sowie der Lage und der Größe des größten Biegemomentes M_{\max} , was rechnerisch oder zeichnerisch durchgeführt werden kann.

Aus M_{\max} wird das erforderliche Widerstandsmoment errechnet und das für den vorliegenden Fall geeignete Profil gewählt. Wird der Träger an einem gefährdeten Querschnitt durch Niet- oder Schraubenlöcher im Flansch geschwächt, so sind diese bei der Berechnung des Widerstandsmomentes zu berücksichtigen.

Zum Schluß rechnet man die wirklich vorhandene Biegebeanspruchung σ_{vorh} nach, die einen vom Werkstoff und dem Belastungsfall abhängigen Höchstwert (s. S. 125) nicht überschreiten darf.

Eine Berechnung der Durchbiegung ist nicht allgemein vorgeschrieben, sie kann aber verlangt werden, z. B. bei stark belasteten Trägern oder bei Trägern über 7 m Länge, die zur Aussteifung eines Gebäudes benutzt werden. Die Durchbiegung f soll in solchen Fällen $\frac{1}{500}$ der Stützweite nicht überschreiten.

Für die am häufigsten vorkommenden Fälle sind die Durchbiegungen nach den folgenden Formeln zu berechnen:

Kragträger mit Einzellast am Ende:

$$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot J},$$

Träger auf 2 Stützen mit Einzellast in der Mitte:

$$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J},$$

Träger auf 2 Stützen mit gleichmäßig verteilter Last:

$$f = \frac{5 \cdot Q \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot J}.$$

Hier bedeuten:

l = Stützweite in cm,

E = Elastizitätszahl ($E = 2\,100\,000$ kg/cm² für Walzstahl),

J = Trägheitsmoment in cm⁴.

β) Der Gerbersche Gelenkträger, der besonders viel für Dachpfetten¹⁾ verwendet wird, kann statisch bestimmt über beliebig viele Auflager geführt werden. Bei n Auflagern sind $(n - 2)$ Gelenke vorzusehen. Man sucht dabei die auftretenden größten Biegemomente über den Auflagern und in den Feldmitten gleichgroß zu machen.

1) S. S. 209. Für die Anordnung der Gerberpfetten gelten DIN 1010—1012, für die Gelenkausbildung DIN 1009.

Bezeichnet l die Feldlänge,
 a die Länge des überkragenden Trägerteiles,
 q die Belastung in t/m,

so wählt man für den gleichmäßig belasteten Gerberschen Gelenkträger:

bei 3 Stützen (Abb. 222a) $a = 0,1716 l$,

wofür man erhält $M_1 = M_2 = M_3 = 0,0858 q l^2$;

bei 4 Stützen nach Abb. 222b $a = 0,125 l$,

dafür $M_1 = 0,0957 q l^2, M_2 = M_3 = \frac{q l^2}{16}$;

bei 4 Stützen nach Abb. 222c $a = 0,22 l$,

dafür $M_1 = M_2 = 0,0858 q l^2, M_3 = 0,0392 q l^2$.

Für Gerbersche Gelenkträger mit 5 oder mehr Stützen findet man Angaben in „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 509. Durch Veränderung der Feldlängen kann man erreichen, daß alle Momente gleich werden. Meist wird aber die gleiche Feldlänge vorgezogen.

Die Gelenke werden so ausgeführt, daß eine geringe Bewegung der Träger gegeneinander möglich ist. Dafür genügt meist eine Verbindung durch Laschen, die an einem Träger angenietet, am anderen mit einer Schraube als Gelenk angeschraubt sind. DIN 1009 zeigt solche Verbindungen für I 8—24.

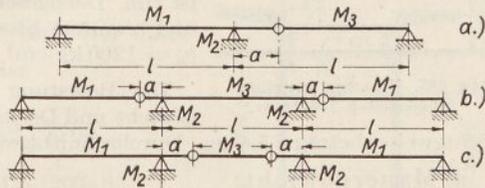


Abb. 222 a-c. Gerbersche Gelenkträger.

c) Vollwandträger.

α) Walzträger. Als Träger für Decken, Unterzüge unter Deckenträgern und für alle ähnlichen Zwecke werden vorwiegend I- und IP-Träger verwendet.

Häufig werden zwei, auch mehr Träger nebeneinander verlegt, besonders wenn man an Bauhöhe sparen muß oder wenn man für die Auflage einer Mauer eine breitere Fläche braucht. Man muß dann dafür sorgen, daß die Träger sich

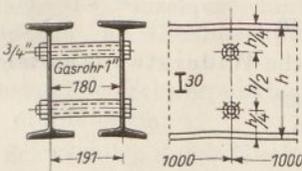


Abb. 223. Verbindung von Trägern durch Stehbolzen.

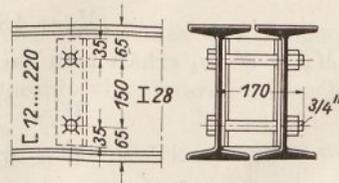


Abb. 224. Verkopplung von Trägern durch C-Eisenstücke und Stehbolzen.

nicht schiefe stellen und daß sie die auf ihnen ruhende Last gemeinsam aufnehmen. Bei einfachen Fenster- und Türöffnungen genügt eine Verbindung durch Stehbolzen nach Abb. 223, doch ist der Zwischenraum zweckmäßig auszubetonieren.

Für schwer belastete Träger muß eine „Verkopplung“ der Träger durch C-Stücke und Stehbolzen nach Abb. 224 ausgeführt werden. Diese

Querverbindungen sind über oder unmittelbar neben den Auflagern und weiterhin in Abständen von 1,5—2,0 m anzuordnen. (Die früher viel verwendete Verkopplung der Träger durch gußeisernerne Paßstücke ist zwar gut, aber zu teuer und wird deshalb kaum noch angewendet.)

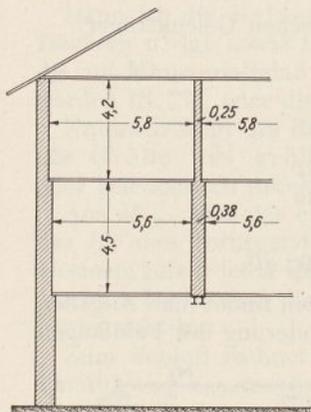


Abb. 225. Unterzug aus einem gekoppelten Träger.

Die Belastung der Träger setzt sich aus Mauer-
gewicht und Deckenlasten zusammen. Ihre rechnerische
Stützweite beträgt 5,4 m. Durchschnittsgewicht von 1 m³ Mauerwerk 1800 kg.

a) Mauergewicht:

$$\begin{array}{l} 2. \text{ Stockwerk } 5,0 \cdot 4,2 \cdot 0,25 \cdot 1800 = 9\,450 \text{ kg} \\ 1. \quad \quad \quad 5,0 \cdot 4,5 \cdot 0,38 \cdot 1800 = 15\,390 \quad \quad \quad \end{array}$$

b) Deckenlast:

$$\begin{array}{l} \text{Dachgeschoß } 6,05 \cdot 5,0 \cdot 400 = 12\,100 \quad \quad \quad \text{,,} \\ 2. \text{ Stockwerk } 5,80 \cdot 5,0 \cdot 600 = 17\,400 \quad \quad \quad \text{,,} \\ 1. \quad \quad \quad 5,60 \cdot 5,0 \cdot 600 = 16\,800 \quad \quad \quad \text{,,} \end{array}$$

$$\text{Gesamtbelastung} = 71\,140 \text{ kg.}$$

Für gleichmäßig verteilte Belastung ist

$$M_b = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{71\,140 \cdot 5,40}{8}$$

$$M_b = 4\,801\,900 \text{ kgcm.}$$

Aus $M_b = W \cdot \sigma_b$ erhält man das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M_b}{\sigma_b} = \frac{4\,801\,900}{1200}$$

$$W \approx 4000 \text{ cm}^3.$$

Man kann wählen entweder

$$3 \text{ I } 40 \text{ mit } 3 \cdot W_x = 3 \cdot 1460 = 4380 \text{ cm}^3,$$

Gewicht (für 5,4 m): $3 \cdot 5,4 \cdot 92,6 \approx 1500 \text{ kg}$,

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4\,801\,900}{4380} = 1095 \text{ kg/cm}^2;$$

oder 2 I P 34 mit

$$2W_x = 2 \cdot 2170 = 4340 \text{ cm}^3,$$

Gewicht (für 5,4 m): $2 \cdot 5,4 \cdot 137 = 1480 \text{ kg}$;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4801900}{4340} = 1107 \text{ kg/cm}^2.$$

Auflagerbreite: für $3 \text{ I } 40 = 3 \cdot 155 = 465 \text{ mm}$
 „ $2 \text{ I P } 34 = 2 \cdot 300 = 600 \text{ „}$,

Die Auflager für die Träger müssen auf Flächenpressung berechnet werden (s. auch S. 169). Das Eigengewicht der Träger ist hier, wie auch bei der folgenden Aufgabe unberücksichtigt geblieben.

In der folgenden Aufgabe ist gezeigt, welche Wirkung das einseitige oder beiderseitige Verstärken von Walzträgern hat.

Aufg. Welche gleichmäßig verteilte Last können $\text{I I } 26$ nach Abb. 226 a, b, c bei 4,7 m rechnerischer Stützweite aufnehmen? $\sigma_b = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

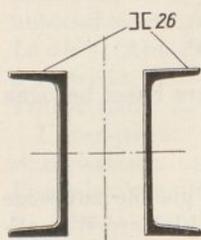


Abb. 226 a.
Träger aus 2 C-Eisen.

a) $M_b = W \cdot \sigma_b = 2 \cdot 371 \cdot 1200$.

Bei gleichmäßig verteilter Last

ist $M_b = \frac{Q \cdot l}{8}$, also

$$\frac{Q \cdot l}{8} = 742 \cdot 1200$$

$$Q = \frac{742 \cdot 1200 \cdot 8}{470}$$

$$Q \approx 15200 \text{ kg}.$$

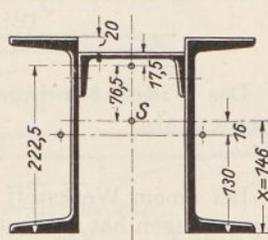


Abb. 226 b. Verstärkung durch Quernieten eines C 14

b) Durch das einseitige Annieten eines C 14 verschiebt sich der gemeinsame Schwerpunkt des Trägerprofils. Das Widerstandsmoment muß aber für den gemeinsamen Schwerpunkt berechnet werden, daher ist zuerst die neue Lage des Schwerpunktes zu bestimmen. Dies geschieht (Abb. 226 b) nach der Formel

$$F \cdot x = \Sigma f \cdot a.$$

Hierin bedeutet:

F = Fläche des Gesamtquerschnittes in cm^2 ,

f = Fläche der Einzelquerschnitte in cm^2 ,

x = Abstand des Gesamtschwerpunktes von Unterkante des Trägerprofils in cm,

a = Abstand des Schwerpunktes der Einzelprofile von Unterkante des Trägerprofils in cm.

Die Schwächung durch Nietlöcher braucht nicht berücksichtigt zu werden, da sie in der Druckzone liegen.

Nach Abb. 226 b ergibt sich

$$(2 \cdot 48,3 + 20,4) \cdot x = (2 \cdot 48,3) \cdot 13 + 20,4 \cdot 22,25$$

$$x = \frac{1714}{117} = 14,6 \text{ cm}.$$

Nun muß das Trägheitsmoment des Gesamtprofils, bezogen auf die neue Schwerpunktsachse, berechnet werden. Da diese neue Schwerpunkts-

achse nicht durch den Schwerpunkt der einzelnen Profile geht, ist die Formel anzuwenden

$$J_{ges} = \Sigma (J_0 + f \cdot a^2).$$

Hierin bedeutet:

J_{ges} = Trägheitsmoment des Gesamtprofils, bezogen auf die neue Schwerpunktsachse, in cm^4 ,

J_0 = Trägheitsmoment des Einzelprofils, bezogen auf die eigene Schwerpunktsachse, die parallel zur neuen Achse liegt, in cm^4 ,

f = Querschnittsfläche des Einzelprofils in cm^2 ,

a = Abstand des Einzelprofils von der neuen Achse in cm .

Die Rechnung ergibt (Abb. 226 b)

$$\begin{aligned} J_{ges} &= 2 J_{\square 26} + J_{\square 14} \quad (\text{beide Profile auf die neue Achse bezogen}) \\ 2 \cdot J_{\square 26} &= 2(4820 + 48,3 \cdot 1,6^2) = 9890 \text{ cm}^4 \\ J_{\square 14} &= 62,7 + 20,4 \cdot 7,65^2 = 1250 \text{ ,,} \\ J_{ges} &= 2 \cdot J_{\square 26} + J_{\square 14} = 11140 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Das Widerstandsmoment kann auf die untere oder obere Faser bezogen werden, also

$$W_u = \frac{J_{ges}}{e_u} \quad \text{oder} \quad W_0 = \frac{J_{ges}}{e_0}.$$

Bei einem Werkstoff wie Stahl, der auf Zug und Druck gleiche zulässige Spannungen hat, nimmt man den größeren Abstand, da das kleinere W maßgebend ist, hier also $e = 14,6 \text{ cm}$.

$$W = \frac{11140}{14,6} = 763 \text{ cm}^3,$$

also

$$Q = \frac{763 \cdot 1200 \cdot 8}{470} \approx 15600 \text{ kg}.$$

Das einseitige Zwischennieten des $\square 14$ hat also nur eine geringe Vergrößerung der Tragfähigkeit des Trägers ergeben. Ein Vorteil dagegen ist die Vergrößerung der oberen Trägerfläche, wodurch sie z. B. zur Aufnahme von Mauerwerk geeigneter wird.

c) Der gemeinsame Schwerpunkt wird durch die symmetrisch liegenden Flacheisen nicht verschoben. Die Schwächung durch die Nietlöcher muß berücksichtigt werden. Das Trägheitsmoment berechnet sich zu

$$J_{ges} = 2 \cdot J_{\square 26} + 2 J_- - J_N,$$

worin J_N das Trägheitsmoment der Nietlöcher, bezogen auf die Schwerachse des Trägers bedeutet (Abb. 226 c).

$$2 \cdot J_{\square 26} = 2 \cdot 4820 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot = 9640 \text{ cm}^4$$

$$2 \cdot J_- = 2 \left(\frac{30 \cdot 1,2^3}{12} + 30 \cdot 1,2 \cdot 13,6^2 \right) \approx 13330 \text{ ,,}$$

$$\text{ohne Nietabzug:} \quad 2 J_{\square 26} + 2 J_- \approx 22970 \text{ cm}^4$$

$$J_N = 4 \left(\frac{2,6 \cdot 2,6^3}{12} + 2,6 \cdot 2,6 \cdot 12,9^2 \right) = 4520 \text{ ,,}$$

$$\text{mit Nietabzug:} \quad J_{ges} = 18450 \text{ cm}^4$$

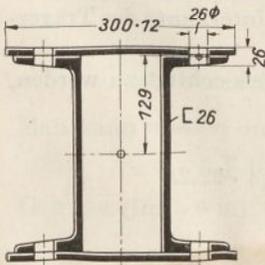


Abb. 226 c. Kastenträger aus 2 \square -Eisen und Gürtplatten.

$$W = \frac{J_{\text{ges}}}{14,2}$$

$$W = \frac{18450}{14,2}$$

$$W = 1300 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{1300 \cdot 1200 \cdot 8}{470} = 26600 \text{ kg.}$$

Die Trägerform *c* ergibt also eine bedeutende Vergrößerung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Verbreiterung der oberen Trägerfläche.

Der unterspannte Träger zeigt eine andere Art der Verstärkung. Je nachdem, ob die Unterstützung an einer Stelle oder an zwei Stellen geschieht, unterscheidet man einfach (Abb. 227) oder doppelt unterspannte Träger (Abb. 228).

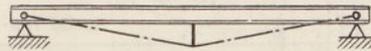


Abb. 227. Einfach unterspannter Träger.

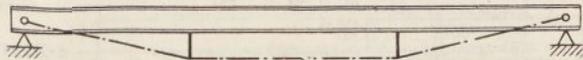


Abb. 228. Doppelt unterspannter Träger.

Unterspannte Träger sind statisch unbestimmt. Formeln zur Berechnung s. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 501. Der Hauptträger ist als durchlaufender Träger auf Biegung und Druck (nach besonderer Formel) zu berechnen.

Träger in Steineisendecken werden im allgemeinen als freiaufliegend betrachtet, das größte Biegemoment ist also bei gleichmäßig verteilter Last

$$M_b = \frac{Q \cdot l}{8}.$$

Wenn dagegen Deckenträger an Unterzüge außer der Stegverlanschung so angeschlossen werden, daß die Zugkräfte durch aufgelegte Platten und die Druckkräfte durch Paßstücke (s. Abb. 253) oder durch Schweißung auf den Steg des Unterzuges übertragen werden, darf das Biegemoment verringert werden auf

$$M_b = \frac{Q \cdot l}{16} \text{ bzw. im Endfelde } M_b = \frac{Q \cdot l}{11},$$

wenn gleichmäßig verteilte Last angenommen wird.

Bei Anschluß von Deckenträgern an durchgehende Stützen genügen außer der Stegverlanschung Anschlußwinkel oben und unten, um die Momente auf $\frac{Q \cdot l}{16}$ bzw. $\frac{Q \cdot l}{11}$ zu verringern.

Genauere Angaben finden sich in dem Ministerialerlaß vom 25. Februar 1925, Abschnitt D „Berechnung eiserner Träger“, wozu noch ergänzende Angaben und Richtlinien erschienen sind.¹⁾

1) S. z. B. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 89, 149 und 520.

β) Genietete Träger. Für größere Spannweiten und Belastungen kommt man mit Walzträgern allein nicht mehr aus. Man verstärkt I-, IP- und JI-Profile durch Aufnieten von Gurtplatten (s. Abb. 226 c). Für die Berechnung der Gurtplattenzahl und der Vernietungen gelten die im folgenden Abschnitt „Blechträger“ besprochenen Ausführungen.

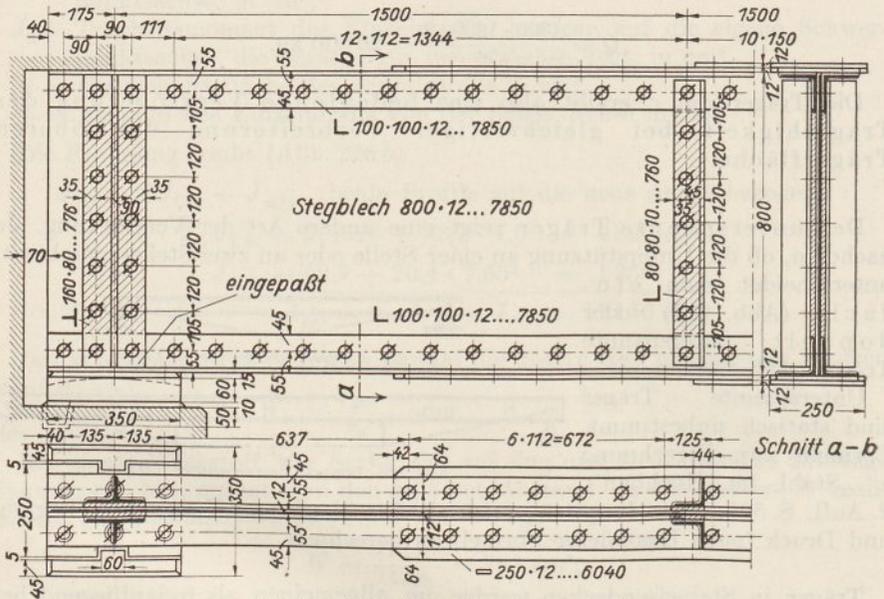


Abb. 229. Genieteter I-Träger (Blechträger).

γ) Blechträger. Am häufigsten ist der genietete I-Träger (Abb. 229). Er besteht aus einem senkrechten Stegblech (auch Stehblech genannt), der oberen und der unteren Gurtung (je zwei L-Eisen), sowie den oberen und unteren Gurtplatten.

Als Stegblechhöhe h wählt man im allgemeinen $h = 0,1 l$, wobei l die Länge des Trägers bedeutet, geht aber auch bis auf $h = \frac{1}{15} l$ herunter. Als Stegblechstärke nimmt man

bei leicht belasteten Trägern	8 mm,
„ mittel „	10 mm,
„ schwer „	12–15 mm.

Die Gurtwinkel werden aus gleichschenkligen Winkelisen von $75 \cdot 75 \cdot 8$ bis $200 \cdot 200 \cdot 16$ ausgeführt. Wirtschaftlicher sind ungleichschenklige Winkelisen mit waagerechten breiteren Schenkeln, die von $65 \cdot 80 \cdot 8$ bis $100 \cdot 200 \cdot 16$ verwendet werden. Als kleinster Nietdurchmesser wird 20 mm genommen.

Eine wirksame Vergrößerung des Widerstandsmomentes erreicht man durch Gurtplatten, deren Zahl bis drei, seltener bis vier geht. Ihre Stärke wählt man entsprechend der Schenkelstärke der Gurtwinkel zu 10–15 mm. Sie sollen auf beiden Seiten mindestens 5 mm über die Gurtwinkelkanten überstehen. Die Gurtplatten läßt man nicht über die ganze Trägerlänge durch-

gehen, sondern nur so weit, wie es durch das vorhandene Biegemoment bedingt ist. Die erforderliche Länge der Platten bestimmt man folgendermaßen:

Man zeichnet eine Momentenlinie nach dem Seileckverfahren (für gleichmäßig verteilte Belastung eine Parabel mit M_{\max} in der Mitte Abb. 230) und bestimmt danach den Blechträger mit der größten Gurtplattenzahl (hier zwei Stück). Nun stellt man die Widerstandsmomente des Trägers W_1 und W_2 mit einer und mit zwei Gurtplatten fest. Nach der Gleichung $M_b = W \cdot \sigma_{b \text{ zul}}$

berechnet man die Biegemomente M_{b1} und M_{b2} , die mit einer und mit zwei Gurtplatten übertragen werden können. Trägt man diese M_{b1} und M_{b2} im Momentenmaßstab an und zieht durch die Endpunkte Parallele zur Nulllinie, so erhält man durch die Abstände der Schnittpunkte mit der Momentenlinie die theoretisch erforderlichen Plattenlängen l_1 und l_2 , die um die für den Gurtplattenanschluß notwendige Anzahl der Nieten verlängert werden muß. Gewöhnlich reichen zwei Nietteilungen aus.

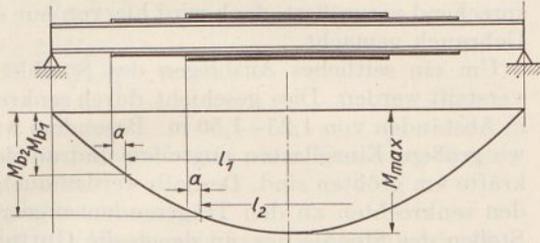


Abb. 230. Zeichnerische Bestimmung der Gurtplattenlänge.

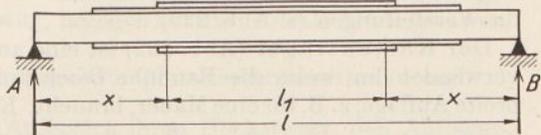


Abb. 231. Rechnerische Bestimmung der Gurtplattenlänge.

An Stelle der zeichnerischen Lösung kann man auch rechnerisch die Länge der Gurtplatten bestimmen. Eine Verstärkung des Blechträgers durch eine weitere Gurtplatte ist an dem Punkte notwendig, wo das Widerstandsmoment des Trägers ohne die neue Gurtplatte gleich dem Biegemoment an dieser Stelle geteilt durch $\sigma_{b \text{ zul}}$ ist. Also

$$W = \frac{M_b}{\sigma_{b \text{ zul}}}$$

Aus dem Biegemoment M_b läßt sich die Strecke x (Abb. 231) und damit die Gurtplattenlänge l_1 bestimmen.

Für den Fall der gleichmäßig verteilten Belastung durch q kg/m erhält man z. B. die Länge x aus

$$A \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{x}{2} = W \cdot \sigma_{b \text{ zul}}$$

$$\frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = W \cdot \sigma_{b \text{ zul}}$$

$$x^2 - l \cdot x + \frac{2 \cdot W \cdot \sigma_{b \text{ zul}}}{q} = 0$$

$$x = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 \cdot W \cdot \sigma_{b \text{ zul}}}{q}}$$

Die Länge l_1 der Gurtplatte beträgt

$$l_1 = l - 2x,$$

also

$$l_1 = 2 \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 \cdot W \cdot \sigma_b \text{ zul.}}{q}}.$$

Zu l_1 ist ein Zuschlag a (siehe oben) zu nehmen.

Eine andere Art, das Widerstandsmoment zu vergrößern, besteht darin, daß man die Höhe des Stegbleches der Zunahme des Biegemomentes entsprechend vergrößert, doch wird hiervon nur selten (u. a. bei Laufkranträgern) Gebrauch gemacht.

Um ein seitliches Ausbiegen des Stegbleches zu verhindern, muß dieses versteift werden. Dies geschieht durch senkrecht stehende L-, T- oder I-Eisen in Abständen von 1,25–1,50 m. Besonders wichtig ist diese Aussteifung dort, wo größere Einzellasten angreifen und an den Auflagern, da hier die Querkräfte am größten sind. Deshalb werden auch bisweilen schräge Steifen außer den senkrechten an den Trägerenden angeordnet. Stark gefährdet sind die Stellen des Stegbleches, an denen die Gurtungen aufhören, weshalb man die Versteifungen bis dicht an den waagerechten Winkeleisenschenkel heranführt. Zwischen die Gurtwinkel legt man Futterbleche von Gurtwinkelstärke unter die Versteifungen (s. Abb. 229).

Der Kastenträger (Abb. 232) ist eine andere Form der Blechträger. Man verwendet ihn, wenn die Bauhöhe beschränkt ist oder wenn man oben eine breite Auflage, z. B. für eine Mauer, braucht. Er wird aus zwei Stegblechen, deren Abstand man zu $e = \frac{h}{3}$ bis $\frac{h}{4}$ wählt, aus L-Eisen als Gurtwinkel und aus Gurtplatten gebildet. Soll der Innenraum für Kabel, Rohrleitungen oder dgl.

frei bleiben, so versteift man die Stegbleche durch außenliegende L- oder T-Eisen; besser ist eine innen liegende Versteifung durch C-Eisen (Abb. 232) oder bei größeren Breiten durch Querwände aus Blech und L-Eisen.

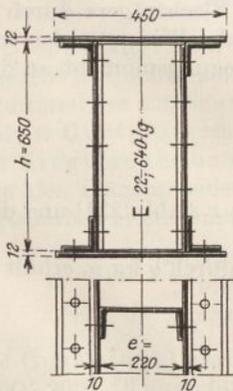


Abb. 232. Kastenträger.

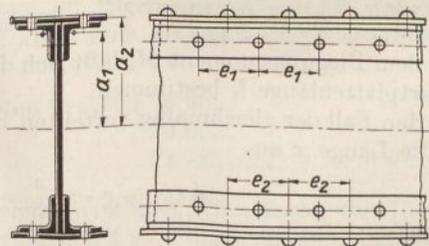


Abb. 233. Nietteilung am Blechträger.

Für die Vernietung zwischen Stegblech und Gurtung muß die Nietteilung berechnet werden. Sind keine Gurtplatten anzuschließen, so ist nur die Teilung e_1 zwischen Stegblech und L-Eisen zu berechnen. Sind Gurtplatten vorhanden, so ist auch die Teilung e_2 zwischen L-Eisen und Gurtplatte zu bestimmen (Abb. 233).

Es ist dabei zu beachten, daß die Nietung zwischen Stegblech und L-Eisen zweischnittig ist, daß aber nur ein Niet in einem Querschnitt liegt. Bei der Nietung zwischen L-Eisen und Gurtplatte sind dagegen zwei einschnittige Niete in einem Querschnitt vorhanden. Beide Nietungen sind Kraftnietungen, doch dürfen für die Nietteilungen die Abstände der Heftnietungen genommen werden.

Für die Nietteilung gelten die Formeln:

für Gurtwinkel:
$$e_1 = \frac{N_{\min} \cdot J}{Q \cdot S_1},$$

für Gurtplatten:
$$e_2 = \frac{2 \cdot N_{\min} \cdot J}{Q \cdot S_2}.$$

Hierin bedeutet:

J = Trägheitsmoment der gesamten Querschnitte ohne Nietabzug in cm^4 ,

e_1 = Nietteilung im Stegblech in cm,

e_2 = Nietteilung auf den Gurtplatten in cm,

N_{\min} = kleinste Nietkraft für 1 Niet in t (Abscherung bzw. Lochleibungsdruck),

Q = Querkraft in t an der Meßstelle,

$S_1 = f_{-r} \cdot a_1 + f_{-} \cdot a_2$ = statisches Moment des anzuschließenden Gurtungsquerschnittes ohne Nietabzug, bezogen auf die neutrale Achse (Schwerpunktlinie) in cm^3 ,

$S_2 = f_{-} \cdot a_2$ = statisches Moment des Gurtplattenquerschnittes in cm^3 .

Die Querkraft erreicht an den Auflagern ihren Höchstwert, den Auflagerdruck. Deshalb berechnet man zunächst die Nietteilung an den Auflagern. Ergibt sich hier eine Teilung $\geq 8d$ (d. i. Grenze für die Nietteilung im Druckgurt, wobei d den Nietdurchmesser bezeichnet), so ist diese über den ganzen Träger durchzuführen. Andererseits ist in Abständen von etwa einem Meter die Teilung nach den obigen Gleichungen neu zu berechnen.

Diese Gleichungen für die Nietteilungen lassen sich aus der Schubkraft N (in Richtung der Trägerachse wirkend) berechnen, die ein Niet aufnehmen muß, um ein gegenseitiges Verschieben der Einzelteile des Blechträgers bei Biegungsbeanspruchungen zu vermeiden. Legt man durch den Blechträger an der Meßstelle zwei Schnitte I und II, die um eine Nietteilung e voneinander entfernt sind, so haben die Biegungsspannungen nach Abb. 234 in einer im beliebigen Abstand η von der neutralen Achse $x-x$ entfernten Gurtfaser die Werte

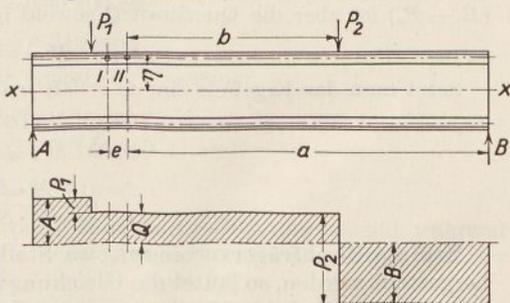


Abb. 234. Blechträgerbelastung und Querkraftfläche.

in einer im beliebigen Abstand η von der neutralen Achse $x-x$ entfernten Gurtfaser die Werte

für I:
$$\sigma_I = \frac{M_I \cdot \eta}{J}$$

für II:
$$\sigma_{II} = \frac{M_{II} \cdot \eta}{J}.$$

Die Spannungen sind in beiden Schnitten über den ganzen Gurtquerschnitt $F = \Sigma f$ zu summieren. Daraus ergeben sich die Normalkräfte in den Gurtquerschnitten

$$\text{in I:} \quad N_I = \Sigma \sigma_I \cdot f = \Sigma \frac{M_I \cdot \eta}{J} f$$

$$\text{in II:} \quad N_{II} = \Sigma \sigma_{II} \cdot f = \Sigma \frac{M_{II} \cdot \eta}{J} f.$$

Da Biegemoment und Trägheitsmoment konstant sind, kann $\frac{M_I}{J}$ bzw. $\frac{M_{II}}{J}$ vor das Summenzeichen gezogen werden. Unter $\Sigma f \cdot \eta$ versteht man nach den Grundregeln der Mechanik das statische Moment S des Gurtquerschnittes F , bezogen auf die Achse $x - x$. Also ist

$$\text{in I:} \quad N_I = \frac{M_I \cdot S}{J}$$

$$\text{in II:} \quad N_{II} = \frac{M_{II} \cdot S}{J}$$

Beide Schubkräfte sind entgegengesetzt gerichtet, also muß der Unterschied beider Kräfte genommen werden:

$$N = N_I - N_{II} = \frac{S}{J} (M_I - M_{II}).$$

N ist die von einem Niet aufzunehmende Kraft (da e der Nietabstand ist). Berechnet man nach den Belastungsannahmen der Abb. 234 die beiden Momente, so erhält man

$$\text{in II:} \quad M_{II} = B \cdot a - P_2 \cdot b$$

$$\begin{aligned} \text{in I:} \quad M_I &= B(a + e) - P_2(b + e) \\ &= Ba + Be - P_2b - P_2e \\ &= M_{II} + e(B - P_2). \end{aligned}$$

$(B - P_2)$ ist aber die Querkraft Q sowohl in I als auch in II, also

$$M_I - M_{II} = Q \cdot e.$$

Setzt man das Ergebnis ein, so erhält man für die Nietkraft N

$$N = \frac{S \cdot Q \cdot e}{J}$$

$$e = \frac{N \cdot J}{Q \cdot S}.$$

Soll die Blechträgerverbindung an Stelle der Nietung durch Schweißung hergestellt werden, so lautet die Gleichung für den Abstand e der nach Abb. 235 unterbrochenen Schweißnähte zum Anschluß einer Gurtung an das Stegblech

$$e = \frac{J}{Q \cdot S} 2al\varrho.$$

Hierin bedeutet außer den oben erklärten Begriffen

a = Dicke der Schweißnähte in cm (S. 144),

l = Länge der unterbrochenen Nähte in cm,

ϱ = zulässige Spannung in beiden Schweißnähten in kg/cm².

Die Gleichungen für Nieten und Schweißen entsprechen einander. Während beim Nieten die Nietkraft N für Abscherung bzw. Lochleibung einzusetzen ist, wird beim Schweißen die Haftkraft der beiden Nähte links und rechts vom Steg auf die Länge e berücksichtigt. Sie haben die Dicke a und die wirkliche Länge l . Also beträgt die Schweißkraft:

$$N = 2 \cdot a \cdot l \cdot \rho.$$

Aufg. Ein genietetes I-Träger hat $l = 12$ m Stützweite und ist mit $q = 2,4$ t/m belastet. Der Träger soll bestimmt und die Nietteilung zwischen Gurtung und Stegblech berechnet werden.

Die Gesamtlast ist

$$Q_1 = 12 \cdot 2,4 = 28,8 \text{ t},$$

also ist das größte Biegemoment

$$M_{\max} = \frac{Q_1 \cdot l}{8} = \frac{28,8 \cdot 12}{8} = 43,2 \text{ tm} = 4\,320\,000 \text{ kgcm}$$

und das größte erforderliche Widerstandsmoment bei $\sigma_b = 1200$ kg/cm²:

$$W_{\max} = \frac{M_{\max}}{\sigma_b} = \frac{4\,320\,000}{1200} = 3600 \text{ cm}^3.$$

Bei der Bestimmung des Trägerquerschnittes durch W_{\max} ist die Schwächung durch die Nietlöcher im Gurt und im Stegblech zu berücksichtigen.

Nach einer Tafel in „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 459 ist ein Träger von 750 mm Stegblechhöhe, 10 mm Stegblechstärke und L-Eisen 90 · 90 · 11 als Gurtung gewählt (Nietlöcher 23 \varnothing).

Mit je einer Gurtplatte 220 · 10 mm hat dieser Träger (aus der Tafel abgelesen) das Trägheitsmoment

$$J_1 = 190\,300 \text{ cm}^4$$

und das Widerstandsmoment $W_1 = 4\,240 \text{ cm}^3$.

In den Tafeln ist J ohne, W mit Nietabzug gerechnet.

Ohne Gurtplatte ist das Trägheitsmoment

$$J_0 = 126\,700 \text{ cm}^4$$

und das Widerstandsmoment $W_0 = 2\,780 \text{ cm}^3$.

An den Trägerenden ist ein Trägerprofil ohne Gurtplatten ausreichend, während nach der Mitte zu je eine Gurtplatte vorhanden sein muß. Die Ermittlung der theoretischen Gurtplattenlänge nach Abb. 230 ergibt 5,6 m.

Im folgenden ist die Richtigkeit dieses Wertes nach dem rechnerischen Verfahren geprüft.

Nach S. 158 ist

$$l_1 = 2 \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2 \cdot W \cdot \sigma_b \text{ zul}}{q}}$$

und mit $l = 1200$ cm

$$q = 24 \text{ kg/cm}$$

$$W = W_0 = 2780 \text{ cm}^3$$

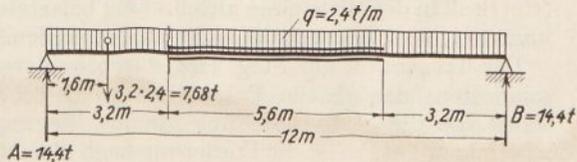


Abb. 236. Rechnerische Bestimmung der Gurtplattenlänge.

erhält man

$$l_1 = 2 \sqrt{\frac{1440000}{4} - \frac{2 \cdot 2780 \cdot 1200}{24}}$$

$$l_1 = 2 \sqrt{82000} = 2 \cdot 286$$

$$l_1 = 572 \text{ cm.}$$

Die Ergebnisse aus dem rechnerischen und dem zeichnerischen Verfahren stimmen mit genügender Genauigkeit überein.

Für das Trägerprofil ohne Gurtplatten an den Auflagern soll die Teilung berechnet werden.

Das statische Moment der 2 L-Eisen bezogen auf die neutrale Achse des ganzen Trägers (Abb. 237) ist

$$S = 2 f_L \cdot \left(\frac{h}{2} - x_0 \right) = 2 \cdot 18,7 (37,5 - 2,62)$$

$$S = 1300 \text{ cm}^3.$$

Die Nietkräfte auf Abscheren und Lochleibungsdruck für $d = 23 \text{ mm}$ Nietdurchmesser und 10 mm kleinste Blechstärke sind nach Tafel (S. 136)

$$N_{II} = 8,3 \text{ t}$$

$$N_I = 4,6 \text{ t} = N_{\min}.$$

Ferner ist hier zu setzen

$$J = J_0 = 126\,700 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Querkraft } Q = \text{Auflagerdruck} = \frac{Q_1}{2} = 14,4 \text{ t.}$$

Also wird

$$e_1 = \frac{N_{\min} \cdot J}{Q \cdot S} = \frac{4,6 \cdot 126\,700}{14,4 \cdot 1300} = 31,1 \text{ cm.}$$

Die größte zulässige Teilung ist

$$e_1 = 8d = 8 \cdot 2,3 = 18,4 \text{ cm} \approx 185 \text{ mm.}$$

Diese wird über den ganzen Träger durchgeführt.

In gleicher Weise würde die Nietteilung e_2 zwischen L-Eisen und Gurtplatte berechnet, nur müßte hier die größte Querkraft am Ende der Platte und für S_2 das statische Moment des Gurtplattenquerschnittes eingesetzt werden. Die Rechnung erübrigt sich aber, da das Ergebnis für e_2 wesentlich größer als für e_1 wird, so daß man auch diese Teilung mit 185 mm versetzt gegen die Gurniete durchführt (Abb. 233).

Bei langen Trägern müssen Stoßverbindungen für das Stegblech (größte Länge für das Einzelblech 6 m), oft auch für die Gurtwinkel und Gurtplatten hergestellt werden.

Da die Stoßverbindung das an der Stoßstelle vorhandene Biegemoment übertragen muß, ist der Stoß dort anzuordnen, wo M_b möglichst klein ist. (Ein Stoß in der Mitte eines gleichmäßig belastetem Trägers wäre also besonders ungünstig und ist deshalb nicht zu empfehlen.)

Der Trägerstoß am Steg wird durch beiderseitige Laschen hergestellt, die mindestens das gleiche Trägheitsmoment haben müssen wie das Stegblech selbst. Da die Stoßverbindung für das Biegemoment und die Querkraft zu erfolgen hat, so ist die Forderung nach gleichem Trägheitsmoment, nicht nur nach gleichem Widerstandsmoment, berechtigt.

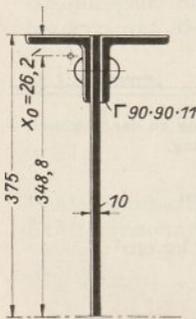


Abb. 237. Berechnung des statischen Momentes der Gurtung.

Bezeichnet (Abb. 238)

t_{St}	die Dicke des Stegbleches	in cm
h_{St}	„ Höhe „	„ „
t_l	„ Dicke einer Stoßlasche	„ „
h_l	„ Höhe „	„ „

so ist das Trägheitsmoment des Stegbleches

$$J_{St} = \frac{t_{St} \cdot h_{St}^3}{12}$$

und das Trägheitsmoment beider Laschen

$$J_l = \frac{2 \cdot t_l \cdot h_l^3}{12}$$

Es muß aber mindestens sein: $J_l = J_{St}$, also

$$\frac{2 \cdot t_l \cdot h_l^3}{12} = \frac{t_{St} \cdot h_{St}^3}{12},$$

woraus sich die erforderliche Stärke einer Lasche ergibt zu

$$t_l = \frac{t_{St}}{2} \left(\frac{h_{St}}{h_l} \right)^3.$$

Abb. 238 zeigt einen zweckmäßigen Trägerstoß. Man wähle:

$$a = 2 \cdot d,$$

$$e = 3 - 4 \cdot d,$$

$$b = 3 - 5 \cdot d,$$

wenn d den Nietlochdurchmesser bezeichnet.

Bei ungleichen Entfernungen der Abstände b (Abb. 239) geht man bis $b = 8d$.

Die Berechnung der Nietverbindung an den Stoßlaschen wird nach S. 138 für die an dieser Stelle vorhandene Querkraft Q und das hier auftretende Biegemoment berechnet.

Hier ist

$$H_{\max} = M_{St} \frac{h_{\max}}{\Sigma h^2}$$

und

$$N_{\max} = \sqrt{\left(\frac{Q}{n} \right)^2 + H_{\max}^2},$$

worin bedeuten:

M_{St} = Biegemoment, das die Stoßlaschen und die Niete auf einer Seite des Stoßes zu übertragen haben, in kgcm,

h_{\max} = Abstand der äußersten Nietreihen des Stegstoßes voneinander in cm,

h = Abstand je zweier waagerechten Nietreihen, die gleich weit von der neutralen Achse entfernt sind, in cm.

n = Anzahl der vorhandenen Niete auf einer Stoßseite.

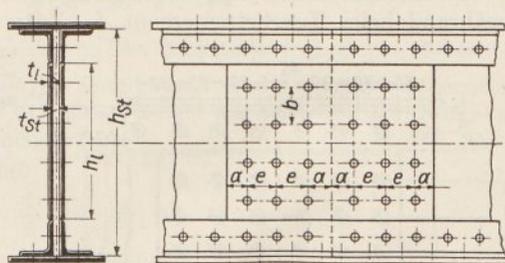


Abb. 238. Stegblechstoß.

Da der auf den Steg entfallende Teil M_{St} des gesamten Biegemomentes M_{ges} nicht bekannt ist, wird er auf Grund folgender Überlegung gefunden:

Die Stoßverbindung hat das Biegemoment des Steges zu übertragen. Unter der Annahme, daß Stegblech und Gesamtträger gleiche Höhen haben, beträgt der vom Steg, bzw. vom Stoß zu übertragende Anteil

$$M_{St} = \frac{1}{6} t_{St} h_{St}^2 \sigma_b \text{ kgcm,}$$

wobei σ_b die Beanspruchung an der äußersten Kante bedeutet.

Unter dieser Bedingung entsteht eine dem Träger angepaßte Stoßverbindung. Man kann aber auch durch einen Vergleich der Widerstandsmomente mit den Biegemomenten zum Ziel kommen:

$$\frac{M_{St}}{M_{ges}} = \frac{W_{St} \cdot \sigma_b}{W_{ges} \sigma_b}$$

$$M_{St} = M_{ges} \cdot \frac{W_{St}}{W_{ges}}$$

oder, wie Gregor in „Der praktische Eisenhochbau“ vorschlägt, durch einen Vergleich der Trägheitsmomente

$$M_{St} = M_{ges} \cdot \frac{J_{St}}{J_{ges}}$$

In beiden Fällen ist zu beachten, daß das gesamte Trägheitsmoment J_{ges} bzw. Widerstandsmoment W_{ges} des Blechträgers mit Nietabzug eingesetzt wird, während beim Trägheitsmoment J_{St} kein Nietabzug gerechnet ist.

Nach Entwurf der Nietverbindung ist zu prüfen, ob das nach obiger Formel berechnete N_{max} den erlaubten Höchstwert auf Abscheren und Lochleibungsdruck nicht überschreitet.

Beim Entwurf ist zu beachten, daß eine Nietreihe ein um so größeres Moment überträgt, je weiter sie von der neutralen Achse entfernt ist. Es ist sehr zweckmäßig, nicht nur Nietungen

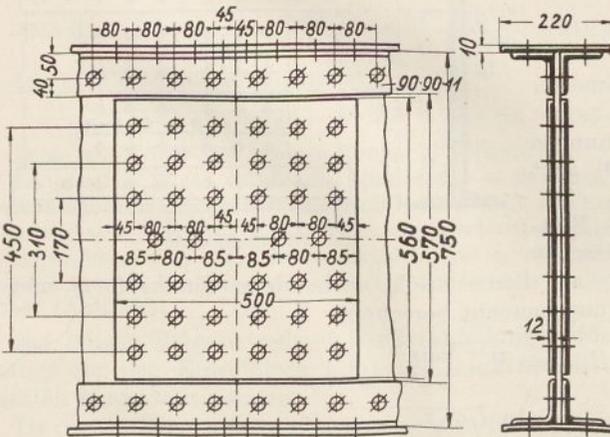


Abb. 239. Stegblechstoß.

auszuführen, bei denen die waagerechten Nietreihen voneinander gleich weit entfernt sind, sondern auch Nietungen nach Abb. 239, bei denen die Nietreihen in der Nähe der neutralen Achse möglichst große Entfernungen voneinander haben, die nach den Gurtungen hin abnehmen.

Die Reihennietung ist der versetzten Nietung vorzuziehen, da bei ihr die Nietbeanspruchung geringer wird, weshalb nur diese hier behandelt ist.

Aufg. Für den in der vorigen Aufgabe behandelten genieteten I-Träger von 12,0 m Länge wird das Stegblech aus drei Stücken von je 4,0 m Länge hergestellt. Die Nietverbindung an den Stoßstellen soll berechnet werden (Abb. 239).

Die Nietverbindung wird zuerst entworfen, wobei nach Abb. 239 auf jeder Seite 18 Niete mit den Abständen $h_1 = 170$ mm, $h_2 = 310$ mm und $h_{\max} = 450$ mm gewählt werden. Die Niete in der neutralen Achse werden nicht mitgezählt.

Die Berechnung der Laschendicke t_l ergibt bei $h_l = 560$ mm Laschenhöhe

$$t_l = \frac{t_{St}}{2} \cdot \left(\frac{h_{St}}{h_l} \right)^3 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{75}{56} \right)^3$$

$$t_l = 1,2 \text{ cm.}$$

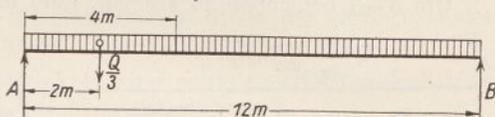


Abb. 240.
Belastungsangabe für die Berechnung der Stoßverbindung.

Die Laschen werden 12 mm stark ausgeführt.

Das gesamte Biegemoment an der Stoßstelle ist (Abb. 240)

$$M_{\text{ges}} = A \cdot 4,0 - \frac{Q}{3} \cdot 2,0 = 14,4 \cdot 4,0 - 9,6 \cdot 2,0$$

$$M_{\text{ges}} = 57,6 - 19,2 = 38,4 \text{ tm.}$$

Von diesem Moment wird ein Teil durch das Stegblech, der andere durch die Gurtung übertragen. Den durch das Stegblech übertragenen Anteil M_{St} müssen auch die Laschen aufnehmen. Er kann nach einer der drei auf S. 164 genannten Formeln berechnet werden.

I.
$$M_{St} = \frac{1}{6} t_{St} \cdot h_{St}^2 \cdot \sigma_b.$$

Hierin ist $\sigma_b = \frac{M_{\text{ges}}}{W_1}$, wobei M_{ges} das an der Stoßstelle vorhandene Gesamtmoment, W_1 das Widerstandsmoment des Trägers mit einer Gurtplatte bedeuten. M_{ges} ist bereits vorher zu 38,4 tm berechnet, ferner ist nach voriger Aufgabe $W_1 = 4240 \text{ cm}^3$. Also ist

$$\sigma_b = \frac{3840000}{4240} = 905 \text{ kg/cm}^2.$$

Demnach

$$M_{St} = \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 75^2 \cdot 905$$

$$M_{St} = 849000 \text{ kgcm.}$$

II.
$$M_{St} = M_{\text{ges}} \frac{W_{St}}{W_{\text{ges}}} = 3840000 \frac{1,0 \cdot 75^2}{4240}$$

$$M_{St} = 849000 \text{ kgcm.}$$

III.
$$M_{St} = M_{\text{ges}} \frac{J_{St}}{J_{\text{ges}}}$$

$$J_{St} = \frac{1,0 \cdot 75^3}{12} = 35150 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{ges}} = J_1 \text{ (nach Tafel mit je 1 Gurtplatte)} = 190300 \text{ cm}^4$$

$$\text{Nietabzug} = 4 \left(\frac{2,3 \cdot 2,1^3}{12} + 2,3 \cdot 2,1 \cdot 37,45^2 \right) = 27100 \text{ ,,}$$

$$J_{\text{ges}} \text{ (mit Nietabzug)} = 163200 \text{ cm}^4$$

$$M_{St} = 3840000 \frac{35150}{163200}$$

$$M_{St} = 827000 \text{ kgcm.}$$

In der Aufgabe wird mit dem größten Werte, also mit $M_{St} = 849\,000$ kgcm weiter gerechnet.

Die größte Nietkraft H_{max} beträgt bei drei Nieten in jeder Reihe

$$H_{max} = M_{St} \frac{h_{max}}{\sum h^2} = 849 \frac{45}{3(17^2 + 31^2 + 45^2)}$$

$$H_{max} = 3,89 \text{ t.}$$

Um N_{max} berechnen zu können, muß noch die Querkraft Q' im Abstand 4 m vom Auflager bestimmt werden.

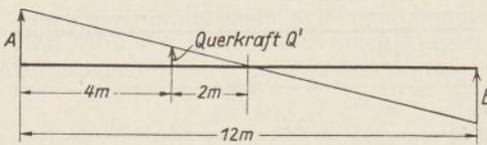


Abb. 241.

Querkraftfläche bei gleichmäßig verteilter Belastung.

Sie nimmt bei einem Träger mit gleichmäßig verteilter Last im geraden Verhältnis mit der Entfernung vom Auflager, wo sie gleich dem Auflagerdruck ist, ab und erreicht in der Mitte des Trägers den Wert Null (Abb. 241). Demnach erhält man die Querkraft an

der Stoßstelle, die 2 m von Trägermitte entfernt liegt, aus

$$\frac{Q'}{A} = \frac{2}{6}$$

zu

$$Q' = A \cdot \frac{2}{6} = 14,4 \cdot \frac{2}{6}$$

$$Q' = 4,8 \text{ t.}$$

Die Querkraft kann auf alle Niete gleichmäßig verteilt angenommen werden, also kommt auf ein Niet

$$\frac{Q'}{n} = \frac{4,8}{18} = 0,27 \text{ t.}$$

Die größte, von einem Niet in der äußersten Reihe übertragene Kraft ist

$$\begin{aligned} N_{max} &= \sqrt{\left(\frac{Q'}{n}\right)^2 + H_{max}^2} \\ &= \sqrt{0,27^2 + 3,89^2} \\ N_{max} &= 3,90 \text{ t.} \end{aligned}$$

Man sieht aus dem Ergebnis, daß in den meisten Fällen $H_{max} = N_{max}$ gesetzt werden kann.

Nach Tafel (S. 136) kann ein Niet von 23 mm \varnothing auf Abscheren bei zweischnittiger Nietung mit $N_{II} = 8,3$ t und auf Lochleibungsdruck bei 10 mm kleinster Blechstärke mit $N_l = 4,6$ t belastet werden.

Die vorhandenen Beanspruchungen sind

$$\tau = \frac{3900}{8,3} = 470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{3900}{2,3 \cdot 1,0} = 1700 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässigen Nietbeanspruchungen $\tau_{zul} = 1000$ kg/cm² und $\sigma_{l,zul} = 2000$ kg/cm² sind zwar nicht erreicht, aber eine Verringerung der Stoßverbindung auf zwei Nietreihen ist nicht möglich, da hierbei die Nietbeanspruchungen in den äußersten Nietreihen zu hoch werden würden.

breite fehlenden waagerechten Schenkel der Gurtwinkel werden durch Futterbleche ersetzt.

δ) Trägereuflager. Bei der Auflagerung der Träger ist zu unterscheiden, ob es sich um schwach-, mäßig- oder schwerbelastete Träger handelt.

Schwach belastete Träger können unmittelbar auf Mauerwerk aufgelegt werden. Bei Ziegelmauerwerk soll Zementmörtel verwendet werden. Es ist Vorschrift, zwischen Träger und Mauerwerk eine 10—20 mm starke Zementmörtelschicht zu bringen, um eine gleichmäßige Auflagerung des Trägers zu erreichen und eine unzulässige Kantenpressung des Mauerwerks zu vermeiden. Die Auflagerlänge kann man etwa gleich der Trägerhöhe machen, mindestens aber gleich 20 cm. Bei stärkerer Belastung legt man einen Quaderstein oder eine Platte unter den Träger, um die Auflagerfläche auf dem Mauerwerk zu vergrößern.¹⁾

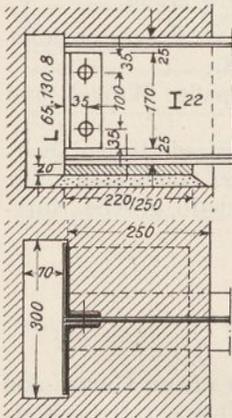


Abb. 243.

Eingemauerter I-Träger mit ebener Lagerplatte.

Verwendet man eine ebene Platte, so ist zu bedenken, daß schon bei einer geringen Durchbiegung des Trägers dieser nur noch an der Kante aufliegt, wodurch eine sehr bedeutende einseitige Kantenpressung entsteht. Die Platte muß mindestens 5 cm vom

Mauerwerk abliegen, um ein Ausbrechen der Kante zu vermeiden. Ist der Träger eingemauert (Abb. 243), so soll man hinter ihm einen Hohlraum lassen, damit er sich bei Bränden ausdehnen kann, ohne die Wand herauszustoßen. Ferner nietet man L-Eisen an (seitlich oder oben), um den Träger gegen Kippen zu sichern.

Eine einseitige Kantenpressung bei der Durchbiegung des Trägers vermeidet man durch eine Lagerplatte nach Abb. 244, bei der Flacheisen aufeinander genietet sind, die nach oben stufenweise schmaler werden. Gegen Längs- und Seitenverschiebung sichern ebenfalls angenietete Flacheisenstreifen.

Sehr häufig ist die Verwendung gewölbter Lagerplatten nach Abb. 245.²⁾ Eine Querrippe sichert die Platte gegen Längsverschiebung. Man stellt beim Zusammenbau die Platte zunächst auf Stahlkeile, untergießt sie nach Ausrichten des Trägers mit Zementmörtel und entfernt nach dessen Erhärten die Keile. Die entstehenden Löcher werden mit Zementmörtel ausgefüllt.

Um Spannungen beim Auftreten waagerechter Kräfte und bei Wärmeänderungen zu vermeiden, werden die Träger auf der einen Seite fest, auf der

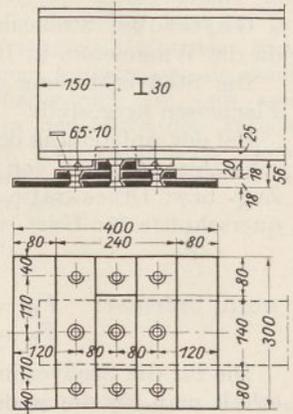


Abb. 244. Lagerplatte aus mehreren Flacheisen.

1) Zulässige Druckspannung s. ministerielle Bestimmungen 1919, Abschnitt D II c und d.

2) Tafeln für Lagerplatten mit Auflagerdrücken von 5—30 t s. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 662 und 663.

anderen beweglich gelagert. Diese beweglichen Lager brauchen nur bei sehr großen Lasten und Spannweiten über 20 m als Rollenlager ausgebildet zu werden. Meist genügt ein Gleitlager, d. h. ein solches, auf dem der Träger bei Ausdehnung etwas gleiten kann. Für solche Lagerungen sind die gewölbten Platten brauchbar. Man legt auf einer Seite den Träger dadurch fest, daß man in Ausschnitte des unteren Trägerflansches (oder bei Fachwerkträgern der Fußplatte) Vorsprünge der seitlichen Führungsleisten greifen läßt (Abb. 229 u. 245), während die Platte am Gleitlager diese Vorsprünge nicht hat. An Stelle

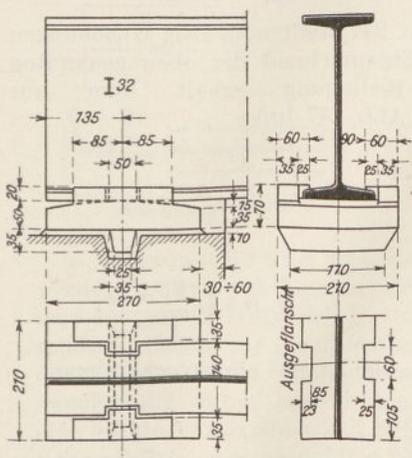


Abb. 245.
Gewölbte Lagerplatte.

der Vorsprünge und Ausschnitte können auch in den Platten Stahldorne oder Stiftschraubensitzen, die in Löcher der unteren Trägerflanschen greifen. Diese Löcher sind am festen Lager rund, am beweglichen dagegen schlitzförmig.

Die erforderliche Auflagerfläche ergibt sich aus der Bedingung, daß die Flächenpressung p_{zul} auf das darunterliegende Mauerwerk nicht überschritten werden darf.

Die Berechnung der Stärke von Lagerplatten

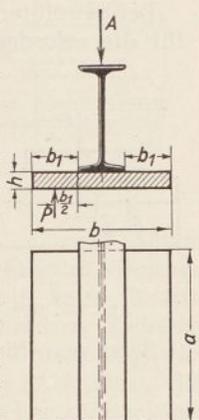


Abb. 246.
Ebene Lagerplatte.

mit größerer Breite als der des Trägerfußes (Abb. 246) erfolgt auf Biegung. Der frei überstehende Teil $b_1 \cdot a$ der Platte ist durch den von unten nach oben gerichteten Gegendruck des Mauerwerkes $P = b_1 \cdot a \cdot p_{zul}$ belastet.

Damit sich die Druckspannung $p_{zul} = \frac{A}{b \cdot a}$ gleichmäßig über die ganze Auflagerplatte verteilt, darf die Biegungsspannung die zulässige Grenze nicht überschreiten. Also

$$\sigma = \frac{P \cdot b_1}{W \cdot 2} \leq \sigma_{zul}.$$

Das Widerstandsmoment der Platte ist

$$W = \frac{a \cdot h^2}{6},$$

also

$$\sigma = \frac{b_1 \cdot a \cdot p_{zul} \cdot b_1}{\frac{a h^2}{6} \cdot 2} \leq \sigma_{zul}$$

und daraus

$$h = b_1 \sqrt{\frac{3 \cdot p_{zul}}{\sigma_{zul}}}.$$

Hierin bedeutet

p_{zul} = zulässiger Flächendruck auf das Mauerwerk unter der Platte (für Mauerziegel 2. Klasse 7 kg/cm^2),

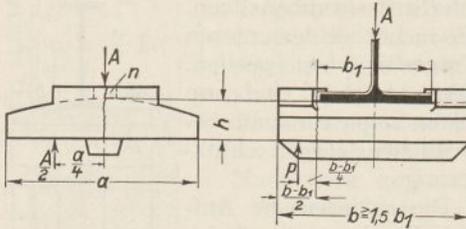
σ_{zul} = zulässige Biegungsbeanspruchung der Platte (für Gußeisen 300 kg/cm^2 , für Stahl und Stahlguß 1200 kg/cm^2).

Die kleinste Plattenstärke ist

bei Verwendung von Stahlplatten 12 mm,

„ „ „ „ Gußeisenplatten 30 mm.

Bei gewölbten Auflagerplatten nach Abb. 247 stellt man zwei Gleichungen für die erforderliche Plattenstärke auf. Entsprechend der oben genannten Bedingung erhält man aus Abb. 247 links



$$\sigma = \frac{\frac{A}{2} \cdot \frac{a}{4}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} \leq \sigma_{zul}$$

$$h = 0,5 \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot a}{b \cdot \sigma_{zul}}}$$

Abb. 247. Gewölbte Lagerplatte (festes Lager).

Setzt man für Gußeisen den Wert $\sigma_{zul} = 300 \text{ kg/cm}^2$ ein, so erhält man

$$h = 0,05 \sqrt{\frac{A \cdot a}{b}}$$

Für Abb. 247 rechts gilt nach der oben abgeleiteten Bedingung

$$\sigma = \frac{P \cdot (b - b_1)}{W \cdot 4} \leq \sigma_{zul}$$

$$W = \frac{a \cdot \left(\frac{2}{3} h\right)^2}{6}$$

Hierin setzt man

$\left(\frac{2}{3} h\right)$ wird als Mittelwert der Querschnittshöhe der gewölbten Platte angenommen)

und

$$P = a \cdot \frac{b - b_1}{2} \cdot p_{zul}$$

oder, da $A = a \cdot b \cdot p_{zul}$ ist,

$$P = \frac{A(b - b_1)}{b \cdot 2}$$

und erhält

$$\sigma = \frac{A(b - b_1)^2 \cdot 6}{8 \cdot b \cdot a \left(\frac{2}{3} h\right)^2} \leq \sigma_{zul}$$

Für $\sigma_{zul} = 300 \text{ kg/cm}^2$ (Gußeisen) erhält man die Plattenstärke

$$h = \frac{b - b_1}{13,3} \sqrt{\frac{A}{a \cdot b}}$$

Der größere Wert von h aus den beiden Gleichungen ist der Ausführung zugrunde zu legen.

Eine Verankerung des Trägers im Mauerwerk kann durch Maueranker (Abb. 248) oder dadurch erfolgen, daß man ein 20–25 mm starkes Rundisen von 400–500 mm Länge durch ein in den Trägersteg gebohrtes Loch schlägt. Bei schwer belasteten Unterzügen oder Trägern, an denen Transmissionen u. dgl. hängen, werden besser Wandanker mit Ankerplatte, z. B. nach Abb. 249, verwendet.

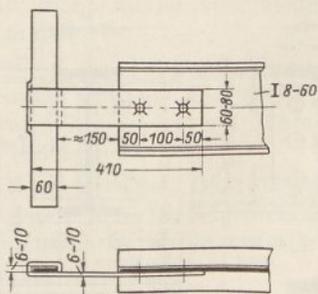


Abb. 248. Maueranker.

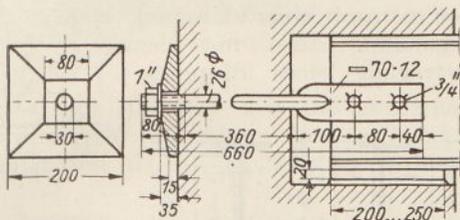


Abb. 249. Wandanker mit Ankerplatte.

ε) Trägerstöße und Trägeranschlüsse. Bei Trägern auf zwei Stützen werden Stöße möglichst über den Auflagern angeordnet, da hier das Biegemoment gleich Null ist. Die Stoßlaschen übertragen dann keine Kräfte, sondern dienen nur dazu, seitliche Verschiebungen zu verhindern. Zwischen den Trägern bleibt ein Spielraum von 5–10 mm.¹⁾ Die Verbindung wird zweckmäßig durch beiderseitige Verschraubung hergestellt (Abb. 250). Soll eine leichte Verschiebbarkeit möglich sein, so werden die Löcher auf der einen Seite schlitzförmig ausgeführt. Bei biegefesten Stößen müssen die Laschen am Steg mit mindestens 6 Nieten von 17 mm Durchmesser auf jeder Seite angeschlossen werden, außerdem aber müssen auch Laschen auf beiden Flanschen angeietet sein. Eine Berechnung der Verbindung ist erforderlich. Es ist dabei Bedingung, daß das Widerstandsmoment aller Stoßlaschen gleich dem Widerstandsmoment ist, das rechnerisch an der Stoßstelle vorhanden sein muß.

Die Abmessungen der Laschen sollen denen am Steg und an den Flanschen angepaßt werden.

Im allgemeinen kann für die Rechnung angenommen werden, daß sich die Trägheitsmomente von Flanschen und Steg wie etwa 5 : 1 verhalten.

Die Berechnung von Trägeranschlüssen an Stützen wird auf S. 188 besprochen. Für die Ausführung der Trägeranschlüsse an rechtwinklig liegende Träger oder an Unterzüge sind die örtlichen Verhältnisse maßgebend. Der Anschluß erfolgt meist durch L-Eisen, deren Schenkelstärke man der Stegstärke der Trägerprofile anpaßt.

Sollen gleich große Träger verbunden werden, so müssen die Flanschen des angeschlossenen Trägers an den Enden so weit fortgenommen werden, daß

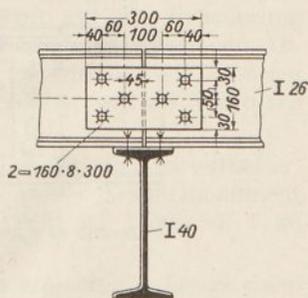


Abb. 250. Trägerstoß.

1) Regelverbindungen für I 8–60 s. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 522.

der durchlaufende Träger Platz hat (Abb. 251). Das gleiche gilt für den oberen Flansch, wenn ein kleinerer Träger angeschlossen wird, wobei aber die Trägeroberkanten in gleicher Höhe liegen sollen (Abb. 252). Die Verwendung von Montagewinkeln erleichtert den Zusammenbau, doch sollen sie nicht als Tragkonstruktion dienen.

Die im Stahlskelettbau viel verwendeten Deckenträger, bei denen man mit einer teilweisen Einspannung, also mit der Übertragung eines Biegungs-

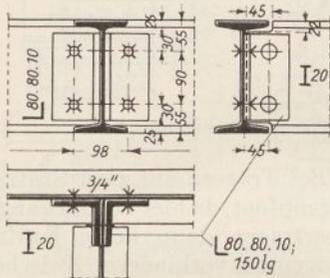


Abb. 251. Verbindung gleich großer I-Träger.

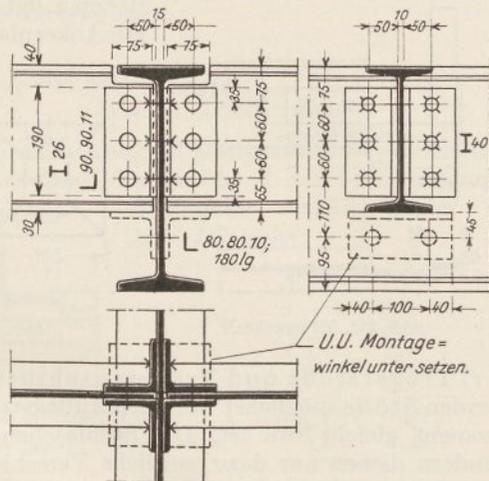


Abb. 252. Verbindung verschieden großer I-Träger mit gleich hochliegender Oberkante.

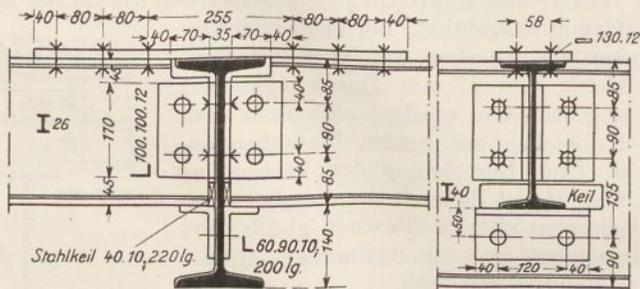


Abb. 253. Teilweise eingespannte Deckenträger.

momentes rechnet, können nach Abb. 253 so ausgeführt werden, daß auf die oberen Flanschen eine Lasche genietet wird, die man auf Zug berechnet, während unten die Druckübertragung durch gesicherte Keile erfolgt. Durch diese Maßnahme wird das größte Biegemoment auf $\frac{q l^2}{16}$ bzw. $\frac{q l^2}{11}$ herabgesetzt, vgl. Bestimmungen vom 25. Februar 1925, s. auch S. 155.

d) Fachwerkträger.

α) Ausbildung der Fachwerkstäbe. Wie bereits auf S. 107 gesagt wurde, soll die Belastung eines Fachwerkträgers (bis auf Wanderlasten, z. B. bei Brücken und Kranen) nur in den Knotenpunkten angreifen, damit die Stäbe nur auf Zug oder Druck, nicht aber auch auf Biegung beansprucht werden.

Bei der Wahl der Profile sind Querschnitte mit möglichst kleinem Gewicht zu bevorzugen, doch darf ihre Stärke wegen der Gefahr des Rostens nicht zu gering sein. Es sollen nur gangbare Profile, die auf Lager oder leicht zu beschaffen sind, gewählt werden. Ferner ist darauf zu achten, daß nicht zuviel verschiedene Profilvernummern in einem Träger zusammenkommen.

Wird der Fachwerkträger geschweißt, so können z. T. besondere Profile benutzt werden. Man verwendet z. B. halbe $\bar{\text{I}}$ - und $\bar{\text{I}}$ P-Profile an Stelle von zwei Winkeleisen, um Knotenbleche zu sparen, wie die Abb. 221a—d auf S. 148 zeigen.

Druckstäbe. Querschnittsformen nach Abb. 254—258 sind zweckmäßig, dagegen sind Einzelprofile wegen ihres sehr verschiedenen großen Trägheitsmomentes in bezug auf die Hauptachsen als unvorteilhaft zu vermeiden.

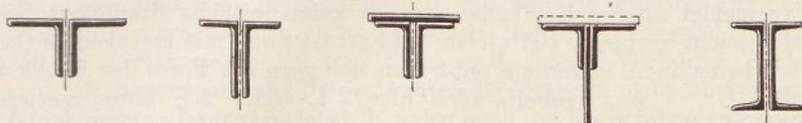


Abb. 254—258. Querschnitte von Druckstäben.

Stäbe, die außer auf Knicken auch auf Biegung beansprucht sind, wie z. B. die Obergurtstäbe eines Laufkranträgers, können nach Abb. 257 ausgeführt werden, wobei das über die ganze Länge des Obergurtes geführte Flacheisen die Knotenbleche ersetzt. Ebenso sind 2 $\bar{\text{L}}$ -Eisen nach Abb. 258 für solche Stäbe zweckmäßig. Nach den Erfahrungen, die sich auf die Erneuerung von Eisenbahnbrücken stützen, werden zwei Profile mit einem geringen Abstand (Knotenblechstärke) für Bauten im Freien verworfen, weil Anstrich und Wartung schwierig sind und zwischen den Profilen starkes Verrosten eingetreten ist.

Von den $\bar{\text{L}}$ -Eisen sind diejenigen mit geringen Schenkelstärken vorteilhafter, da sie gegenüber denen mit starken Schenkeln ein großes Trägheitsmoment bei kleinem Eigengewicht haben. Als kleinstes Profil ist $\bar{\text{L}} 50 \cdot 50 \cdot 5$ zu verwenden.

Da bei Stäben, die auf Knicken berechnet werden müssen, die Länge einen bedeutenden Einfluß auf die erforderliche Profilgröße hat, so ist die Knicklänge möglichst zu beschränken. Aus diesem Grunde bildet man oft in der oberen — gedrückten — Gurtung eines Fachwerkträgers auf zwei Stützen die doppelte Zahl von Knotenpunkten wie in der unteren — gezogenen — Gurtung aus (s. z. B. Abb. 348). Um bei dem auf Druck beanspruchten Gurt die Stablänge zwischen je zwei Knotenpunkten als Knicklänge in Rechnung setzen zu können, ist eine seitliche Stützung jedes Knotenpunktes dieses Gurtes notwendig.

Damit Knickstäbe aus zwei Einzelprofilen als ein Ganzes wirken, müssen sie in bestimmten Abständen (deren Berechnung auf Seite 175 besprochen wird) durch „Schnallen“ verbunden werden. Diese Querverbindungen werden bei $\bar{\text{J}}$ -Eisen als Futterstücke nach Abb. 259 ausgeführt und müssen mit mindestens 2 Nieten angeschlossen sein.

Stellt man 2 L-Eisen übereck nach Abb. 260, so erhält man zwar ein großes Trägheitsmoment, doch wirken solche Stäbe schwer und unschön. Die Schnallen müssen hier abwechselnd waagrecht und senkrecht stehen.

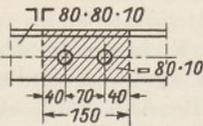


Abb. 259. Querverbindung an Druckstäben.

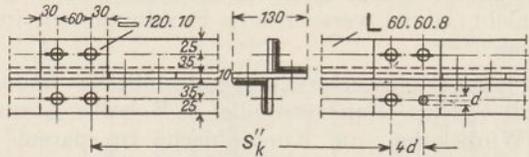


Abb. 260. Druckstab aus 2 übereck stehenden Winkelisen.

Zugstäbe können jeden beliebigen Querschnitt haben, da bei ihnen die Tragfähigkeit nur von der Größe, nicht von der Form des Querschnittes abhängt. Man vermeidet aber z. B. Flacheisen, das keine seitliche Steifigkeit besitzt und sich leicht verbiegt. Bei vielen Trägern ist auch mit geringen seitlichen Kräften zu rechnen, außerdem paßt man sich gern der Form der Druckstäbe an, weshalb auch hier 2 L- oder 2 C-Eisen verwendet werden.

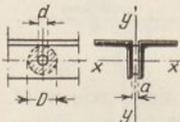


Abb. 261. Querverbindung an Zugstäben.

Wenn auch bei Zugstäben aus zwei Einzelprofilen eine Verbindung aus Gründen der Festigkeit nicht notwendig ist, so schließt man sie doch in Abständen von 1,0–1,5 m durch Querverbindungen aneinander, um bei Erschütterungen ein Zusammenschlagen zu verhindern. Sie können nach Abb. 261 als Ring ausgeführt werden.

β) Berechnung der Fachwerkstäbe. Bei Zugstäben ist die Schwächung durch Nietlöcher bei der Berechnung des erforderlichen Querschnittes zu berücksichtigen. Ist z. B. bei 2 L-Eisen nur ein Schenkel an das Knotenblech angeschlossen, so ist bei einreihiger Nietung ein Nietloch für jeden Winkel abzuziehen; sind dagegen beide Schenkel angenietet, so müssen unter Beachtung von DIN 998 und 999 die Nietabstände so bemessen werden, daß auch hier möglichst nur ein Nietloch abzuziehen ist.

Bezeichnet F_n den nutzbaren Querschnitt, so gilt die Gleichung

$$F_n = \frac{P}{\sigma_{zul}}$$

Hat man Tafeln zur Hand, in denen F_n angegeben ist, z. B. aus „Stahl im Hochbau“, so kann man aus obiger Gleichung die erforderliche Profilnummer sofort ablesen. Hierbei ist aber zu beachten, daß F_n für die größte zulässige Nietstärke angegeben ist, während vielfach kleinere Nietdurchmesser ausgeführt werden.

Ist dagegen F_n nicht angegeben, so rechnet man zunächst den ungeschwächten Querschnitt F mit einem kleineren σ aus, wählt dafür die Profilnummer und prüft nach, ob die Beanspruchung σ_{vorh} den erlaubten Höchstwert σ_{zul} nicht überschreitet.

Aufg. Ein Stab eines Fachwerkträgers ist auf Zug mit $P = 19,2 \text{ t}$ belastet. Er soll aus L ausgeführt werden. $\sigma_{zul} = 1,2 \text{ t/cm}^2$. Die erforderliche Profilnummer ist zu berechnen.

In der Gleichung

$$F = \frac{P}{\sigma}$$

wird zunächst $\sigma = 1,0 \text{ t/cm}^2$ gesetzt. Dann erhält man

$$F = \frac{19,2}{1,0} = 19,2 \text{ cm}^2.$$

Vorläufig gewählt: 2 L 75 · 75 · 7 mit $2 \cdot 10,1 = 20,2 \text{ cm}^2$.

In jedem L-Eisen ist ein Nietloch von 20 mm \varnothing abzuziehen, d. h. in beiden $2 \cdot 2,0 \cdot 0,7 = 2,8 \text{ cm}^2$,

also
$$F_n = 20,2 - 2,8 = 17,4 \text{ cm}^2$$

und
$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{19200}{17,4} \approx 1100 \text{ kg/cm}^2.$$

2 L-Eisen 75 · 75 · 7 werden ausgeführt.

Druckstäbe sind nach dem Ministerialerlaß vom 25. Februar 1925 nach dem ω -Verfahren zu berechnen, d. h., wie bereits auf S. 114 ausgeführt wurde, ein Profil ist zuerst zu wählen und dann nach dem ω -Verfahren nachzuprüfen, ob die Knickspannung den erlaubten Höchstwert nicht übersteigt.

Als Knicklänge s_K ist bei Gurtstäben, wozu auch die Endstreben von trapezförmigen Hauptträgern gehören, nach den amtlichen Bestimmungen die Netzlinie einzusetzen. Bei den Füllungsstäben ist für das Ausknicken aus der Trägerebene im allgemeinen ebenfalls die Länge der Netzlinie, für das Ausknicken in der Trägerebene im allgemeinen als freie Knicklänge der Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der beiderseitigen Anschlußgruppen des Stabes einzuführen.

Bei mehrteiligen Druckstäben (z. B. Stäben aus \square , JL od. dgl.) ist noch folgendes zu beachten:

Der Schlankheitsgrad λ des Einzelstabes soll entweder nicht größer als 30 sein¹⁾, oder die Tragfähigkeit des Stabes ist durch eine besondere Rechnung — nach Krohn (S. 176), Engeßer oder Müller-Breslau — nachzuweisen. Als freie Knicklänge s''_K kann der Abstand der inneren Nietanschlüsse gerechnet werden.

Aufg. Ein Füllstab eines Fachwerkträgers ist mit $P = 10,8 \text{ t}$ auf Druck beansprucht. Der Abstand der Schwerpunkte der Nietanschlußgruppen ist zu $s'_K = 2,6 \text{ m}$ festgestellt. Die Länge der Netzlinie beträgt $s_K = 2,92 \text{ m}$. $\sigma_{\text{zul}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Es sollen L mit 10 mm Abstand (Knotenblechstärke) Verwendung finden (Abb. 262).

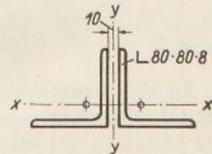


Abb. 262. Fachwerkstab aus JL -Eisen.

Die erforderliche Profilnummer und der Abstand s''_K der Querverbindungen sind zu berechnen.

Zuerst wird mit Hilfe der umgewandelten Eulerschen Formel (S. 114) ein Profil gewählt. Bei der Wahl von gleichschenkligen Winkeleisen wird die kleinere Knicklänge $s'_K = 2,6 \text{ m}$ eingesetzt.

$$\begin{aligned} J_{\text{erf}} &= 1,97 P \cdot s_K^2 \\ &= 1,97 \cdot 10,8 \cdot 2,6^2 = 144 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

1) Auf Grund neuerer Untersuchungen ist für den Einzelstab $\lambda = 40$ zugelassen. (S. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 88.)

Vorläufig gewählt $\perp\!\!\!\perp$ 80 · 80 · 8 mit

$$2J_x = 2 \cdot 72,3 = 144,6 \text{ cm}^4$$

$$2F = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 2,42 \text{ cm.}$$

Prüfung nach dem ω -Verfahren (Ausknicken in der Trägerebene):

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s'_K}{i_x} = \frac{260}{2,42} \approx 107,$

dafür nach Tafel $\omega = 2,71.$

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} = \frac{10\,800 \cdot 2,71}{24,6} = 1190 \text{ kg/cm}^2.$$

Prüfung nach dem ω -Verfahren (Ausknicken aus der Trägerebene):

Der Wert von i_y muß berechnet werden oder er wird einer Tafel (z. B. Stahl im Hochbau, 8. Aufl. S. 212) entnommen.

In dieser findet man für $\perp\!\!\!\perp$ 80 · 80 · 8 und 10 mm Abstand $i_y = 3,67 \text{ cm.}$

$$\lambda = \frac{s_K}{i_y} = \frac{292}{3,67} \approx 80$$

$$\omega = 1,59$$

$$\sigma = \frac{10\,800 \cdot 1,59}{24,6} = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Rechnung geht hervor, daß die Gefahr des Ausknickens aus der Trägerebene bei gleichschenkligen Winkeleisen trotz der größeren Knicklänge geringer ist als die des Ausknickens in der Trägerebene.

Der Stab wird mit $\perp\!\!\!\perp$ 80 · 80 · 8 ausgeführt.

Die freie Knicklänge s''_K , d. i. die Entfernung der Querverbindungen (Schnallen), erhält man aus der Bedingung, daß für den Einzelstab $\lambda \leq 30$ sein soll.

$$\lambda = \frac{s''_K}{i_{\min}}$$

also

$$s''_K = 30 \cdot i_{\min}.$$

In der vorstehenden Aufgabe ist für ein L-Eisen 80 · 80 · 8 der kleinste Trägheitshalbmesser $i_{\min} = i_y = 1,55 \text{ cm}$, also

$$s''_K = 30 \cdot 1,55 = 46,5 \text{ cm.}$$

In ausführlichen Tafeln ist s''_K angegeben, für L 80 · 80 · 8 z. B. $s''_K = 0,47 \text{ m}$.

Wird der Abstand s''_K unwirtschaftlich gering, so darf er nach dem Ministerialerlaß vom 25. Februar 1925 größer gemacht werden, wenn die Tragfähigkeit des Stabes rechnerisch nachgewiesen wird, z. B. nach dem Krohnschen Verfahren.

Bei der Berechnung der Einzelstäbe von mehrteiligen Druckstäben auf Knicken ging man früher von der Annahme aus, daß der Einzelstab den entsprechenden Teildruck des ganzen Stabes auszuhalten habe, also bei einem Druckstab aus zwei Einzelstäben, der hier der Betrachtung zugrunde gelegt werden soll, die Hälfte. Dies ist jedoch nach den Krohnschen Ermittlungen¹⁾ nur beim Ausknicken des

1) S. Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 559. Aufsatz von Krohn: Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe.

Stabes um die Materialachse (S. 184) richtig. Beim Knicken um die freie Achse verteilt sich die Last ungleichmäßig auf beide Stäbe. Nach Abb. 263 erhält der Einzelstab auf der nach innen gewölbten Seite des gekrümmten Stabes die Kraft

$$P_1 = \frac{P \left(\frac{h}{2} + \delta \right)}{h}$$

$$P_1 = P \left(\frac{1}{2} + \frac{\delta}{h} \right).$$

Die Berechnung der Ausbiegung δ geschieht mit Hilfe der Tetmajerschen Formel. Die Größe der Ausbiegung im Augenblick des Bruches wird ermittelt zu

$$\delta = \frac{l \cdot h}{2(136h - l)}.$$

Bei diesem Wert ist die Gültigkeit der Tetmajerschen Formel vorausgesetzt ($\lambda \leq 105$).

Setzt man den Wert von δ in die erste Gleichung ein, so erhält man

$$P_1 = P \left(\frac{1}{2} + \frac{l}{2(136h - l)} \right)$$

$$P_1 = \frac{68h}{136h - l} \cdot P.$$

Je näher die Einzelstäbe aneinanderrücken, um so größer wird P_1 gegenüber P . Der Größtwert von P_1 ist $0,81 P$. Er liegt an der Grenze des Tetmajerschen Bereiches, bei $\lambda = 105$ bzw. bei $\frac{l}{h} = 52,5$, da $i \approx \frac{h}{2}$ ist, wenn man bei $J = J_0 + F \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2$ den Wert von J_0 vernachlässigt. Je größer der Schwerpunktsabstand h wird, um so mehr nähert sich P_1 dem Werte $0,5 P$.

Besteht der zusammengesetzte Stab aus mehr als zwei Einzelstäben, so entfällt auf den äußersten Einzelstab die Last

$$P_1 = P \cdot \frac{F_1}{F} \cdot \frac{272}{272 - \frac{l}{i}}.$$

Beide Formeln gelten eigentlich nur für gedrungene Stäbe ($\frac{l}{i} \leq 105$). Bei schlanken Stäben müßte der entsprechende Wert aus der Eulerschen Formel zur Berechnung von P_1 benutzt werden, jedoch begnügt man sich auch hier mit den oben angegebenen Gleichungen.

In diesen Gleichungen bedeuten:

P = Gesamtlast in t,

P_1 = Belastung eines Einzelstabes (bei mehr als 2 Stäben Belastung des äußersten Stabes) in t,

h = Abstand der Schwerpunktsachsen der Einzelstäbe in cm,

l = Knicklänge des zusammengesetzten Stabes in cm,

F_1 = Querschnitt des von der neutralen Achse am weitesten entfernten Stabes in cm^2 ,

i = Trägheitshalbmesser des zusammengesetzten Stabes, bezogen auf die materialfreie Achse, in cm.

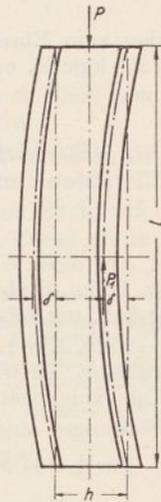


Abb. 263.

Berechnung der Einzelstäbe bei gegliederten Druckstäben nach Krohn.

Der Gang der Rechnung ist folgender:

Hat man die Belastung P_1 eines Einzelstabes ermittelt, so stellt man aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P_1 \cdot \omega_1}{F_1}$$

den zum Einzelstab gehörigen Beiwert ω_1 fest, indem man $\sigma = \sigma_{zul}$, z. B. = 1200 kg/cm², einsetzt. Man erhält dann

$$\omega_1 = \frac{\sigma_{zul} \cdot F_1}{P_1}$$

Aus der ω -Tafel sucht man nun den zu ω_1 gehörigen Schlankheitsgrad λ_1 des Einzelstabes und findet schließlich s''_K aus

$$s''_K = \lambda_1 \cdot i_{\min}$$

Auf diese Weise kann man oft wesentlich über den in den ausführlichen Tafeln (z. B. in „Stahl im Hochbau“) verzeichneten Wert s''_K , der für $\lambda = 30$ gilt, hinausgehen, wie folgende Aufgabe zeigt.

Aufg. Ein 1,63 m langer Stab eines Gitterträgers ist auf Druck mit $P = 2,15$ t belastet. Er wird aus $\llcorner 50 \cdot 50 \cdot 5$ als kleinstes verwendbares Profil hergestellt. Die Knickbeanspruchung σ und der größte zulässige Abstand s''_K der Querverbindungen sind zu berechnen. Die Knotenblechstärke beträgt 12 mm.

Für $\llcorner 50 \cdot 50 \cdot 5$ ist

$$\begin{aligned} J_x &= 11,0 \text{ cm}^4, \\ F &= 4,8 \text{ cm}^2, \\ i_x &= 1,51 \text{ cm}, \\ i_{\min} &= i_y = 0,98 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Der Wert i_x ist bei einem und bei zwei Winkeleisen gleich.

Also

$$\lambda = \frac{163}{1,51} = 108$$

$$\omega = 2,76$$

$$\sigma = \frac{2150 \cdot 2,76}{2 \cdot 4,8} \approx 620 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Abstand s''_K ist für $\llcorner 50 \cdot 50 \cdot 5$

$$s''_K = 30 \cdot 0,98 \approx 29 \text{ cm}.$$

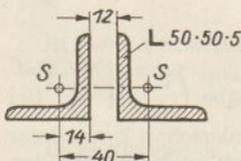


Abb. 264. Fachwerkstab aus 2 L-Eisen.

Da dieser Abstand für die Ausführung zu klein ist, wird die zulässige Entfernung der Querverbindungen nach dem Krohnschen Verfahren berechnet.

Die Belastung eines Einzelstabes ist (Abb. 264):

$$P_1 = P \frac{68 \cdot h}{136h - l} = 2,15 \frac{68 \cdot 4,0}{136 \cdot 4,0 - 163}$$

$$P_1 \approx 1,54 \text{ t}.$$

Für diese Belastung eines Einzelstabes darf die vorhandene Knickspannung des Einzelstabes, hier also $\llcorner 50 \cdot 50 \cdot 5$, den Grenzwert $\sigma_{zul} = 1,2$ t/cm² erreichen. Es ist also, wenn ω_1 der Beiwert für einen Einzelstab ist

$$\sigma_{zul} = \frac{P_1 \cdot \omega_1}{F_1}$$

$$\omega_1 = \frac{\sigma_{zul} \cdot F_1}{P_1} = \frac{1,2 \cdot 4,8}{1,54}$$

$$\omega_1 = 3,74.$$

Diesem ω_1 entspricht ein Schlankheitsgrad $\lambda_1 = 125,7$. Da der kleinste Trägheitshalbmesser eines $L\ 50 \cdot 50 \cdot 5$ den Wert $i_{\eta} = 0,98$ hat, so ergibt sich nach der Formel

$$s''_K = \lambda_1 \cdot i_{\min.}$$

$$s''_K = 125,7 \cdot 0,98,$$

$$s''_K = 123 \text{ cm.}$$

Danach würde eine Querverbindung an dem Stabe genügen, doch führt man zwei aus, da ein in Stabmitte liegendes Bindeblech vermieden wird.

Die Berechnung von Stäben, die auf Zug oder Druck und gleichzeitig auf Biegung beansprucht sind, wird in Abschnitt V besprochen.

γ) Ausbildung der Knotenpunkte. Beim Entwerfen eines Fachwerkträgers werden zuerst die Stäbe als einfache Linien aufgezeichnet. Diese „Netzlinien“ treffen sich in den Knotenpunkten, in denen sie durch Vernietung, neuerdings auch durch Schweißung, selten durch gelenkige Verbindungen (obgleich diese die theoretisch richtigen sind), verbunden werden.

Die Schwerlinien der Stäbe sollen mit den Netzlinien zusammenfallen, damit sich alle

in einem Knotenpunkt angreifenden Kräfte in einem Punkte schneiden. Andernfalls treten Biegemomente in den Stäben auf. Diese Anordnung ergibt sich bei symmetrischen Profilen, wie z. B. \square -Eisen, von selbst. Bei Winkeleisen fällt die Nietrißlinie nicht mit der Schwerlinie zusammen. Es ist deshalb nicht zu vermeiden, daß der Stabanschluß etwas außermittig wird. Aus diesem Grunde läßt man in der Praxis bei Winkeleisen mit einseitiger Nietung die Netzlinie mit der Nietrißlinie (Verbindungsline der Nietmitten) zusammenfallen (Abb. 265, Schrägstab), wodurch allerdings ein kleines Moment mit dem Hebelarm a entsteht, das man nicht berücksichtigt. Bei größeren L-Eisen mit zweireihiger Nietung legt man die der Schwerlinie zunächst liegende Nietrißlinie mit der Netzlinie zusammen, wie es in Abb. 265 bei dem durchlaufenden Obergurtstab gezeigt ist.

Von der Forderung, daß sich alle Netzlinien in einem Punkte schneiden müssen, weicht man nur bei unbelasteten Stäben ab, wenn dadurch eine sehr ungünstige Knotenblechform vermieden werden kann. Dieser Fall tritt z. B. bei Pendelstützen ein, bei denen die Füllstäbe nur zur Verringerung der Knicklänge der Gurtstäbe dienen.

Die Stäbe sind möglichst dicht aneinander heranzuführen und, wenn möglich, senkrecht abzuschneiden; sie sollen sich jedoch nicht berühren. Schrägschnitte durch ein ganzes Profil vermeidet man, da sie im allgemeinen als Sägeschnitte oder mit dem Schneidbrenner ausgeführt werden müssen, was zu teuer wird. Man soll also nur solche Schnitte aufzeichnen, die auf einer Schere bequem ausgeführt werden können.

Jeder in einem Knotenpunkt endigende Stab ist mit soviel Nieten an das Knotenblech anzuschließen, wie es die Rechnung erfordert, mindestens aber

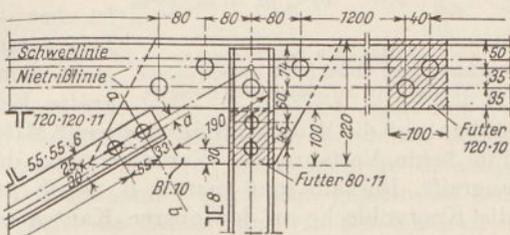


Abb. 265. Knotenpunkt der oberen Gurtung.

müssen zwei Niete vorhanden sein. Um das Knotenblech möglichst klein zu halten, nehme man im allgemeinen die geringste zulässige Nietentfernung, allerdings ist oft wegen der Formgebung des Bleches eine größere Nietzahl erforderlich. Mehr als vier, allerhöchstens fünf Niete dürfen nicht hintereinander gesetzt werden, da durch Versuche festgestellt ist, daß die Kraftübertragung in solchen langen Nietreihen zu ungleichmäßig wird. Der erste Nietenchaft ist stark überlastet, die letzten nehmen kaum noch an der Kraftübertragung teil.

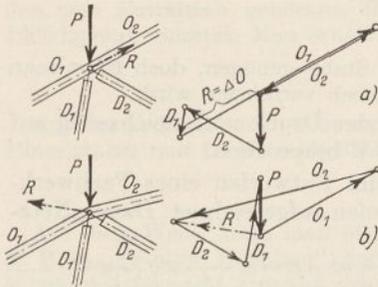


Abb. 266 a u. b.

Bestimmung der Mittelkraft R zur Berechnung der Nietzahl im durchlaufenden Obergurt.

Für die Berechnung der Nietzahl bei durchgehenden Gurtstäben ist die Mittelkraft aus den Stabkräften maßgebend. Diese ist aber — wie aus Abb. 266a hervorgeht — bei gerade durchlaufenden Gurtstäben gleich dem Unterschied der beiden Gurtstabkräfte. Bei geknickten durchlaufenden Gurtstäben muß die Mittelkraft durch einen Kräftezug ermittelt werden (Abb. 266b). Für beide Verfahren ist Voraussetzung, daß die Kraft P am Knotenblech angreift. Deshalb muß man z. B. bei Kranfahrbahnen (bewegliche Lasten) die Knotenbleche an den oberen Kanten so bearbeiten, daß die Raddrücke unmittelbar auf das Knotenblech übertragen werden (S. 224). Steht die Last zwischen zwei Knotenpunkten, so wird sie von den Gurtstäben aufgenommen und auf die benachbarten Knotenbleche verteilt.

In durchlaufenden Gurtstäben bedingt oft der Anschluß der Schrägstäbe eine Knotenblechlänge, die das Einziehen von mehr Nieten notwendig macht, als die Rechnung ergibt. Bei Kraftnieten soll hier der größte Nietabstand nicht größer als $6d$ und höchstens gleich dem zwölffachen der Stärke des dünnsten angeschlossenen Teiles sein.

Das Knotenblech soll so geformt sein, daß es sich mit möglichst wenig Schnitten und mit möglichst geringem Abfall herstellen läßt. Wenn irgend möglich, mache man zwei Kanten des Knotenbleches parallel und wähle den Abstand so, daß sich die Knotenbleche aus einem Breitereisen, etwa nach Abb. 267, schneiden lassen.

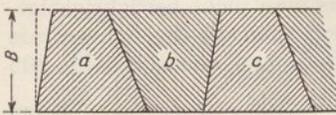


Abb. 267.

Knotenbleche aus einem Breitereisen.

Der Schnittpunkt der Netzlinien darf niemals außerhalb des Knotenbleches liegen, da sonst ein unzulässiges Moment entsteht. Nach

Möglichkeit führe man die Stäbe symmetrisch an das Knotenblech heran.

Stoßen Zug- und Druckstäbe in einem Knotenpunkt zusammen, so sollen die Druckstäbe möglichst weit durchgeführt werden.

Es ist darauf zu achten, daß niemals ein Querschnitt des Knotenbleches kleiner ist als die Fläche des angeschlossenen Stabes, da sonst das Knotenblech abreißen kann. So muß z. B. untersucht werden, ob in Abb. 265 der Querschnitt $a-b$ nicht kleiner ist als die Fläche der $\perp\!\!\!\perp$ 55 · 55 · 6 mit Nietabzug.

Bei einseitigem Angriff eines Stabes an ein Knotenblech ist zu prüfen, ob die Randspannung des Bleches innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt. Liegt die Gefahr einer Überbeanspruchung vor, so hilft man sich durch Ver-

größerung des Knotenbleches. In Abb. 268 z. B. könnte das Knotenblech mit der unteren Kante des Schrägstabes abschließen. Man vergrößert es aber in der gezeichneten Form, um einen möglichst mittigen Angriff zu erzielen ($a-b$ annähernd gleich $b-c$).

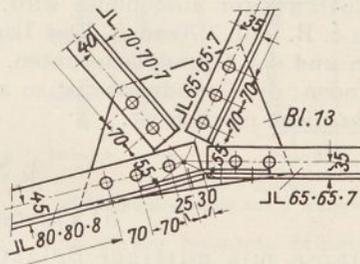
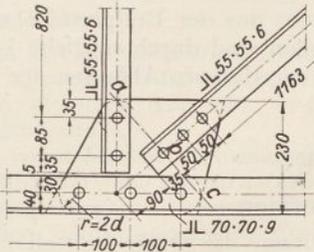


Abb. 268. Aufzeichnen des Knotenbleches. Abb. 269. Knotenpunkt mit einspringender Ecke.

Einspringende Ecken suche man zu vermeiden, da sie sich nicht mit der Schere schneiden, sondern nur mit dem Schneidbrenner herstellen lassen. Das wird aber zu teuer, vorausgesetzt, daß man nicht mehrere derartige Bleche herzustellen hat, die man übereinander legen und gemeinsam ausbrennen kann. Außerdem aber besteht die Gefahr, daß ein Knotenblech in einer einspringenden Ecke einreißt. Man lasse lieber, wie in Abb. 269, die untere Begrenzung des Knotenbleches geradlinig durchgehen. Eine Verbindung der freien Winkeleisenschkel ist notwendig, um einer Überbeanspruchung des Knotenbleches vorzubeugen. Sie erfolgt durch zwei getrennte Laschen rechts und links vom Knotenblech, die hier auf den freien Schenkeln angebracht werden, damit sie Zugkräfte übertragen können.

Die Stärke der Knotenbleche wähle man für Stabkräfte bis 15 t zu 8—10 mm, bis 25 t zu 10—12, darüber zu 12—15 mm.

Das Aufzeichnen des Knotenbleches geschieht in folgender Reihenfolge:

Zuerst zeichnet man die Netzlينien, auf diese die Gurtstäbe, dann erst die Füllstäbe. Nun trägt man die Nieten an, wobei der Randabstand im Blech zu beachten ist, was dadurch geschieht, daß man um den Mittelpunkt des äußersten Nietes einen Kreis mit dem doppelten Nietdurchmesser als Radius schlägt, den man für die Begrenzung des Bleches benutzt, wie Abb. 268 zeigt.

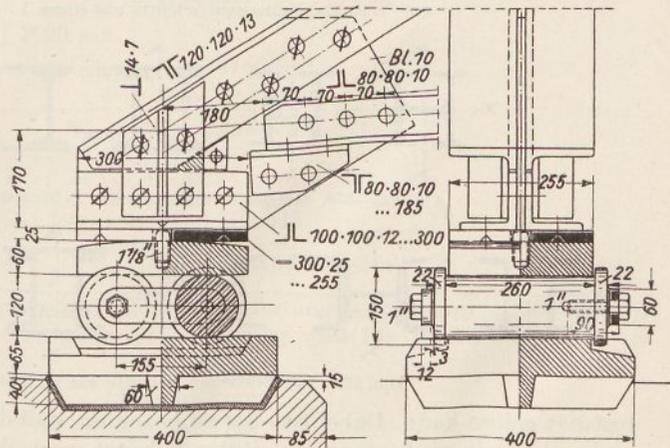


Abb. 270. Rollenlager.

Fachwerkträger werden in der gleichen Weise gelagert wie die vollwandigen Träger. Deshalb gilt auch für sie das, was auf Seite 168ff gesagt ist.

Bei sehr großen Spannweiten (Grenze etwa 20 m) genügt manchmal die Beweglichkeit, die ein Gleitlager mit gewölbter Platte bietet, nicht, so daß ein Rollenlager ausgebildet wird. Dieses hat meist eine Rolle oder zwei, wie es z. B. Abb. 270 zeigt. Das Lager besteht aus der Rollplatte oben, den Rollen und der Grundplatte unten. Die Rollen sind durch seitliche Laschen verbunden; die Grundplatte ist so auszubilden, daß ein Ablaufen der Rollen von ihr nicht möglich ist.

3. Stützen.

a) Querschnittsformen.

Stützen mit mittlerer Belastung nützen die Querschnittsfläche am besten aus, wenn sie in bezug auf die beiden Hauptachsen ein möglichst gleich großes Trägheitsmoment haben.¹⁾ Aus diesem Grunde sind einzelne I-Normalprofile unvorteilhaft und nur da zu verwenden, wo durch außermittigen Kraftangriff oder waagerechte Kräfte das Trägheitsmoment, bezogen auf die eine Achse, größer sein muß als das Trägheitsmoment, bezogen auf die andere Hauptachse. Ferner benutzt man sie in Fachwerkwänden, wo durch die Ausmauerung das I-Profil nach der schwachen Seite hin als

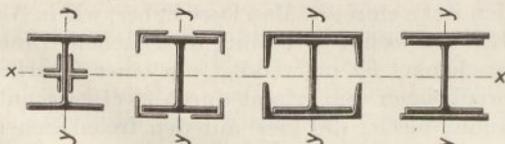


Abb. 271—274. Stützenquerschnitte aus einem I P-Profil.

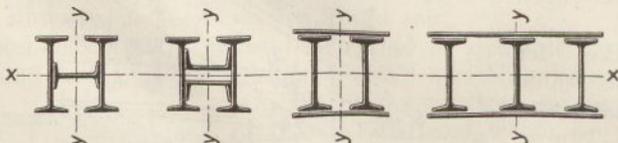


Abb. 275—278. Stützenquerschnitte aus 2 I-Normalprofilen.

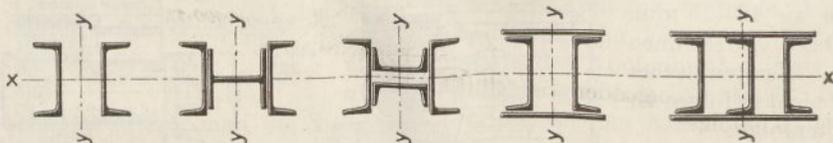


Abb. 279—283. Stützenquerschnitte aus 2 C-Eisen.

gestützt gelten kann. Dabei ist aber zu beachten, daß die Ausmauerung schon vorhanden sein muß, wenn die Stütze belastet wird, da sonst die Gefahr des Knickens vor der Herstellung der Ausmauerung besteht.

Vorteilhafter sind die I P-Profile, die viel für sich allein als Stützen verwendet werden. Besonders häufig aber wählt man zusammengesetzte Quer-

1) Bei Stützen aus zwei Einzelprofilen müssen die Bestimmungen über gegliederte Druckstäbe des Ministerialerlasses vom 25. Februar 1925 beachtet werden.

schnitte mit einem I P-Profil als Urquerschnitt nach Abb. 271—274. Da bei ihnen keine Bindebleche nötig sind, wird erheblich an Kosten gespart.

Stützenquerschnitte, bei denen man von 2 I-Normalprofilen ausgeht, zeigen Abb. 275—278, während in den Abb. 279—283 2 C-Eisen den Urquerschnitt bilden.

Auch 4 Winkeleisen ergeben einen günstigen Querschnitt für Stützen. Seltener werden sie nach Abb. 284, meist nach Abb. 285 gestellt.

Die vorstehenden Stützenquerschnitte nach Abb. 271—285 zeigen natürlich nicht alle Möglichkeiten, sondern nur einige besonders häufig verwendete Formen. Für sehr schwer belastete Stützen werden oft Querschnitte aus einer größeren Zahl von Profileisen zusammengesetzt.

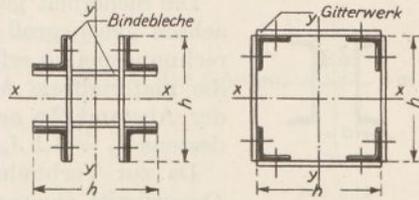


Abb. 284 u. 285.
Stützenquerschnitte aus 4 Winkeleisen.

b) Berechnung der Stützen.

Die Berechnung der Stützen aus Flußstahl hat auf Grund des Ministerialerlasses vom 25. Februar 1925 nach dem ω -Verfahren zu erfolgen. Da dieses bereits ausführlich auf S. 114 ff. besprochen wurde, soll hier die Berechnung der Stützen nur durch Zahlenbeispiele erläutert werden.

α) Mittiger Kraftangriff. **Aufg.:** Eine Stütze ist mit $P = 60$ t mittig belastet und hat eine Knicklänge $s_K = 4,25$ m. Es soll ein I P-Profil verwendet werden. Welche Profildnummer ist erforderlich? (1. Belastungsfall St 37.)

$$\begin{aligned} J_{\text{erf}} &= 1,97 P \cdot s_K^2, \\ &= 1,97 \cdot 60 \cdot 4,25^2, \\ J_{\text{erf}} &= 2135 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Vorläufig gewählt: I P 20 mit

$$\begin{aligned} J_{\text{min}} &= J_y = 2140 \text{ cm}^4, \\ F &= 82,7 \text{ cm}^2, \\ i_{\text{min}} &= i_y = 5,08 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Also

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{s_K}{i} = \frac{425}{5,08} = 83,7 \\ \omega &= 1,7 \quad (\text{nach Tafel S. } 115) \\ \sigma &= \frac{P \cdot \omega}{F} = \frac{60\,000 \cdot 1,7}{82,7} = 1235 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Da die größte Knickspannung nach dem 1. Belastungsfall (also $\sigma_{\text{zul}} \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$), zu wählen ist, so ist σ zu groß. Die Rechnung wird für I P 22 wiederholt.

Für I P 22 ist

$$\begin{aligned} J_y &= 2840 \text{ cm}^4, \\ F &= 91,1 \text{ cm}^2, \\ i_y &= 5,59 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Also

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{425}{5,59} = 76 \\ \omega &= 1,51 \\ \sigma &= \frac{60\,000 \cdot 1,51}{91,1} = 995 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Für $\sigma_{\text{zul}} \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$ müßte also ein I P 22 genommen werden.

Besteht die Stütze aus zwei oder mehr Einzelprofilen, so muß außer der Profilnummer auch der Abstand $2a$ der Profile voneinander berechnet werden.

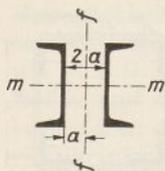


Abb. 286.
Stützenquerschnitt.

Die Sicherheit gegen Knicken soll nach den beiden Hauptachsen gleich groß sein. Es wird sogar gefordert, daß das rechnermäßig erforderliche Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse $f-f$ um 10% zu erhöhen ist, d. h. der Abstand $2a$ muß so groß gewählt werden, daß mindestens $J_f = 1,1 J_m$ ist (Abb. 286).

Da zur Verbindung der Profile zu einem rechnerischen Querschnitt Querverbindungen notwendig sind, so muß auch deren Abstand berechnet werden.

Aufg.: Eine Stütze ist mit $P = 80$ t mittig belastet und hat eine Knicklänge $s_K = 4,8$ m. Sie soll aus 2 I-Normalprofilen hergestellt werden. Welche Profilnummer ist erforderlich? Welchen Abstand müssen die I-Profile voneinander haben? Wie groß darf die Entfernung s''_K der Querverbindungen sein? $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm².

$$J_{\text{ert}} = 1,69 \cdot 80 \cdot 4,8^2 = 3120 \text{ cm}^4.$$

Danach müßten 2 I 20 mit

$$2 \cdot J_x = 2 \cdot 2140 = 4280 \text{ cm}^4,$$

$$F = 2 \cdot 33,5 = 67 \text{ cm}^2,$$

$$i_x = 8,0 \text{ cm}$$

genügen. Die Nachprüfung von σ ergibt aber

$$\lambda = \frac{480}{8,0} = 60$$

$$\omega = 1,26$$

$$\sigma = \frac{80000 \cdot 1,26}{67} = 1510 \text{ kg/cm}^2.$$

Das ist nicht zulässig, also wird die Rechnung für 2 I 22 wiederholt.

Für 2 I 22 ist

$$2 \cdot J_x = 2 \cdot 3060 = 6120 \text{ cm}^4,$$

$$F = 2 \cdot 39,6 = 79,2 \text{ cm}^2,$$

$$i_x = 8,8 \text{ cm}.$$

Danach ergibt sich

$$\lambda = \frac{480}{8,8} = 54,6$$

$$\omega = 1,21$$

$$\sigma = \frac{80000 \cdot 1,21}{79,2} = 1230 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Stütze wird also aus 2 I 22 ausgeführt.

Nach Vorschrift muß sein (Abb. 287)

$$J_f = 1,1 J_m,$$

wobei J_f das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse, J_m das Trägheitsmoment in bezug auf die Materialachse bedeuten. Also

$$J_f = 1,1 \cdot 6120 = 6730 \text{ cm}^4.$$

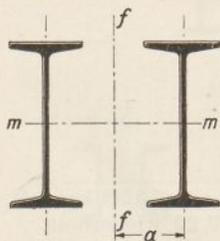


Abb. 287.
Stützenquerschnitt
bei mittiger Belastung.

Zur Berechnung des Abstandes a in Abb. 287 benutzt man die Formel

$$J = J_0 + F \cdot a^2.$$

Hierin ist

$$J = J_f = 6730 \text{ cm}^4,$$

$$J_0 = 2 \cdot J_y = 2 \cdot 162 = 324 \text{ cm}^4$$

und a der Abstand des Schwerpunktes eines $\text{I} 22$ von der der f -Achse. Also

$$6730 = 324 + 2 \cdot 39,6 \cdot a^2,$$

$$a^2 = \frac{6406}{79,2} \approx 81$$

$$a = 9 \text{ cm}.$$

Der Schwerpunktsabstand der beiden I -Profile muß also mindestens $2 \cdot 9 = 18 \text{ cm}$ betragen. (Man findet diesen Wert auch in ausführlichen Tafeln, z. B. in „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 290.) Die Flanschenbreite eines $\text{I} 22$ ist $b = 9,8 \text{ cm}$, so daß ein freier Spalt von $180 - 98 = 82 \text{ mm}$ zwischen den Flanschen der beiden I -Profile bleibt.

Für die Entfernung der Querverbindungen soll $\lambda = \frac{s''_K}{i_{\min}} \leq 30$ sein (s. auch S. 176), also

$$s''_K = 30 \cdot i_{\min}.$$

Für $\text{I} 22$ ist $i_{\min} = i_y = 2,02 \text{ cm}$, also

$$s''_K = 30 \cdot 2,02 = 60,6 \text{ cm}$$

$$s''_K = 0,61 \text{ m}.$$

Auch diese Werte sind in ausführlichen Tafeln für jede Profilnummer angegeben. s''_K kann auch nach dem Krohnschen Verfahren berechnet werden, wenn der Tafelwert zu viel Querverbindungen erfordern würde.

Außer den Querverbindungen durch einzelne Flacheisen, die bereits in den vorigen Abschnitten besprochen wurden, kann bei kurzen Abständen s''_K auch eine Vergitterung treten. Die Gitterstäbe können bei mittiger Belastung nach Abb. 288 durch ein Niet angeschlossen werden, während bei außermittiger Belastung nach Abb. 289 stets zwei Niete vorhanden sein sollen. Der Abstand e in Abb. 288 ist dabei die errechnete freie Knicklänge eines Einzelstabes s''_K .

Als Gitterstäbe können Flacheisen, bei stärkerer Belastung besser L -Eisen, verwendet werden, da sie auf Druck (Knicken) beansprucht sind.

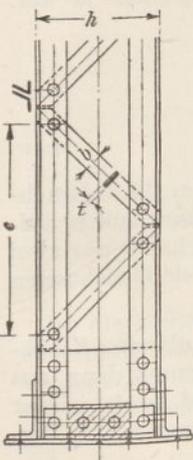


Abb. 288.
Vergitterung.

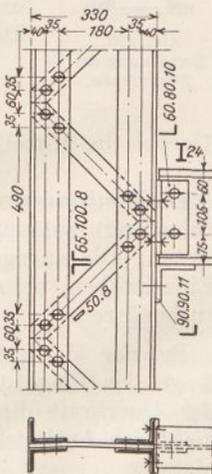


Abb. 289. Vergitterung bei außermittiger Belastung.

Die Berechnung der Bindebleche und Vergitterungen sowie der dazu gehörigen Nietverbindungen kann nach dem Krohnschen Verfahren erfolgen. (S. „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 192–194.)

Bei Bindeblechen zwischen zwei Einzelstäben ermittelt man zunächst die im Augenblick des Ausknickens vorhandene größte Querkraft in t

$$Q = \frac{F_1}{14} \quad (F_1 = \text{Querschnitt des Einzelstabes in cm}^2),$$

sodann die in der Schwerachse des Bindebleches auftretende Schubkraft

$$T = F_1 \frac{c}{14h}.$$

Diese erzeugt nach Abb. 290 das Biegemoment

$$M_b = \frac{T}{2} \cdot \frac{g}{2},$$

wenn die beiden gegenüberliegenden Bindebleche gerechnet werden. Hierdurch erfährt das Bindeblech in der Nietbefestigung die größte Beanspruchung.

$$\sigma = \frac{M_b}{W}.$$

Für W ist das Widerstandsmoment des Bindebleches mit Nietabzug maßgebend.

Bei den Nieten tritt eine Schubkraft

$$N_1 = \frac{1}{3} \frac{T}{2} \quad (\text{da 3 Niete})$$

und ein Kräftepaar zur Aufnahme des Momentes M auf. Die Kraft beträgt

$$N_2 = \frac{M_b}{b} = \frac{T \cdot g}{4b}.$$

Daraus die Mittelkraft

$$N = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \text{ kg.}$$

Die Nietbeanspruchung ist bis nahe an die Bruchgrenze (τ und $\sigma_l \leq 0,8 \cdot$ Bruchbelastung) zulässig, da die errechneten Kräfte erst beim Ausknicken auftreten. Die angegebenen Gleichungen gelten für einen Druckstab aus zwei Einzelstäben, bei mehr als zwei Einzelstäben sind entsprechende Gleichungen zu benutzen.

Bei der Vergitterung ist darauf zu achten, daß die zulässige Knicklänge der Einzelstäbe nicht überschritten wird. Man bestimmt dann aus der Querkraft die größte Druckkraft des Schrägstabes und prüft wieder die beim Ausknicken auftretende Beanspruchung im Stab und in der Vernietung.

β) Außermittiger Kraftangriff. Die Bestimmungen über die Berechnung von Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff sind auf

1) S. Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 559. Aufsatz von Krohn, Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe.

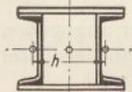
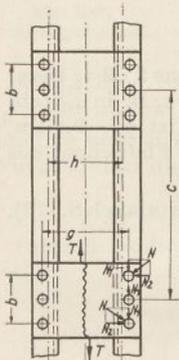


Abb. 290.
Berechnung der
Bindebleche.

S. 116 besprochen. Die Anwendung ist in folgendem Zahlenbeispiel erläutert.

Aufg. Die Last $P = 80 \text{ t}$ in vorstehender Aufgabe greift in einem Abstände $a = 25 \text{ mm}$ von der f -Achse entfernt an. Die beiden I-Profile werden deshalb weiter als vorher, nämlich auf 380 mm Schwerpunktsabstand auseinander gerückt (Abb. 291). Die Randspannung σ ist zu untersuchen.

Das Trägheitsmoment in bezug auf die f -Achse ist

$$J_f = 2 (162 + 39,6 \cdot 19^2) = 2 \cdot 14460$$

$$J_f = 28\,920 \text{ cm}^4.$$

Also ist das Widerstandsmoment, da der Abstand des äußersten Punktes I von der f -Achse $190 + \frac{98}{2} = 239 \text{ mm}$ beträgt:

$$W_f = \frac{28\,920}{23,9} = 1210 \text{ cm}^3.$$

Die Randspannung im Punkt I ist

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_b}{W_f},$$

$\frac{P \cdot \omega}{F} = 1230 \text{ kg/cm}^2$ wie in voriger Aufgabe, denn das Ausknicken wird um die Achse $m-m$ erfolgen.

Das Biegemoment ist

$$M_b = 80\,000 \cdot 2,5 = 200\,000 \text{ kgcm.}$$

Also

$$\sigma_b = \frac{M_b}{W_f} = \frac{200\,000}{1210} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma = 1230 + 165 = 1395 \text{ kg/cm}^2.$$

Damit bleibt die Randspannung σ gerade noch unter der erlaubten Grenze $\sigma_{zul} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2$.

c) Stützenstöße.

Ist die Stützhöhe so groß, daß die lieferbaren Längen der verwendeten Profileisen nicht ausreichen, so muß eine Stoßverbindung ausgeführt werden. Ein Stützenstoß ist außerdem nötig, wenn ein schwächeres Profil auf ein stärkeres aufgesetzt wird, wie dies Abb. 292 zeigt. Die Stirnflächen der beiden Profile I P 30 und I P 28 müssen gefräst werden, damit sie glatt aufeinander liegen und den Druck gleichmäßig übertragen können. Seitliche Laschen sichern gegen Verschiebung der Profile gegeneinander; zwei Futterstücke von je 10 mm Stärke gleichen den Höhenunterschied der beiden I P-Profile aus.

Abb. 293 zeigt einen ähnlichen Stoß; der Höhenunterschied der I P-Profile beträgt aber 40 mm . Eine zwischen die Stoßenden gelegte Platte gibt hier

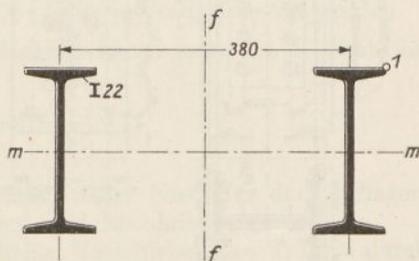


Abb. 291.

Stützenquerschnitt bei außermittiger Belastung.

Die größte Biegungsbeanspruchung des senkrechten L-Eisenschenkels ist

$$\sigma_{\max} = \frac{A}{F} + \frac{M_b}{W},$$

worin bezeichnen

$$M_b = A \cdot c \text{ in kgcm,}$$

$$W = \frac{l \cdot d^2}{6} \text{ in cm}^3 \text{ (} l = \text{Länge des L-Eisens)}$$

$$F = l \cdot d \text{ in cm}^2.$$

Für große Auflagerdrücke kommen die Anschlüsse β und γ in Frage.

β) Der Träger stützt sich auf ein senkrecht stehendes Blech (Abb. 295). Das Biegemoment $M = A \cdot \frac{t}{2}$ kann vernachlässigt werden.

Die Pressung zwischen Träger und Blechoberkante kann nach „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 511

$$p = \frac{A}{b \cdot t} \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$$

betragen.

Die Berechnung der erforderlichen Anzahl n der Niete für den Auflagerdruck geschieht wie vorher auf Abscheren und Lochleibungsdruck.

Das L-Eisen dient nur dazu, ein seitliches Verschieben des Trägers durch Verschrauben mit dessen Flanschen zu verhindern.

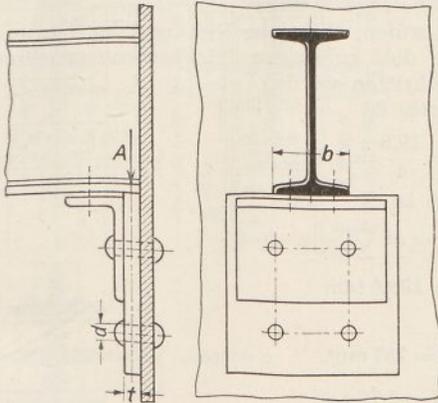


Abb. 295.

Lagerung des Trägers auf einem senkrechten Blech.

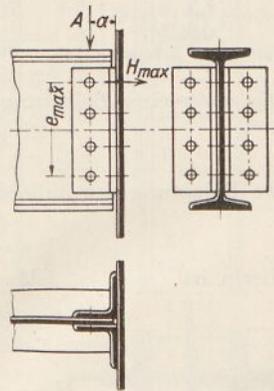


Abb. 296.

Anschluß des Trägers durch 2 Winkelisen.

γ) Der Trägersteg ist durch Nietung an 2 L-Eisen angeschlossen, die an die Stütze angeschraubt oder angenietet werden (Abb. 296).

Sind die L-Eisen mit n Nieten an den Trägersteg angeschlossen, so kommt auf jedes Niet eine senkrechte Belastung

$$V = \frac{A}{n}.$$

Durch das Moment $M = A \cdot a$ erhalten außerdem die Niete Belastungen, die mit ihrem Abstände von der neutralen Achse zunehmen (s. Nietberechnung S. 138). Die größte Nietbelastung ist

$$H_{\max} = M \frac{e_{\max}}{\Sigma e^2}.$$

Jedes der äußersten Niete hat daher eine Belastung aufzunehmen

$$N_{\max} = \sqrt{V^2 + H_{\max}^2},$$

und diese darf die Höchstwerte der Nietkräfte für den gewählten Nietdurchmesser auf Abscheren und Lochleibungsdruck nicht übersteigen.

Für die einschnittige Verbindung zwischen L-Eisen und Stütze genügt eine Berechnung auf Abscheren und Lochleibungsdruck für den auf alle Schrauben oder Niete gleichmäßig verteilt angenommenen Druck A , den man um mindestens 20 % erhöht, um dadurch eine durch H_{\max} entstehende Zugbeanspruchung zu berücksichtigen (Vorschrift der Reichsbahn).

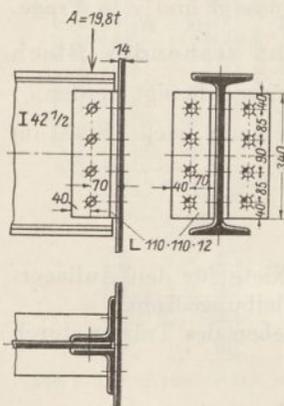


Abb. 297.

Vernietung am Trägeranschluß.

Aufg. Ein Träger I 42 $\frac{1}{2}$ ist durch 2 L-Eisen 110 · 110 · 12 an eine Stütze angeschlossen. Der Auflagerdruck des Trägers ist $A = 19,8$ t. Es werden 4 zweischnittige Niete von 23 mm Durchmesser und 8 einschnittige rohe Schrauben von $\frac{7}{8}$ " nach Abb. 297 angeordnet. Die Wandstärke der Stütze an der Anschlußstelle beträgt 14 mm.

Es ist zu prüfen, ob bei der Niet- und der Schraubenverbindung die zulässigen Höchstbeanspruchungen nicht überschritten werden.

Die senkrechte Belastung eines Nietes ist

$$V = \frac{A}{n} = \frac{19,8}{4} = 4,95 \text{ t.}$$

Die Belastung des äußersten Nietes ist

$$H_{\max} = M \frac{e_{\max}}{\Sigma e^2}.$$

Hierin ist

$$M = 19,8 \cdot 7 = 138,6 \text{ tcm}$$

$$e_{\max} = 26 \text{ cm}$$

$$\Sigma e^2 = 9^2 + 26^2 = 757 \text{ cm}^2.$$

Also

$$H_{\max} = 138,6 \frac{26}{757} = 4,76 \text{ t.}$$

Demnach

$$N_{\max} = \sqrt{V^2 + H_{\max}^2} = \sqrt{4,95^2 + 4,76^2}$$

$$N_{\max} = 6,86 \text{ t.}$$

Ein zweischnittiges Niet von 23 mm Durchmesser kann nach Tafel (S. 136) bei $t_{\min} = 15,3$ mm (Dicke des Trägersteges von I 42 $\frac{1}{2}$ gegenüber 2 L-Eisenschenkeln von $2 \cdot 12 = 24,0$ mm) übertragen

$$N_{II} = 8,30 \text{ t}$$

$$N_I = 2,3 \cdot 1,53 \cdot 2,0 = 7,04 \text{ t.}$$

Diese erlaubten Höchstwerte werden nicht erreicht.

Die größte Nietbeanspruchung ist auf Lochleibungsdruck

$$\sigma_l = \frac{6860}{2,3 \cdot 1,53} = 1950 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{l \text{ zul}} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ für St 37}).$$

Auf jede der 8 Schrauben kommt eine Belastung $\frac{19,8}{8} = 2,475 \text{ t}$. Demnach ist die Scherbeanspruchung eines Schraubenbolzens von $\frac{7}{8}'' = 22,2 \text{ mm}$ Schaftdurchmesser

$$\tau = \frac{2475}{\frac{2,22^2 \cdot \pi}{4}} = 640 \text{ kg/cm}^2 \quad (\tau_{\text{zul}} = 800 \text{ kg/cm}^2)$$

(auch bei 20 % Zuschlag bleibt τ unter $\tau_{\text{zul}} = 800 \text{ kg/cm}^2$)

und die Beanspruchung auf Lochleibungsdruck

$$\sigma_l = \frac{2475}{2,22 \cdot 1,2} \quad (t_{\text{min}} = 1,2 \text{ cm} = \text{Stärke des L-Eisens})$$

$$\sigma_l = 935 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{l \text{ zul}} = 1600 \text{ kg/cm}^2).$$

Die Ausführung von Trägeranschlüssen an Stützen zeigen die Abb. 298–302.

In Abb. 298 ist der Unterzug, ein I 45, so nahe wie möglich an die Stützenachse herangeführt und an den Steg des I P 26, der die Stütze bildet, durch L 90 · 90 · 11 angeschlossen. Zwei kleinere Träger I 24 sind an den Flanschen

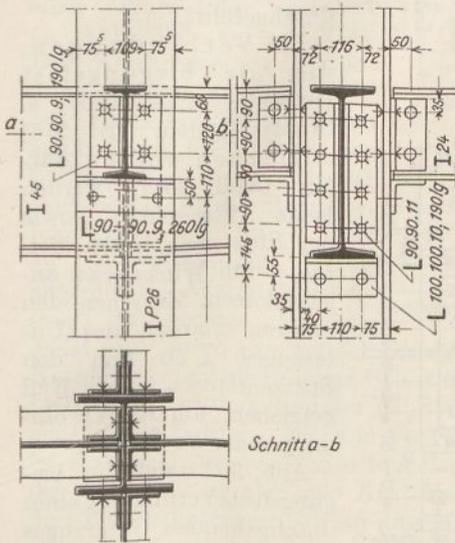


Abb. 298. Unterzug- und Deckenträgeranschlüsse an eine I P-Stütze.

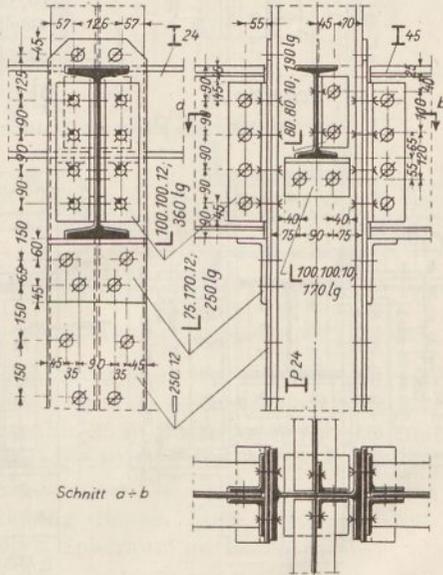


Abb. 299. Unterzug- und Deckenträgeranschlüsse an eine I P-Stütze.

des I P 26 durch L-Eisen 90 · 90 · 9 befestigt. Die untergesetzten L-Eisen sollen hier — wie auch in den folgenden Abbildungen — nicht zur Kraftübertragung, sondern zur Erleichterung des Zusammenbaues dienen.

In Abb. 299 ist die aus einem I P 24 gebildete Stütze unterhalb des Trägers beiderseits durch ein Blech 250 · 12 verstärkt, das bis über den angeschlossenen

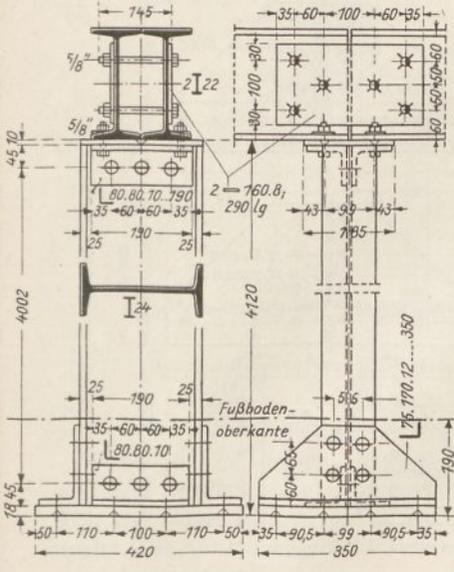


Abb. 306. Kopf und Fuß einer Stütze aus einem I-Normalprofil.

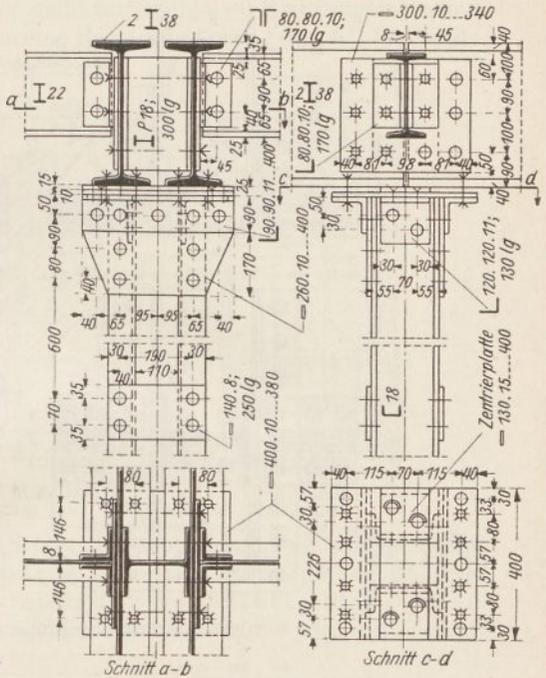


Abb. 307. Kopf einer Stütze aus 2 □-Eisen.

f) Kopf- und Fußausbildung.

Bei der Ausbildung der Stützenköpfe und -füße ist besonders darauf zu achten, daß die Blechplatten bis an den Rand gut versteift sind, damit sie sich nicht durchbiegen.

Die einfachste Ausführung zeigt Abb. 306, bei der ein I 24 als Stütze dient. Die Kopfplatte aus 10 mm Blech ist durch L 80 · 80 · 10 an den Steg angeschlossen, während die 18 mm starke Fußplatte mit Steg und Flanschen verbunden ist. Auf dem Stützenkopf sind zwei Träger I 22 gelagert, die über der Stützenachse eine Stoßverbindung haben.

Etwas breiter ist der Kopf in Abb. 307 ausgebildet. Hier wird

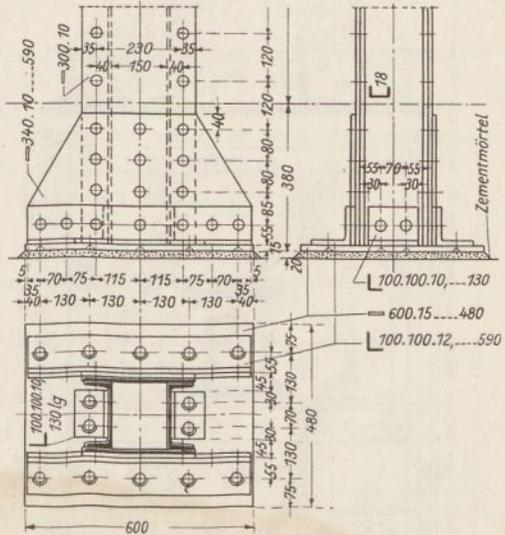


Abb. 308. Stützenfuß mit rechteckiger Fußplatte.

Die große Fußplatte in Abb. 310 ist nicht nur nach allen Richtungen hin ausgesteift, sondern erhält noch außerdem eine Randverstärkung durch \square 16-Profile.

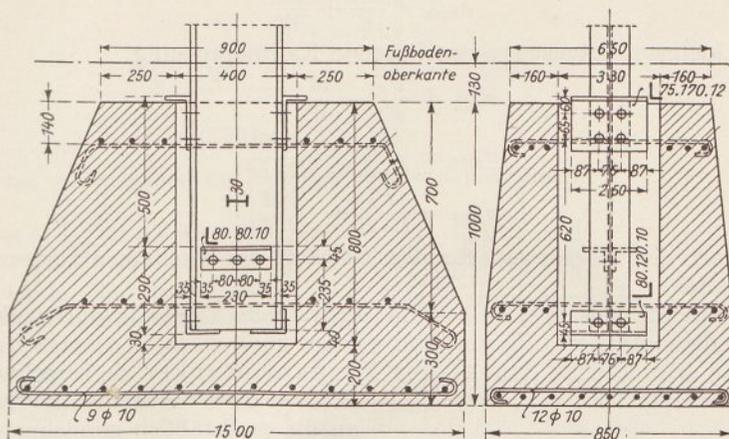


Abb. 311. Biege feste Verbindung einer Stütze mit dem Fundament.

Während alle vorher gezeigten Stützenfüße auf das Fundament aufgeschraubt werden, was nicht als starre Verbindung anzusehen ist, zeigt Abb. 311 eine biege feste Vereinigung von Stütze und Fundament. Die Aussparung für die nachträglich eingesetzte Stütze wird mit Zementmörtel ausgegossen.

g) Stützenlagerung.

Bei mittlerer Belastung einer Stütze verteilt sich die gesamte Last P gleichmäßig über die Fläche F der Fußplatte, deren Größe man aus

$$F = \frac{P}{\sigma_{zul}}$$

erhält, worin σ_{zul} die zulässige Flächenpressung des Fundamentbaustoffes bedeutet. Für Beton ist $\sigma_{zul} = 30-40 \text{ kg/cm}^2$ (S. 15)¹⁾, für andere Baustoffe gelten die ministeriellen Bestimmungen von 1919 Abschnitt D Ic und d.

Der Fundamentkörper muß dann nach unten hin so weit verbreitert werden, daß die Flächenpressung auf normalem Baugrund $3-4 \text{ kg/cm}^2$ beträgt.

Bei außermittiger Belastung, etwa nach Abb. 312 kann man annehmen, daß die Mittelkraft aus den senkrechten Lasten $P_R = P_1 + P_2 + P_3$ durch die Stütze auf die Fußplatte gleichmäßig übertragen wird, während außerdem noch das Moment $M = H \cdot h + P_1 \cdot a + P_2 \cdot b$ wirkt.

Berechnung der Fußplatte. Bedeuten:

$$F = L \cdot B = \text{Fläche der Fußplatte,}$$

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6} = \text{Widerstandsmoment der Fußplatte}$$

(vgl. Berechnung auf S. 40),

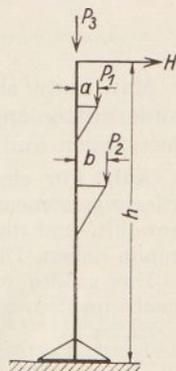


Abb. 312.
Stütze mit außermittiger Belastung.

1) S. auch „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1932.

so ist die in Richtung des Moments liegende größte Kantenpressung

$$\sigma_{\max} = \frac{P_R}{F} + \frac{M}{W}$$

und die kleinste, entgegengesetzt liegende Kantenpressung

$$\sigma_{\min} = \frac{P_R}{F} - \frac{M}{W}$$

oder

$$\sigma_{\max} = \frac{P_R}{L \cdot B} + \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_R}{L \cdot B} - \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

σ_{\max} darf den Höchstwert für den Baustoff des Fundamentkörpers nicht überschreiten.

σ_{\min} wird oft negativ, so daß die auftretende Zugkraft durch ein oder zwei Fundamentanker aufgenommen werden muß.

Um die erforderliche Stärke der Fundamentanker zu berechnen, ermittelt man zunächst σ_{\max} sowie σ_{\min} und trägt diese als senkrechte Strecken

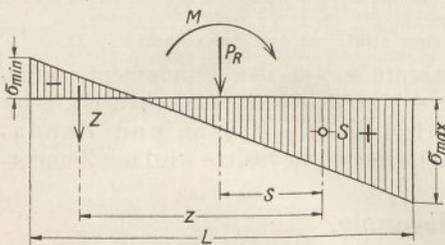


Abb. 313. Spannungsverteilung für die Berechnung der Fundamentanker.

an die maßstäblich gezeichnete Plattenlänge L nach Abb. 313 an. Die Endpunkte von σ_{\max} und σ_{\min} verbindet man und erhält so ein Bild von der Spannungsverteilung. Nun zeichnet man den Anker in einer Entfernung 100–150 mm von der Plattenkante ein, bestimmt den Schwerpunkt S des Druckdreiecks und kann aus der Zeichnung die Strecke s abgreifen.

Stellt man nun eine Momentengleichung für S als Drehpunkt auf, so erhält man daraus die Zugkraft Z im Fundamentanker:

$$M - P_R \cdot s - Z \cdot z = 0$$

$$Z = \frac{M - P_R \cdot s}{z}$$

Man kann auch an Stelle des Momentes und der mittigen Kraft mit der außermittig angreifenden Kraft rechnen (S. 41). Dort sind auch die Abmessungen und das Gewicht des Fundamentes berechnet.

Aufg. Für eine außermittig belastete Stütze sind ermittelt: $P_R = 33$ t, größtes Biegemoment $M = 1\,290\,000$ kgcm. Die Fußplatte wird zu $100 \cdot 60$ cm gewählt, und die Fundamentanker sollen einen Abstand $c = 13$ cm vom Plattenrande haben. Die Stütze steht auf einem Betonfundament.

Die größte und kleinste Randspannung σ_{\max} und σ_{\min} der Fußplatte sind nachzuprüfen, und die erforderliche Stärke der Fundamentanker ist zu berechnen.

Es ist

$$\sigma_{\max} = \frac{P_R}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2} = \frac{33\,000}{60 \cdot 100} + \frac{6 \cdot 1\,290\,000}{60 \cdot 100^2} = 5,5 + 12,9$$

$$\sigma_{\max} = 18,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (für Beton zulässig).}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_R}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = 5,5 - 12,9$$

$$\sigma_{\min} = -7,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zugspannung).}$$

Man trägt die errechneten Maße ein und erhält nach Abb. 313

$$s = 26,2 \text{ cm}$$

$$z = 63,2 \text{ cm.}$$

$$\text{Also } Z = \frac{M - P_R \cdot s}{z} = \frac{1\,290\,000 - 33\,000 \cdot 26,2}{63,2}$$

$$Z = 6730 \text{ kg.}$$

Mit $\sigma_{zul} = 800 \text{ kg/cm}^2$ für Fundamentanker erhält man

$$F_{\text{erf}} = \frac{6730}{800} \approx 8,4 \text{ cm}^2.$$

Es würde ein Anker $1\frac{1}{2}$ " mit $8,39 \text{ cm}^2$ Querschnittsfläche im Kern ausreichen, denn

$$\sigma = \frac{6730}{8,39} \approx 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zweckmäßige Verankerung eines schwer belasteten Stützenfußes mit dem Fundament zeigt Abb. 314. Eine Tafel hierfür von $\frac{3}{4}$ "–3" Ankerstärke findet man in „Gregor, Der praktische Eisenhochbau“, Bd. III, 1928 oder in „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 672.

Bei leichterer Ausführung kann auch der Anker unten nach Abb. 315a oder b umgebogen werden. Er hakt in ein einbetoniertes L- oder T-Eisen ein. Abb. 315c zeigt die Verankerung der Abb. 314.

Berechnung des Fundamentgewichtes sowie der Pressung zwischen Fundament und Baugrund s. S. 40.

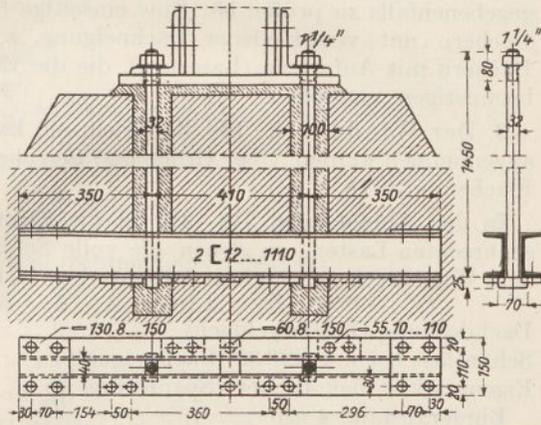


Abb. 314. Verankerung der Stütze mit dem Fundament.

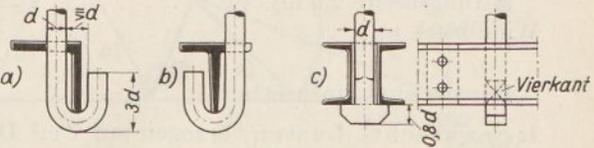


Abb. 315 a–c. Befestigung der Anker im Fundament.

4. Dächer.

a) Dachbinder.

α) Berechnung der Dachbinder. Die verschiedenen Ausführungsformen von Dachbindern aus Stahl sind bereits in Abschnitt Fabrikbau III, 4c (S. 61ff.) besprochen. Im folgenden soll die Berechnung der Fachwerk-Dachbinder behandelt werden.

Da die Fachwerkbinder Träger sind, die die gesamte Dachlast auf die Auflager überführen, so ist ihre Berechnung die gleiche wie bei den Fachwerkträgern (Abschnitt Stahlbau III, 2d, S. 172ff.).

Als Belastung eines Daches sind einzusetzen:

1. Die ständige Last, die aus dem Eigengewicht der Dachdeckung einschließlich Sparren und Pfetten, dem Eigengewicht der Binder nebst Windverband und sonstigen an den Bindern hängenden Lasten besteht.

2. Die Schneelast, die bei waagerechten Flächen zu mindestens 75 kg/m^2 anzunehmen ist. Bei geneigten Dachflächen kann die Schneelast geringer angesetzt werden (S. 78). Meist zählt man die Schneelast auf der ganzen Dachfläche zu den ständigen Lasten hinzu. Es kann aber auch vorkommen, daß einseitige Schneelast in einigen Füllstäben größere Kräfte ergibt, was gegebenenfalls zu prüfen ist. Eine einseitige Schneelast kann namentlich bei Dächern mit verschiedener Dachneigung, z. B. bei Sägedächern, oder bei Dächern mit Aufsätzen (Laternen), die die Entstehung von „Schneesäcken“ begünstigen, entstehen.

3. Der Winddruck. Die Windrichtung kann im allgemeinen waagrecht angenommen werden. Über Größe und Berechnung der Windlast bei geneigten Flächen s. S. 78.

In den Abbildungen 316–318 ist die Ermittlung der Stabkräfte aus den senkrechten Lasten, zu denen die volle Schneelast hinzugerechnet ist, und dem Winddruck gezeigt. Als Belastungen sind angenommen:

Dachdeckung (Falzziegeldach)	65 kg/m^2	geneigte Dachfläche
Schneelast bei $\alpha = 22^\circ 30'$ Dachneigung . .	72,5 „	Grundrißfläche
Eigengewicht der Binder (Spannweite 15 m, Binderabstand 4 m)	16 „	„
Eigengewicht der Pfetten (waagerechte Be- lastungsbreite 2,5 m)	8 „	„
Winddruck w_0	125 „	senkrecht getroffene Fläche.

Danach sind einzusetzen:

1. Senkrechte Lasten, bezogen auf 1 m^2 Dachgrundrißfläche.

Dachdeckung	$\frac{65}{\cos 22^\circ 30'} = \frac{65}{0,924}$	70,5 kg/m^2
Schneelast	72,5 „
Bindergewicht	16 „
Pfettengewicht	8 „
Zusammen $g =$			167,0 kg/m^2 .

$$\text{Gesamtlast} \quad G = g \cdot F,$$

$$G = 167 \cdot 4,0 \cdot 15,0 \approx 10\,000 \text{ kg.}$$

Für einen Knotenpunkt

$$P = \frac{G}{6} = 1670 \text{ kg} \approx 1,7 \text{ t.}$$

Für einen Knotenpunkt über einem Auflager

$$P' = \frac{P}{2} = 0,85 \text{ t.}$$

2. Winddruck (senkrecht zur Dachneigung).

Nach S. 78 wird der Winddruck nach folgender Formel berechnet:

$$W = w_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha,$$

worin F die Größe der schrägen Dachfläche bezeichnet.

$$F = \frac{4,0 \cdot 15,0}{2 \cdot \cos 22^\circ 30'} = \frac{30}{0,924} = 32,5 \text{ m}^2$$

$$W = 125 \cdot 32,5 \cdot 0,383^2$$

$$W = 595 \text{ kg} \approx 0,6 \text{ t.}$$

Für die mittleren Knotenpunkte

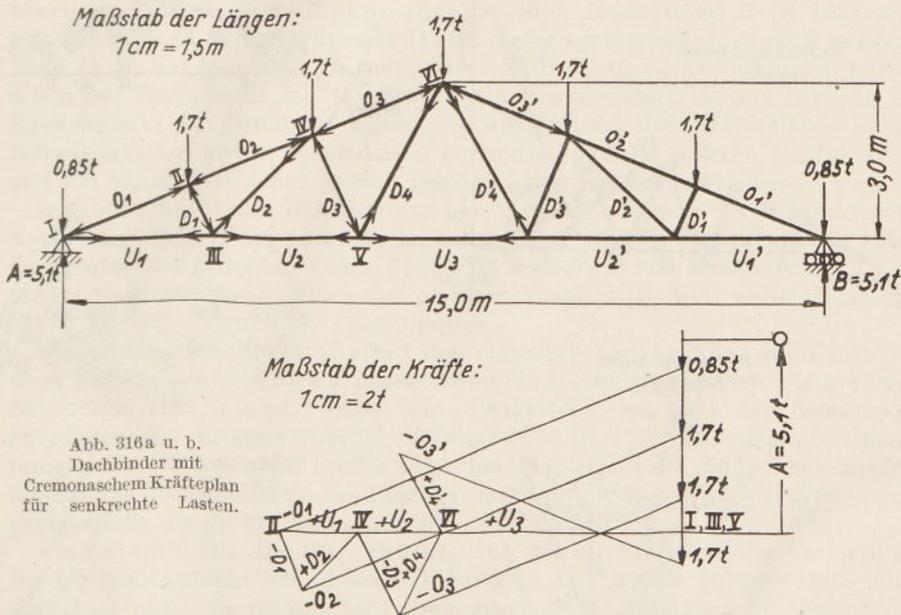
$$P_W = \frac{W}{3} \approx 200 \text{ kg} = 0,2 \text{ t.}$$

Für den untersten und obersten Knotenpunkt

$$P'_W = \frac{P_W}{2} = 0,1 \text{ t.}$$

Der Auflagerdruck für die senkrechten Lasten beträgt

$$A = B = 3 \cdot 1,7 = 5,1 \text{ t.}$$

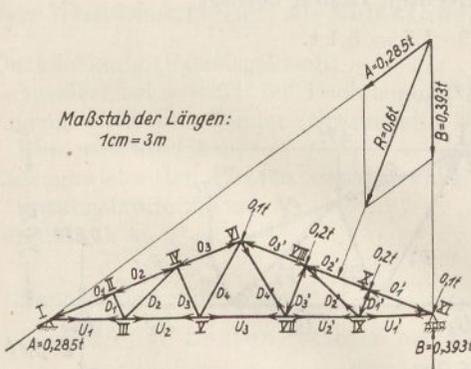


In Abb. 316a und b ist das Bindernetz im Maßstab 1 : 150 für die senkrechten Lasten mit dem dazugehörigen Cremonaschen Kräfteplan gezeichnet. Der Maßstab der Kräfte ist 1 cm = 2 t. Man beginnt mit Knotenpunkt I und verfährt so, wie es bereits auf S. 108 beschrieben ist.

Stab	Errechnete Stabkräfte infolge					Größte Stabkraft S_{max}		Gewähltes Profil
	Eigen- gewicht	Schnee		Wind von		ohne Wind	mit Wind	
		ein- seitig	voll	links	rechts			
t	t	t	t	t	t	t		

Dann müssen die Stabkräfte ermittelt werden, die durch den Winddruck entstehen. Dieser kann entweder die rechte oder die linke geneigte Dachfläche treffen.

In Abb. 317a ist das Bindernetz im Maßstab 1 : 300 mit Winddruck von rechts gezeichnet. Die auf den Knotenpunkten VI, VIII, X und XI ruhenden Windlasten sind zu der Mittelkraft $R = 0,6 t$ zusammengesetzt.



Maßstab der Kräfte:
1cm = 0,25t

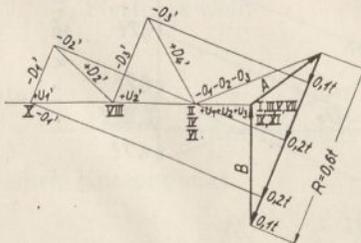
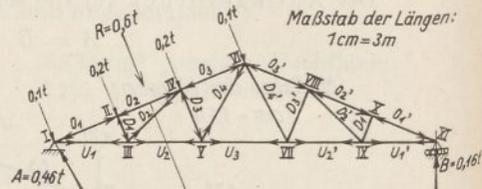


Abb. 317a u. b.
Cremonascher Kräfteplan
für Wind von rechts.



Maßstab der Kräfte:
1cm = 0,25t

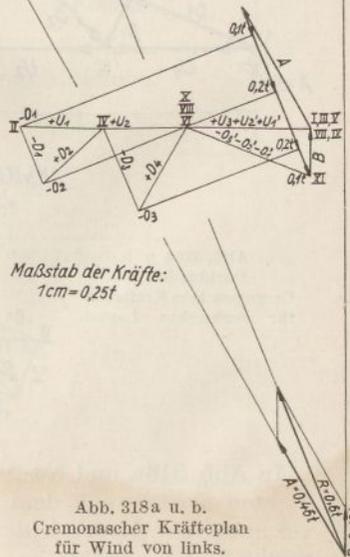


Abb. 318a u. b.
Cremonascher Kräfteplan
für Wind von links.

Querschnitts- fläche F	Zugstäbe			Druckstäbe				Stab- spannungen	
	Niet- durch- mess. d	Niet- abzug $n \cdot d \cdot s$	Fläche mit Niet- abzug F_n	s_K	i_{\min}	λ	ω	mit Wind	ohne Wind
	cm ²	mm	cm ²	cm ²	cm	cm		kg/cm ²	kg/cm ²

Das Auflager bei B ist beweglich angenommen, kann also nur einen senkrechten Auflagerdruck übertragen. An äußeren Kräften sind die Mittelkraft R , ferner die Auflagerdrücke A und B vorhanden. Da Gleichgewicht herrscht, müssen sich die äußeren Kräfte in einem Punkte P schneiden. Man erhält daraus die Richtung des Auflagerdruckes A . Zerlegt man ferner R in Richtung von A und B , so ist dadurch auch die Größe der Auflagerdrücke gefunden.

Nun wird in Abb. 317b in gleicher Weise wie vorher der Cremonasche Kräfteplan, von Knotenpunkt I anfangend, gezeichnet. Vorher ist zu überlegen, welche Stäbe spannungslos sind. Nach Regel 2 (S. 108) gilt dies für Stab D_1 in Knotenpunkt II. Ist dieser spannungslos, so muß es auch Stab D_2 in Knotenpunkt III sein, da ja Stab D_1 als nicht vorhanden anzusehen ist. Das gleiche gilt für Stab D_3 in Knotenpunkt IV und Stab D_4 in Knotenpunkt V. Nunmehr bietet das Aufzeichnen des Kräfteplānes keine Schwierigkeiten mehr. Es ist darauf zu achten, daß die äußeren Kräfte A , B und die Windlasten einen in sich geschlossenen Kräftezug ergeben.

In Abb. 318a ist das Bindernetz für Winddruck von links gezeichnet, sowie die Ermittlung der Auflagerdrücke A und B durchgeführt. Der Cremonasche Kräfteplan (Abb. 318b) ist wiederum von Knotenpunkt I anfangend aufgezeichnet. Nach der gleichen Regel 2 (S. 108) werden hier die Stäbe D'_4 , D'_3 , D'_2 und D'_1 spannungslos.

Die errechneten Stabkräfte mit den erforderlichen Angaben stellt man in einer Tafel zusammen, für die obenstehend ein Muster gegeben ist. Die größten Stabkräfte sind mit und ohne Wind festgestellt, um nach den Belastungsannahmen des Erlasses vom 25. Februar 1925 (S. 125) die zulässigen Spannungen für die gewählten Profile zu prüfen. Man erhält die größten Stabkräfte als Summe der Stabkräfte aus Eigengewicht und größter Schneelast, wozu gegebenenfalls die größte Stabkraft infolge Wind tritt.

Als Beispiel für die Berechnung der Stabprofile und der Vernietung ist der Knotenpunkt der unteren Gurtung in Abb. 320 (S. 207) gewählt. Aus den (hier nicht durchgeführten) Cremonaschen Kräfteplānen für senkrechte Lasten und Winddrücke haben sich als größte Stabkräfte ergeben:

für den linken Untergurtstab:	$U_1 = + 14,6$ t,
„ „ „ Füllstab	: $D_1 = - 8,1$ t,
„ „ rechten „	: $D_2 = + 9,0$ t,
„ „ „ Untergurtstab:	$U_2 = + 5,6$ t.

Bei den drei auf Zug beanspruchten Stäben U_1 , D_2 und U_2 muß die durch Nietlöcher geschwächte Querschnittsfläche F_n ermittelt werden. Bei Stab D_2 ist je ein Nietloch abzuziehen, da nur ein Schenkel jedes Winkeleisens angeschlossen ist; bei den Stäben U_1 und U_2 dagegen sind je zwei Nietlöcher abzuziehen, da beide Schenkel geschwächt sind. Wenn auch nicht zwei Nietlöcher in einem Querschnitt liegen, so ist ihr Abstand doch kleiner als der in DIN 999 angegebene kleinste Abstand e_1 , bei dem der Abzug eines Nietloches genügen würde.

Die Werte für F_n sind:

$$\text{Stab } U_1: \text{ } \perp\!\!\!\perp 70 \cdot 70 \cdot 7, \text{ Niet: } 20 \text{ mm } \varnothing, F_n = 2(9,4 - 2 \cdot 2,0 \cdot 0,7) = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$,, D_2: \text{ } \perp\!\!\!\perp 55 \cdot 55 \cdot 6, ,, 17 ,, , F_n = 2(6,31 - 1,7 \cdot 0,6) = 10,58 ,,$$

$$,, U_2: \text{ } \perp\!\!\!\perp 65 \cdot 65 \cdot 7, ,, 20 ,, , F_n = 2(8,7 - 2 \cdot 2,0 \cdot 0,7) = 11,8 ,,$$

Demnach sind für diese Stäbe die vorhandenen Spannungen

$$\text{Stab } U_1: \quad \sigma = \frac{U_1}{F_n} = \frac{14\,600}{13,2} \approx 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Stab } D_2: \quad \sigma = \frac{9000}{10,58} = 850 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Stab } U_2: \quad \sigma = \frac{5600}{11,8} = 475 \text{ kg/cm}^2.$$

Für Stab U_2 ergibt sich nur der geringe Wert $\sigma = 475 \text{ kg/cm}^2$. Man hätte hier ein kleineres Profil wählen können, doch vermeidet man einen zu starken Wechsel in der Breite der Gurtungen.

Stab D_1 ($\perp\!\!\!\perp 55 \cdot 55 \cdot 6$) ist nach der Gebrauchsformel als kleinstes Profil gewählt und muß nach dem ω -Verfahren nachgeprüft werden. Die Knicklänge ist $s'_K = 73,5 \text{ cm}$, der Trägheitshalbmesser $i_x = 1,66 \text{ cm}$. Also ist der Schlankheitsgrad

$$\lambda = \frac{s'_K}{i} = \frac{73,5}{1,66} = 44.$$

Dafür nach Tafel: $\omega = 1,13$ und

$$\sigma = \frac{D_1 \cdot \omega}{F} = \frac{8100 \cdot 1,13}{12,62} = 725 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Nachrechnung nach der y -Achse ist nicht nötig (s. Aufgabe auf S. 175).

Bei der Berechnung der erforderlichen Niete muß bei Stab U_1 und U_2 die Rechnung für die stehenden und die liegenden Winkeleisenschkel getrennt durchgeführt werden, da in ersteren die Nietung zweischnittig, in letzteren einschnittig ist. Die untere Lasche verbindet die Stäbe unmittelbar miteinander. Man kann annehmen, daß von der Kraft $U_2 = 5,6 \text{ t}$ im rechten Untergurtstabe die Hälfte, also $\frac{U_2}{2} = 2,8 \text{ t}$, durch die Lasche übertragen wird. Von der Stabkraft $U_1 = 14,6 \text{ t}$ im linken Untergurtstab sind demnach zur Berechnung der Nietzahl in den stehenden Schenkeln $2,8 \text{ t}$ abzuziehen, so daß $14,6 - 2,8 = 11,8 \text{ t}$ übrig bleiben.

Das ergibt:

Stab U_1 . Stehende Schenkel.

$$U_1 - \frac{U_2}{2} = 11,8 \text{ t}; \quad d = 20 \text{ mm}; \quad t_{\min} = 12 \text{ mm} \quad (\text{Knotenblechstärke}).$$

Nach Tafel S. 136: $N_{II} = 6,28 \text{ t}$; $N_l = 4,8 \text{ t}$

$$n = \frac{11,8}{4,8} = 2,46.$$

Ausgeführt: 3 Niete 20 \varnothing .

$$\text{Beanspruchung: } \tau = \frac{U_1 - \frac{U_2}{2}}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{11800}{2 \cdot 3,14 \cdot 3} = 630 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{U_1 - \frac{U_2}{2}}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{11800}{3 \cdot 1,2 \cdot 2} = 1640 \text{ kg/cm}^2.$$

(Beides zulässig.)

Liegende Schenkel.

$$\frac{U_2}{2} = 2,8 \text{ t}; \quad d = 20 \text{ mm}; \quad t_{\min} = 7 \text{ mm}.$$

$$N_1 = 3,14 \text{ t}; \quad N_l = 2,8 \text{ t}$$

$$n = \frac{2,8}{2,8} = 1.$$

Ausgeführt: je 2 Niete im rechten und linken Schenkel.

$$\text{Beanspruchung: } \tau = \frac{\frac{U_2}{2}}{\frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{2800}{3,14 \cdot 4} \approx 220 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{\frac{U_2}{2}}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{2800}{4 \cdot 0,7 \cdot 2} = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

(Beides zulässig.)

Stab U_2 . Stehende Schenkel.

$$\frac{U_2}{2} = 2,8 \text{ t}; \quad d = 20 \text{ mm}; \quad t_{\min} = 12 \text{ mm}$$

$$N_{II} = 6,28 \text{ t}; \quad N_l = 4,8 \text{ t}$$

$$n = \frac{2,8}{4,8} \approx 0,6.$$

Ausgeführt: 2 Niete 20 \varnothing .

$$\text{Beanspruchung: } \tau = \frac{\frac{U_2}{2}}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{2800}{2 \cdot 3,14 \cdot 2} \approx 220 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{\frac{U_2}{2}}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{2800}{2 \cdot 1,2 \cdot 2} \approx 580 \text{ kg/cm}^2.$$

(Beides zulässig.)

Liegende Schenkel. Ebenso wie bei Stab U_1 , je 2 Niete $20 \varnothing$ im rechten und linken Schenkel.

$$\begin{aligned} \text{Stab } D_1. \quad D_1 &= 8,1 \text{ t}; \quad d = 17 \text{ mm}; \quad t_{\min} = 12 \text{ mm.} \\ N_{II} &= 4,52 \text{ t}; \quad N_I = 4,08 \text{ t} \\ n &= \frac{8,1}{4,08} = 1,98. \end{aligned}$$

Ausgeführt: 2 Niete $17 \varnothing$.

$$\begin{aligned} \text{Beanspruchung: } \tau &= \frac{D_1}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{8100}{2 \cdot 2,27 \cdot 2} = 890 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_l &= \frac{D_1}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{8100}{2 \cdot 1,2 \cdot 1,7} = 1990 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

(Beides zulässig.)

$$\begin{aligned} \text{Stab } D_2. \quad D_2 &= 9,0 \text{ t}; \quad d = 17 \text{ mm}; \quad t_{\min} = 12 \text{ mm.} \\ N_{II} &= 4,52 \text{ t}; \quad N_I = 4,08 \text{ t} \\ n &= \frac{9,0}{4,08} = 2,2. \end{aligned}$$

Ausgeführt: 3 Niete $17 \varnothing$.

$$\begin{aligned} \text{Beanspruchung: } \tau &= \frac{D_2}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot n} = \frac{9000}{2 \cdot 2,27 \cdot 3} \approx 660 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_l &= \frac{D_2}{n \cdot t_{\min} \cdot d} = \frac{9000}{3 \cdot 1,2 \cdot 1,7} = 1470 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

(Beides zulässig.)

β) Ausbildung der Dachbinder. Auch hier wird auf den Abschnitt III, 2d „Fachwerkträger“ verwiesen, in dem die Regeln über das Aufzeichnen und den Aufbau von Fachwerkträgern behandelt sind. Die Beschreibung der Pfetten und des Windverbandes folgt in den nächsten Abschnitten.

Einen Fußknotenpunkt zu einem Binder zeigt Abb. 319. Der Binder ist auf einer gewölbten Platte gelagert, die den Auflagerdruck auf das Mauerwerk überträgt. Die Platte hat — wie aus dem Grundriß zu erkennen ist — Ansätze, die das Auflager als festes kennzeichnen. Die Senkrechte in Plattenmitte muß durch den Schnittpunkt der Netzlinien von Ober- und Untergurt gehen. An das Knotenblech sind $\perp\perp 80 \cdot 80 \cdot 10$ und unter diese noch eine 20 mm starke Platte angeietet, um eine genügend große und steife Lagerfläche zu haben. Gegen seitliche Kräfte ist das Knotenblech durch zwei senkrecht stehende Winkeleisen versteift. Die schraffierte Fläche deutet je ein darunterliegendes Futterstück an. Der Untergurtstab $\perp\perp 70 \cdot 70 \cdot 7$ ist an das Knotenblech mit den stehenden Schenkeln unmittelbar, mit den liegenden Schenkeln durch zwei besondere Winkeleisenstücke angeietet.

Abb. 320 zeigt zwei zum gleichen Binder gehörige Zwischenknotenpunkte. Der Untergurtstab ist gestoßen, da man dadurch das Abbiegen

b) Pfetten.

Die Pfetten liegen rechtwinklig zu den Bindern; sie tragen die Sparren und damit auch die gesamte Dachlast.

Bei Binderabständen bis 4 m können Holzpfetten verwendet werden, die man mit Winkeleisen an den Bindern befestigt. Von 4–6 m Abstand nimmt man \square -, Γ - oder \perp -Profile, die als Träger auf zwei Stützen oder Gerberträger (S. 150) ausgebildet werden. Letztere ergeben die kleinsten Profile. Die \square - und \perp -Profile sind so zu legen, daß das Schwitzwasser sich nicht in der Rinne zwischen Flansch und Steg sammeln kann. Bei Binderabständen über 6 m werden die Pfetten auch als Fachwerkträger (Parallel-, Trapez- oder Parabelträger) oder als unterspannte Träger (S. 155) ausgebildet.

Für die Berechnung der Pfetten sind zwei Fälle zu unterscheiden, nämlich:

α) Die Pfetten stehen lotrecht (Abb. 325),

β) Die Pfetten stehen senkrecht zur Dachneigung (Abb. 326).

Zu α). Die Last P (Eigengewicht + Schneelast) steht normal zur x -Achse. Der Winddruck W zerlegt sich nach der x - und y -Achse in $W_x = W \cos \alpha$ und $W_y = W \sin \alpha$.

Für die x -Achse ist daher die Gesamtlast

$$Q_x = P + W \cdot \cos \alpha$$

und für die y -Achse

$$Q_y = W \cdot \sin \alpha.$$

Zu β). Hier wird P nach der x - und y -Achse zerlegt, so daß man als Gesamtlasten erhält

$$Q_x = P \cdot \cos \alpha + W$$

$$Q_y = P \sin \alpha.$$

Nun stellt man die Biegemomente M_x und M_y für die x - und y -Achse auf und wählt ein Profil. Für dieses prüft man die größte Spannung nach. Für \perp -Pfetten ist

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

worin W_x und W_y die Widerstandsmomente des gewählten Profils bezogen auf die beiden Hauptachsen sind. Die Spannungen σ_x und σ_y müssen zusammengezählt werden, da σ_{\max} in Punkt 1 auftritt. Die danach errechneten Werte dürfen 1200, 1400 oder 1600 kg/cm² (je nach dem Belastungsfall) nicht übersteigen.¹⁾

Die „Regelauf Lagerung von Pfetten \perp 8–26“ ist in DIN 1008 zusammengestellt, während DIN 1009 die „Gelenke für Gerberpfetten“ enthält.

1) In „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., S. 625 ist eine „ \perp -Pfetten-Bestimmungstafel für nach beiden Ebenen belastete Pfetten“, aus der man das erforderliche Profil für das errechnete Biegemoment sofort entnehmen kann.

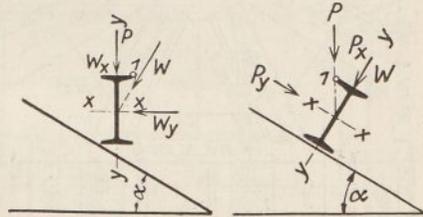


Abb. 325.
Senkrechte Dachpfette.

Abb. 326.
Schräge Dachpfette.

Die Anordnung der Pfetten an den Bindern ist aus den Abb. 319 bis 323 zu ersehen. Die Winkeleisenstücke, an die die Pfetten angeschraubt werden, sind bei schräg liegenden Pfetten möglichst so zu legen, daß sie diese beim Zusammenbau halten und ein Abrutschen verhindern.

An Stelle einer Firstpfette verwendet man oft Doppelpfetten (Abb. 327), die dann aus einem kleineren Profil bestehen können.

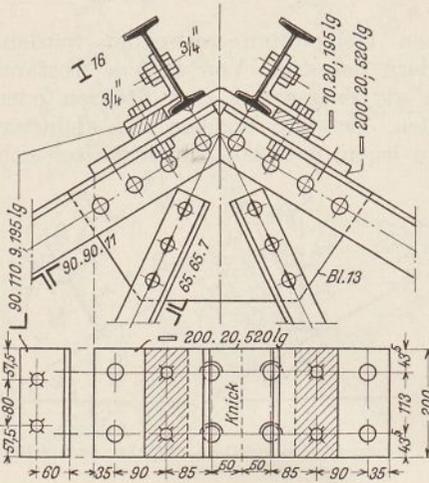


Abb. 327. Firstknotenpunkt mit Doppelpfette.

c) Windverband.

Die parallel zueinander stehenden Binder müssen auch gegeneinander versteift werden, um ein Umkippen der Binder durch schräg auftreffenden Wind oder ähnliche Kräfte zu verhindern. Während man früher meist in jedes zweite Binderfeld einen Wind- oder Kreuzverband legte, begnügt man sich jetzt mit ein bis drei Verbänden je nach Anzahl der Binder, wobei zu

beachten ist, daß bei Gerberpfetten der Windverband nicht in einem Feld mit Gelenken angeordnet sein darf.

Der Windverband liegt meist in der Ebene der oberen Gurtung und besteht aus sich kreuzenden Flach- und Winkeleisen oder nur aus Winkeleisen. Im letzteren Falle muß man da, wo sich die Winkeleisen kreuzen, von dem einen ein Stück Schenkel wegschneiden, damit sie aneinander vorbeikommen.

Je ein Kreuz des Windverbandes liegt entweder zwischen zwei benachbarten Pfetten (Abb. 328), oder es überspringt eine Pfette (Abb. 329), an die es aber durch ein Knotenblech angeschlossen wird. Bei dieser Anordnung verwendet man stets zwei Winkeleisen, für die man am Kreuzungspunkt eine Stoßverbindung ausführt, wodurch das Abschneiden eines Schenkelstückes vermieden wird.

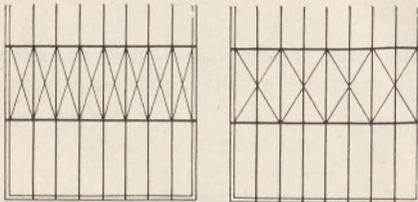


Abb. 328 u. 329.
Anordnung des Windverbandes.

Eine Berechnung des Windverbandes ist nicht durchführbar, da sich die Größe der auftretenden Kräfte nicht genau genug feststellen läßt. Man verwendet

Flacheisen 50 · 7 oder 60 · 8 und Winkeleisen 50 · 50 · 5 bis 60 · 60 · 6.

Den Anschluß des Windverbandes an die Binder kann man aus den Abb. 319, 321 und 322 ersehen. Wenn sich der Windverbandstab an beide liegenden Schenkel der oberen Gurtung anschließen läßt, ist ein Knotenblech entbehrlich (Abb. 322).

5. Stahlfachwerkwände.

a) Ausführung des Gerippes.

Über Stahlfachwerkwände im allgemeinen und ihre Ausfachung s. Fabrikbau S. 35. Das Stahlgerippe kann auch aus einem „unvollständigen“ Fachwerk, d. h. nur aus Vierecksverbänden bestehen, wobei man annimmt, daß die Knotenpunkte starr genug ausgeführt sind, um in Verbindung mit der Ausmauerung der Fache das Ganze zu stützen. Außenmauern, die nicht an feste Gebäude anstoßen, müssen stets eine Versteifung in der Wandebene haben.

Abb. 330 zeigt z. B. eine Fachwerkwand für ein etwa 6 m hohes Fabrikgebäude und Abb. 331 eine Fachwerckecke aus Abb. 330.

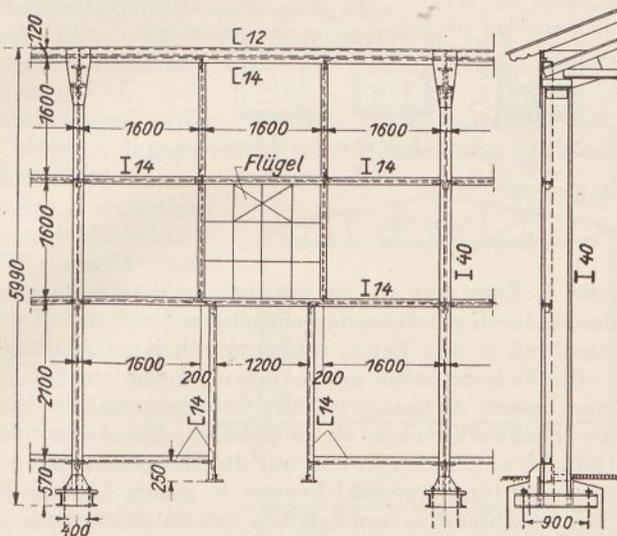


Abb. 330. Stahlfachwerkwand.

Über die Ausbildung der Einzelteile ist folgendes zu bemerken:

Der Fußriegel wird von einem flach gelegten C-Eisen gebildet, dessen Steg durch Steinschrauben auf dem Grundbau befestigt ist. An Stelle dessen können auch L-Eisen (zwei gleichschenklige oder ein ungleichschenkliges oder ein I-Eisen) verwendet werden (Abb. 332).

Den Kopfriegel bildet bei einer ein-

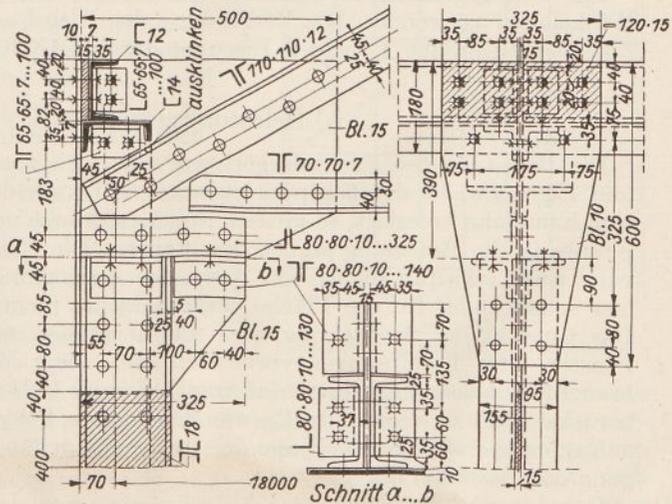


Abb. 331. Rahmen für eine Stahlfachwerkwand.

stöckigen Wand ein flach gelegtes \square -Eisen mit den Schenkeln nach unten. Er muß so stark sein, daß er den Druck der aufliegenden Dachsparren aufnehmen kann (wenn diese Last nicht von Zwischenstützen oder von Dachbindern übernommen wird, die ihn auf die Stützen übertragen). Die Ausfachung nimmt keine Kräfte auf. Wenn nötig, können die Stützen durch ein hochstehendes \square -Eisen verstärkt werden, so daß dieses die Traufpfette bildet. Bei mehreren Stockwerken baut man einen schweren Kopfriegel ein, an dem die

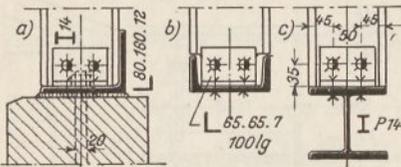


Abb. 332.
Ausführungsformen für Fußriegel.

Deckenbalken befestigt werden. Er besteht aus einem hochstehenden \square -Träger oder \square -Eisen (Abb. 333). Darauf wird das nächste Stockwerk aufgebaut.

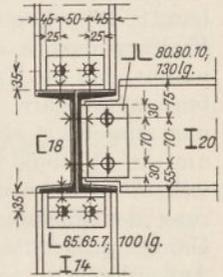


Abb. 333. Kopfriegel
zwischen 2 Stockwerken.

Als Streben führt man Flach-, Winkel-

oder \square -Eisen aus, die an der inneren Wandseite angeordnet sind, wobei man den dadurch entstehenden einseitigen Kraftangriff unberücksichtigt läßt. Der Anschluß in den Ecken erfolgt durch Knotenbleche.

Die Zwischenstiele und Längsriegel werden aus \square -Eisen gebildet, wodurch eine bessere Ausmauerung der Gefache gewährleistet ist. Sie dienen nur dazu, die Fachwerkflächen zu unterteilen, bei Außenwänden den Wind auf die Gefache aufzunehmen und auf die Hauptstützen zu übertragen und die Umrahmung für Türen und Fenster zu geben. Um das Einschleiben der Tür- und Fensterrahmen zu ermöglichen, nimmt man für solche Riegel und Streben \square -Eisen.

Für den gegenseitigen Anschluß der Riegel und Zwischenstiele werden Winkeleisen verwendet. Die Verbindung der Riegel aus \square 14 oder \square 14 mit Zwischenstielen aus \square - oder \square -Eisen ist durch DIN 1005 und 1006 genormt.

b) Belastungsgrundlagen.

Die Belastung des Fachwerkgerippes setzt sich aus Winddruck, Dachlast und Eigengewicht des Gerippes zusammen. Ist an den Hauptstützen noch eine Kranbahn befestigt, so müssen ihre Lastdrücke und die Bremskräfte des Kranes in die Rechnung einbezogen werden. Die Riegel und Zwischenstiele von Innenwänden dienen nur dazu, der Ausfachung Halt zu geben. Auch hier sollen 16 m^2 für die Fläche eines Gefaches nicht überschritten werden. Das Gewicht der Ausfachung wird nur berechnet, wenn unter dem Riegel Fenster- oder Türöffnungen vorhanden sind. Liegt Mauerwerk darunter, so braucht nach dem Ministerialerlaß vom 2. Januar 1924 das Mauergewicht nicht berücksichtigt zu werden, da dies von den unteren Feldern und vom Grundbau aufgenommen wird. Nur bei besonders großen Riegellängen ist die Berücksichtigung des Gewichts erforderlich.

Dagegen sind die Riegel und Zwischenstiele von Außenwänden, die die entstehenden Kräfte auf die Hauptstützen übertragen, auf Winddruck zu be-

rechnen. Es wird angenommen, daß sich der Winddruck auf die Felder gleichmäßig verteilt (Träger auf zwei Stützen mit gleichmäßig verteilter Last). Nach Abb. 334 beträgt die Druckkraft Q_w auf einen Riegel oder Stiel bei einem Winddruck von w_0 kg/m²

$$Q_w = b \cdot l \cdot w_0 \text{ kg.}$$

Werte für w_0 s. S. 78. Bei offenen Hallen ist ein Winddruck von 60 kg/m² auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern auch nach oben anzusetzen. Bei Fachwerkwänden, die durch Querwände gut versteift sind, ist eine Berechnung auf Winddruck nicht erforderlich (bis auf die Riegelberechnung).

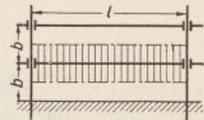


Abb. 334. Belastung der Fachwerkgriegel.

Der Kopfriegel einer Außenwand, auf dem die Dachsparren aus Holz, Stahl oder Eisenbeton (d. s. die Rippen von Eisenbetondächern) ruhen, sind auf Winddruck und auf Dachlast zu berechnen.

Von besonderer Bedeutung sind bei hohen und langen Fachwerkwänden die Verbände zur Aussteifung gegen den Winddruck. Dies geschieht durch Längs- und Giebelwandwindträger. Sie haben die Aufgabe, den Winddruck aufzunehmen und in den Grundbau abzuleiten. Man legt die Schrägstäbe stets so, daß sie auf Zug beansprucht werden. Der Längswandwindverband ist notwendig, wenn beide Stützenreihen des Fachwerkbaues als Pendelstützen ausgebildet sind. Dies führt für den Gesamtbau zur billigsten Ausführung, da dann die Fundamente verhältnismäßig klein gehalten werden können. Die Pendelstütze gilt als oben und unten gelenkig gelagert und ist als Träger auf zwei Stützen mit gleichmäßig verteilter Last (durch den Winddruck) aufzufassen. Dieser Verband kann unsichtbar in der Dachfläche untergebracht werden, wie dies in Abb. 335 bei einem Flachbau gezeigt ist. Ein festerer Verband wird in der Ebene des Binderuntergurtes waagrecht verlegt.

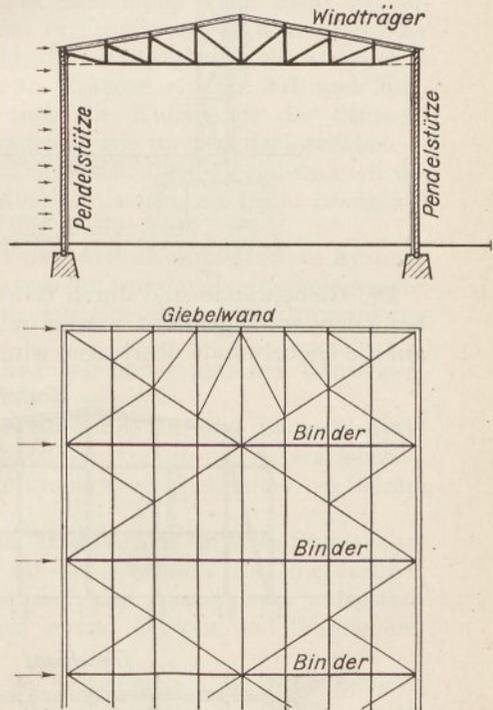


Abb. 335. Längswandwindträger in der Dachebene.

Verwendet man an Stelle der Pendelstützen unten eingespannte Stützen, so müssen die beiden gegenüberliegenden Fundamente mit dem gelenkig verbundenen Binder die Windkräfte des entsprechenden Faches aufnehmen (Abb. 336). Durch die gemeinsame Bewegung beider Stützen entsteht ein statisch unbestimmtes Gebilde, wobei jedoch der Binder als statisch bestimmt berechnet wird. Ebenso kann man auch durch geschlossene Rahmen die Stützen und die

Binder vereinigen (Abb. 99 u. 100), und vom Rahmen den Winddruck übernehmen lassen (vollwandiger oder fachwerkartiger Rahmen bzw. Dreigelenkbogen).

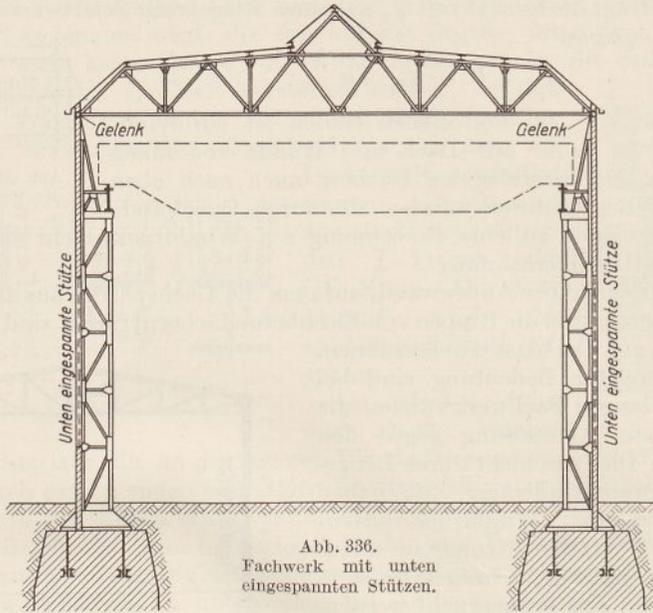


Abb. 336.
Fachwerk mit unten
eingespannten Stützen.

Die Giebelwände sind durch Giebelwandwindträger zu versteifen, die besonders stark gemacht werden müssen, wenn der Druck der Seitenwände auf die Giebelwände übertragen wird. Man legt bei kleinen Gebäudehöhen die

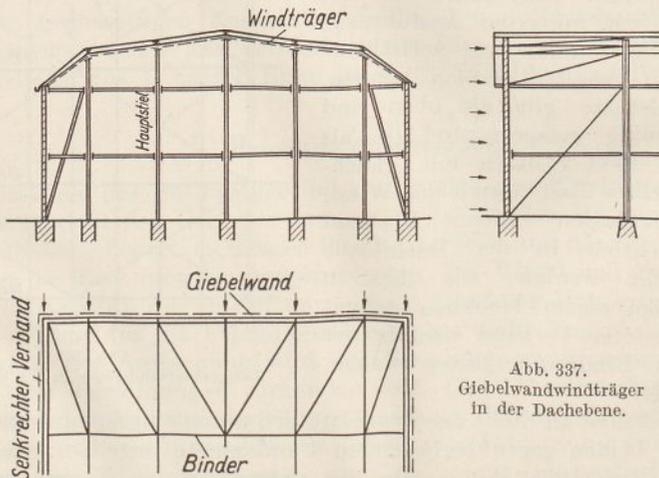


Abb. 337.
Giebelwandwindträger
in der Dachebene.

Windträger in die Dachebene (Abb. 337), während man bei höheren Gebäuden noch einen zweiten Windträger anbringt, z. B. in Höhe des Binderuntergurtes an der Giebelwand.

IV. Stahlskelettbau.

1. Wesen des Stahlskelettbaues.

Aus dem Stahlfachwerkbau hat sich der Stahlskelettbau entwickelt. Darunter kann man im weitesten Sinne jeden Stahlfachwerkbau verstehen, doch werden nach den neueren Anschauungen nur die Mehrgeschoßbauten als eigentliche „Stahlskelettbauten“ angesehen, deren bekannteste Vertreter die Hochhäuser (Gebäude mit mehr als sechs Geschossen) sind.

Das Stahlskelett allein ist die Tragkonstruktion, die alle senkrechten Lasten — von Wänden, Decken und Dach herrührend — wie auch die durch Winddruck entstehende waagerechte Belastung aufnimmt und sie auf das Fundament weiterleitet. Die Deckenträger sind daher nicht mehr Einzelteile des Baues, sondern sie werden meist in Form von eingespannten oder durchgehenden Trägern zur Versteifung des Bauwerkes voll ausgenützt (biegungsfeste Anschlüsse von Trägern an Stützen s. Abb. 301 und 302). Die Zwischendecken begrenzen damit auch die Knicklänge der Stützen. Die Wandflächen innerhalb der Fache tragen — wie im Stahlfachwerkbau — nicht mit, sondern füllen nur das Stahlskelett aus. Deshalb haben auch die Außenwände nur die Forderungen zu erfüllen, die man an sie in bezug auf Wetterbeständigkeit, Wärmedurchlaß u. dgl. stellen muß.

Da es sich beim Stahlskelettbau meist um statisch unbestimmte Systeme handelt, ihr Aufbau auch weit über das hinausgeht, was der Maschineningenieur vom Stahlhochbau wissen muß, so soll hier nur eine allgemeine Beschreibung gegeben werden.

Als Vorzüge des Stahlskelettbaues gegenüber anderen Bauweisen, z. B. dem Ziegel- und Eisenbetonbau, werden genannt:

Das Stahlskelett läßt eine sehr genaue Rechnung zu. Der Baustoff Stahl ist zuverlässig und bei zweckmäßiger Behandlung von großer Lebensdauer.

Durch schwache Wände wird an Raum gespart, was besonders bei teurem Baugrunde von Bedeutung ist.

Die Bauzeit ist sehr kurz, da sich die Hauptarbeit an dem Stahlskelett in der Werkstatt ausführen läßt und auf der Baustelle nur die fertigen Einzelteile zusammenzufügen sind. Während das Stahlskelett aufgestellt wird, können in den unteren Geschossen bereits Decken und Wände eingebaut werden.

Der Abbruch eines Stahlskelettbaues ist bequemer als bei jeder anderen Bauweise. Der eingebaute Stahl ist als Werkstoff wertvoll, da sich das meiste wieder verwenden läßt.

2. Stahlskelett.

Man unterscheidet drei Gruppen von statischen Ausführungsformen:

1. Gruppe. Einfache Tragwerke ohne Rahmenecken. Abb. 338 zeigt eine solche Anordnung, bei der alle Teile gelenkig, d. h. nicht biegungsfest, verbunden sind. Die Riegel sind als Träger auf zwei Stützen zu berechnen.

Derartige Tragwerke können nur senkrechte Kräfte aufnehmen; für den Winddruck müssen besondere Verbände vorhanden sein. Diese Bauweise ist für größere Stahlskelettbauten ungeeignet.

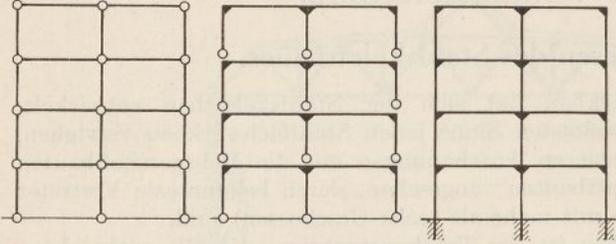


Abb. 338—340. Ausführungsformen des Stahlskelettbauens.

2. Gruppe. Über-einander gestellte Gelenkrahmen. Abb. 339 zeigt ein Stahlskelett aus Gelenkrahmen mit je zwei Feldern, die gelenkig übereinander gestellt

sind. Hier werden auch die waagerechten Kräfte von den Tragwerken übernommen.

3. Gruppe. Stockwerkrahmen. Abb. 340 zeigt eine Ausführung, bei der alle Gelenke fortfallen und nur starre Verbindungen vorhanden sind. Alle senkrechten und waagerechten Kräfte werden vom Stahlskelett aufgenommen und zum Fundament weitergeleitet.

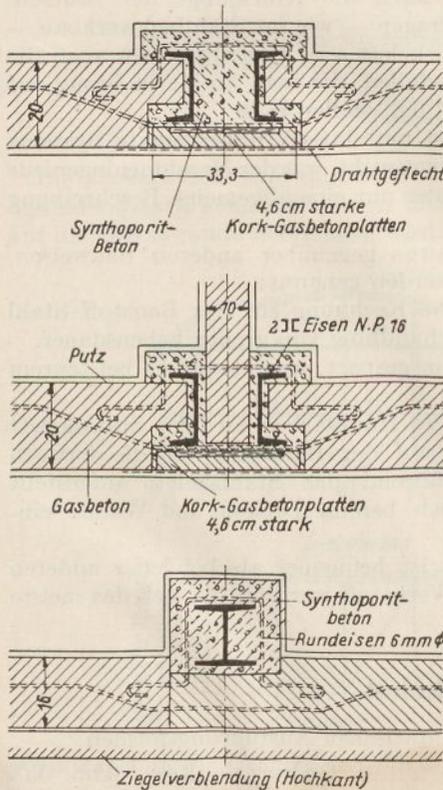


Abb. 341—343.

Ausführung von Stahlskelettwänden mit Stützen.

Nach welcher von diesen drei Gruppen das Stahlskelett in den einzelnen Fällen ausgeführt wird, ist in erster Linie eine Frage der Kostenrechnung, wobei auch die Güte des Baugrundes eine nicht unwesentliche Rolle spielt.

Der Gewichtersparnis wegen ist die Verwendung hochwertiger Baustahles (z. B. St 52) vorteilhaft. Von allen Walzprofilen finden die breitflanschnigen IP-Träger die stärkste Verwendung.

Alle Stahlteile müssen feuersicher ummantelt sein, was ganz besonders sorgfältig bei den Stützen durchzuführen ist. Die Abb. 341—343 zeigen Schnitte durch Stahlskelettwände, ausgeführt von der Torkret-Ges. m. b. H. in Berlin, aus denen die Art der Ummantelung zu erkennen ist. Gerade im Stahlskelettbau ist größter Wert auf die Isolierung der Stützen gegen Temperaturschwankungen zu legen, nicht nur der Feuerbeständigkeit wegen, sondern auch um „Kältebrücken“ zu vermeiden. In den Abb. 341 und 342

sind deshalb Kork-Gasbetonplatten vor die □-Profile an die Außenseite der Wand gesetzt. In Abb. 343 ist das nicht nötig, da die Stütze hinter der Wand steht. Werden an den Stützen Rohre, Kabel und dgl. hochgeführt, so verlegt man sie in besonderen, feuersicher ummantelten Schächten, die an den Stützen hochgehen.

3. Ausmauerung.

Um die Vorteile der Stahlskelettbauweise voll auszunützen, ist die richtige Wahl der Füllbaustoffe zur Auskleidung der Fache von besonderer Bedeutung, da man dadurch sowohl Nutzfläche gewinnen, als auch an Kosten sparen kann. Im Wohnungsbau betragen die Kosten des Stahlskeletts nur etwa 10—15 %, die Ausbaurkosten 85—90 % der Gesamtkosten¹⁾, im Fabrikbau ist der Unterschied nicht so groß, weil das Stahlskelett wegen der großen Nutzlast stärker ausgeführt werden muß, während auf Wärmedichtigkeit der Ausmauerung nicht so großer Wert gelegt wird.

Als Füllbaustoffe werden verwendet:

1. Ziegel, voll, porig oder als Hohlsteine in vollen Wänden und solchen mit Hohlräumen.

2. Bimsbeton-Hohlblocksteine, z. B. der Remy-Zweikammerstein.

3. Leichtbetonarten. Diese stellt man dadurch her, daß man dem Beton Beimengungen gibt, die ihn schaumig machen, so daß er beim Erstarren porös und damit leicht wird. Viel verwendet wird z. B. der Aerokret-Gasbeton der Torkret-Ges. m. b. H. in Berlin. Seine Feuersicherheit und sein Wärmeschutz sind so günstig, daß eine 20 cm starke Wand aus diesem Leichtbeton eine 51 cm starke Ziegelwand ersetzt. Man stellt aus Aerokret-Gasbeton Platten und Hohlsteine her, die nagelbar und leicht zu bearbeiten sind. Sie werden mit Aerokretmörtel verbunden, so daß eine fest zusammenhängende Wand entsteht.

Andere Leichtbetonarten sind: Schimabeton, Zellenbeton (mit Zusatz von Seifenschaum), Porositbeton (mit Zusatz von Weißkalk) und Tonbeton (mit Zusatz von Ton).

Auch Platten aus anderen leichten Stoffen finden als Wandauskleidung Verwendung, so u. a. Heraklithplatten aus Holzfasern, Tektonplatten aus Holzwole, Solomitplatten aus gepreßtem Stroh u. a. mehr. Sie sind ganz besonders wärmeundurchlässig; so hat z. B. eine 10 cm starke Heraklithplatte den gleichen Wärmedurchgang wie eine 100 cm starke Ziegelwand.

Leichtplattenwände müssen ausreichend verputzt werden. Als Putzträger werden Drahtgewebe mit Zementmörtel oder Ton (Staubziegelgewebe), Bakulagewebe aus Holzstäbchen oder Streckmetall verwendet.

1) Der Stahlbau, Jahrg. 1931, Heft 26, „Aus der Praxis des Stahlskelettbauens“ von Dr.-Ing. C. Scharnow.

V. Kranbahnen und Kranträger nach DIN E 120.

1. Gruppeneinteilung der Krane.

Die Berechnung der Stahlbauten von Kranen unterscheidet sich von der der Stahlochbauten durch das Auftreten von wechselnden Kräften, die in den Bauteilen durch die Lastenbewegung hervorgerufen werden, und durch die Stoßkräfte, die durch das Verfahren der Krane entstehen. Um auch im Kranbau dieselben Beanspruchungszahlen und die vorbereiteten Tafeln, z. B. aus „Stahl im Hochbau“, benutzen zu können, sind die ermittelten Spannungen und Momente auf die ruhende Belastung zurückzuführen. Zu diesem Zweck teilt man die Krane je nach der relativen Betriebsdauer, der relativen Größe der Belastung und der Größe der Stöße in vier Gruppen ein. Unter der relativen Betriebsdauer, die normal oder groß sein kann, versteht man das Verhältnis der Arbeitszeit des Kranes zur gesamten Betriebszeit während eines Tages. Die relative Größe der Belastung kann als voll oder wechselnd bezeichnet werden. Als wechselnd ist eine Belastung schon anzusetzen, wenn die Hälfte aller Belastungen nur $\frac{2}{3}$ der Vollast beträgt. Die Größe der Stöße ist von der Art der Arbeiten, von der Arbeits- und von der Fahrgeschwindigkeit abhängig. Letztere rechnet man bis 90 m/min als normal, darüber als stark (die Zahl 90 kann um 50 % erhöht werden, wenn keine oder geschweißte Schienenstöße vorhanden sind). Dazu kommt, daß Stückgutbetrieb als normale, Greiferbetrieb als schwere Arbeitsart angesetzt wird, besonders, wenn bei diesem mit hoher Hubgeschwindigkeit gearbeitet wird.

Nach diesen Gesichtspunkten wird die Gruppeneinteilung, die durch die folgende Tafel festgelegt ist, vorgenommen. In der zweiten und in der dritten Gruppe gibt es je drei Betriebsmöglichkeiten. Gruppe II ist dadurch bedingt, daß von den drei Größen die hohe Beanspruchung einmal, Gruppe III dadurch, daß sie zweimal vorkommt.

Gruppeneinteilung der Krane.

Gruppe	relative Betriebsdauer	relative Größe der Belastung	Stöße
I	normal	wechselnd	normal
II	groß	wechselnd	normal
	normal	voll	normal
	normal	wechselnd	stark
III	groß	voll	normal
	groß	wechselnd	stark
	normal	voll	stark
IV	groß	voll	stark

Als Anhalt seien einige Kranarten angeführt:	Gruppe
Kleinhebezeuge, Handkrane	I
Maschinenhaus-, Montagekrane	I—II
Werkstatt-, Lagerplatzkrane	II—III
Gießereikrane	II—III
Baukrane	II
Drehkrane mit Stückgutbetrieb	II
Drehkrane mit Greiferbetrieb	III—IV
Hüttenkrane	III—IV

Die Kranbahnen setzt man gewöhnlich eine Gruppe tiefer als den zugehörigen Kran an.

2. Berechnung der Stahlbauten von Kranen.

a) Allgemeines.

Bei der Berechnung der Stahlbauten, die hier nur für Fachwerkträger besprochen werden, hat man zwischen Haupt- und Zusatzkräften zu unterscheiden. Zu den Hauptkräften rechnet man das Eigengewicht der Stahlbauteile und die Wanderlast, die sich aus Nutzlast und Katz- bzw. Krangewicht zusammensetzt. Die durch Beschleunigung und Verzögerung der Last hervorgerufenen Massenkräfte gehören ebenfalls zu den Hauptkräften, während Wärmeschwankungen nur in besonderen Fällen zu berücksichtigen sind. Als Zusatzkräfte rechnen Winddruck (im Betrieb 50 kg/m^2 , außer Betrieb unter 25 m Bauhöhe 200 kg/m^2 , darüber 250 kg/m^2), Bremskräfte (in Fahrtrichtung zu $\frac{1}{2}$ der Belastung aller gebremsten Räder anzusetzen) und Belastung der Laufstege und Treppen (Wanderlast von $300 \text{ kg} = 4 \text{ Pers.}$). Schneelast wird nicht gerechnet. Auch läßt man die Nebenspannungen, die durch den außermittigen Kraftangriff in den Knotenpunkten (solange dieser in üblichen Grenzen bleibt) und durch die Starrheit derselben hervorgerufen werden, unberücksichtigt.

Die Ermittlung der Stabkräfte geht nach einem der im Abschnitt B I (Mechanik) besprochenen Verfahren vor sich (meist Cremonaplan für Eigengewicht und Einflußlinien für Wanderlast). Da die Belastung jedoch schwelend ist, so sind die Stabkräfte auf die ruhende Belastung umzurechnen. Je nach der Gruppe der Krane multipliziert man die Stabkraft S_p , die durch die Wanderlast errechnet wurde, mit dem Ausgleichsfaktor ψ , der aus nachfolgender Tafel entnommen wird. Die aus dem Eigengewicht der Stahlbauteile ermittelte Stabkraft S_g rechnet man durch Multiplikation mit der Stoßzahl φ um, die sich nach der Eigengeschwindigkeit v richtet (s. Tafel).

Ausgleichsfaktor ψ		Stoßzahl φ	
Gruppe	ψ	v in m/min	φ
I	1,2	0	1,0
II	1,4	bis 60	1,1
III	1,6	über 60	1,2
IV	1,9		

Bei geschweißten Schienenstößen oder Schienen ohne Stöße kann v um 50 % erhöht werden

b) Zugstäbe.

Nach dem vorangegangenen Abschnitt errechnet man die größte Spannung in einem Zugstab nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{\varphi S_g + \psi S_p}{F_n} \leq \sigma_{zul} \quad \text{für Hauptkräfte,}$$

$$\sigma = \frac{\varphi S_g + \psi S_p + S_w + S_b}{F_n} \leq \sigma_{zul} \quad \text{für Haupt- und Zusatzkräfte.}$$

Hierin bedeutet F_n den Nutzquerschnitt unter Abzug der Nietlöcher, S_w die Stabkraft durch Wind, S_b die durch Bremskraft. Für einen auf Biegung beanspruchten Stab gilt

$$\sigma = \frac{\varphi M_g + \psi M_p}{W_n} \leq \sigma_{zul} \quad \text{für Hauptkräfte.}$$

W_n ist das Widerstandsmoment des Stabquerschnittes.

Die entsprechenden Gleichungen lassen sich leicht für Haupt- und Zusatzkräfte, ebenso für Zug und Biegung aufstellen (zusammengesetzte Festigkeit).

c) Druckstäbe.

Für die Berechnung der Druckstäbe gilt das ω -Verfahren (S. 114). Der Schlankheitsgrad λ geht in der Knickzahltafel bis 250, wofür bei St 37 $\omega = 14,78$ wird. Die Größtspannung in einem Druckstab unter Berücksichtigung der Hauptkräfte allein berechnet man nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega(\varphi S_g + \psi S_p)}{F} \leq \sigma_{zul},$$

wobei man die Nietlöcher nicht abzieht.

Bei außermittigem Kraftangriff, oder wenn der Druckstab außerdem durch ein Biegemoment beansprucht wird, ist die größte Randspannung maßgebend. Dies trifft für den Obergurt einer Kranbahn oder eines Kranträgers zu, auf dem die Wanderlast läuft; denn die Schiene kann nicht als biegefest angesehen werden, da sie die Lasten nicht auf die Knotenpunkte überträgt. Überhaupt rechnet man die Schiene zum tragenden Querschnitt nur dann hinzu, wenn sie gemäß der Berechnung der Nietteilung bei Blechträgern (entsprechend der Querkraft) mit der erforderlichen Nietzahl angeschlossen ist. Mit Rücksicht auf die bequemere Auswechselbarkeit zählt man sie nicht gern zum tragenden Querschnitt und befestigt sie nur in größeren Abständen auf dem Träger.

Der Obergurt einer Kranbühne bestehe aus zwei \square -Eisen mit dem Knotenblechabstand s , die Kranschiene sei oben aufgenietet (Abb. 344). Der Stab werde auf Knickung durch Eigengewicht und Wanderlast, außerdem auf Biegung durch den Raddruck der Katze beansprucht. Das Biegemoment ist im allgemeinen am größten, wenn das eine Rad in Stabmitte steht. Das Ausknicken um die x - und um die y -Achse ist zu untersuchen. In beiden

Fällen muß das Biegemoment berücksichtigt werden. Auf die x -Achse bezogen, ergibt sich für Punkt 1:

$$\sigma_1 = \frac{\omega_x(\varphi S_g + \psi S_p + \dots)}{F} + \frac{(\varphi M_g + \psi M_p + \dots) e_1}{J_x}$$

Knickt der Stab um die y -Achse, so lautet die Gleichung für die größte Spannung bei Punkt 2:

$$\sigma_2 = \frac{\omega_y(\varphi S_g + \psi S_p + \dots)}{F} + \frac{(\varphi M_g + \psi M_p + \dots) a}{J_x}$$

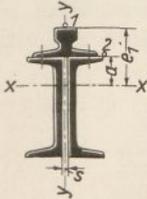


Abb. 344.
Obergurt eines
Fachwerkträgers
mit Kranschiene.
(Zur Aufg.)

Aufg. Die Randspannungen bei den Punkten 1 und 2 (Abb. 344) sind für den Obergurt eines Laufkranträgers zu prüfen. Die Hauptmaße sind durch den Netzlinienplan der Abb. 345 gegeben. Der Obergurt besteht aus $\text{I} 20$ mit einem Abstand von $s = 15 \text{ mm}$ und der Kranschiene Rothe Erde Nr. 1.

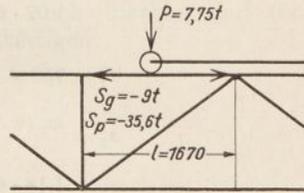


Abb. 345.
Netzlinienplan für den Kranträger.
(Zur Aufg.)

Da es sich um einen Laufkran der Gruppe III handelt, der mit $v = 80 \text{ m/min}$ fährt, so ist $\psi = 1,6$ und $\varphi = 1,2$ einzuführen.

Zur Vereinfachung der Rechnung sind die Angaben für den Querschnitt der Tafel aus „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl. S. 490 entnommen.

$$\begin{aligned} F &= 92,2 \text{ cm}^2 & a &= 6,1 \text{ cm} \\ J_x &= 6900 \text{ cm}^4 & e_1 &= 11,6 \text{ cm} \\ W_1 &= 595 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Berechnung der Knickzahl ω_y .

$$\begin{aligned} \text{Trägheitsmoment} \quad J_y &= J_{\text{I} 20} + J_{\text{Sch}} \\ &= 787 + 182 \\ &= 969 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

$$\text{Trägheitshalbmesser} \quad i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{969}{92,2}} = 3,24 \text{ cm.}$$

$$\text{Schlankheitsgrad} \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{167}{3,24} = 51,5.$$

$$\text{Knickzahl} \quad \omega_y = 1,18.$$

Berechnung der Knickzahl ω_x .

$$\text{Trägheitshalbmesser} \quad i_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{6900}{92,2}} = 8,65.$$

$$\text{Schlankheitsgrad} \quad \lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{167}{8,65} = 19,3.$$

$$\text{Knickzahl} \quad \omega_x = 1,02.$$

Das Biegemoment beträgt mit Rücksicht auf den durchgehenden Obergurt (nach Andree)¹⁾

$$M_p = \frac{P \cdot l}{6} = \frac{7750 \cdot 167}{6} = 216\,000 \text{ kgcm.}$$

Also bei Berücksichtigung der Hauptspannungen (das Biegemoment durch das Eigengewicht des Stabes wird vernachlässigt)

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\omega_x (\varphi S_g + \psi S_p)}{F} + \frac{\psi M_p}{W_1} \\ &= \frac{1,02 (1,2 \cdot 9000 + 1,6 \cdot 35\,600)}{92,2} + \frac{1,6 \cdot 216\,000}{595} \\ &= \frac{1,02 \cdot 67\,800}{92,2} + \frac{346\,000}{595} \\ &= 750 + 580 = 1330 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{\omega_y (\varphi S_g + \psi S_p)}{F} + \frac{\psi M_p \cdot a}{J_x} \\ &= \frac{1,18 \cdot 67\,800}{92,2} + \frac{346\,000 \cdot 6,1}{6900} \\ &= 867 + 306 = 1173 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Über die mehrteiligen Druckstäbe und ihre Verbindung durch Futterstücke zwischen den Knotenpunkten gelten die Hochbaubestimmungen (S. 174).

d) Wechselstäbe.

Durch die Wanderlast wechseln manche Stäbe, besonders die Schrägstäbe, von einer höchsten Zugkraft zu einer höchsten Druckkraft (vgl. Abb. 193). Solche Stäbe sind zunächst wie gewöhnliche Zug- oder Druckstäbe zu berechnen, dann aber mit den Hauptkräften allein ohne Rücksicht auf das Vorzeichen nach folgenden Gleichungen zu prüfen:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{S_{\max} + 0,3 S_{\min}}{F_n} \leq \sigma_{\text{zul}}, & \text{wenn } S_{\max} > S_{\min} \\ \sigma &= \frac{0,3 S_{\max} + S_{\min}}{F - (F - F_n) \frac{S_{\max}}{S_{\min}}} \leq \sigma_{\text{zul}}, & \text{wenn } S_{\max} < S_{\min}. \end{aligned}$$

Hierin bedeutet die größte Zug- bzw. Druckkraft

$$S_{\max} \text{ bzw. } S_{\min} = \varphi S_g + \psi S_p.$$

Unter F_n versteht man den Nutzquerschnitt unter Abzug der Niete. Entsprechend lassen sich die Gleichungen für Wechselmomente aufstellen.

e) Zulässige Spannungen.

Die zulässige Zug- und Biegespannung beträgt unter der Voraussetzung ruhender Belastung für St 37:

$$\sigma_{\text{zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ für Hauptkräfte allein,}$$

$$\sigma_{\text{zul}} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ für Haupt- und Zusatzkräfte.}$$

1) Andree, Statik des Kranbaues, Verlag Oldenburg, 1922.

Die Druckspannung soll

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{nicht überschreiten.}$$

Für hochwertige Baustoffe erhält man die zulässige Spannung, indem man das Verhältnis aus Spannung und Streckgrenze σ_s für St 37 und den hochwertigen Baustoff aufstellt. Für St 52 mit $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ist zulässig

$$\sigma_{zul} = \frac{1400 \cdot 3600}{2400} = 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{für St 52 (Hauptkräfte allein).}$$

Die Berechnung der Nietverbindungen geschieht in gleicher Weise wie im Stahlhochbau auf Scherung und Lochleibung. Auch hierbei sind im Kranbau Stoßzahl und Ausgleichfaktor zu berücksichtigen.

$$\tau = \frac{\varphi S_g + \psi S_p + \dots}{n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \alpha} \leq \tau_{zul}$$

n = Nietzahl,

d = Nietlochdurchmesser,

α = ein- oder zweisehnittig ($\alpha = 1$ oder 2).

Bei Wechselstäben gelten zur Berechnung der Scherspannung die Gleichungen

$$\tau = \frac{S_{\max} + 0,3 S_{\min}}{n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \alpha} \leq \tau_{zul} \quad \text{bzw.} \quad \tau = \frac{0,3 S_{\max} + S_{\min}}{n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \alpha} \leq \tau_{zul}.$$

Die zulässige Scherspannung für Nieteisen St 34 beträgt 80% der Zugspannung.

$$\tau_{zul} = 1120 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{für Hauptkräfte allein,}$$

$$\tau_{zul} = 1280 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{für Haupt- und Zusatzkräfte.}$$

Für rohe Schrauben sind 75% von diesen Werten zulässig. Als Lochleibungsdruck, der in entsprechender Weise wie die Scherspannung berechnet wird, darf der doppelte Wert angesetzt werden.

Bei dem Nietanschluß von Knotenblechen an durchgehende Gurtungen soll darauf hingewiesen werden, daß die Berechnung der Mindestnietzahl nicht auf Grund des Unterschiedes der größten Gurtkräfte in diesem Knotenpunkt erfolgen darf. Diese Kräfte sind als Größtwerte bei der ungünstigsten Laststellung für jeden Stab mit Hilfe von Cremonaplänen oder Einflußlinien gefunden worden (Abb. 346). Für den Nietanschluß bei durchgehenden Gurten ist aber der größte Unterschied der Gurtkräfte bei der ungünstigsten Laststellung für den Knoten zu bestimmen, was bei beiden Verfahren keine besonderen Schwierigkeiten bereiten kann. Der Unterschied der Kräfte der in diesem Knotenpunkt zusammentreffenden Gurtstäbe als Grundlage für die Mindestnietzahl wird durch die Abb. 266 nachgewiesen. Voraussetzung ist dabei, daß das Knotenblech die Last, die im Knoten steht, unmittelbar, nicht erst über die Gurtните, aufnimmt.

3. Ausführung der Stahlbauten von Kranen.

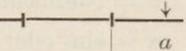
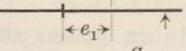
Für die Ausführung der Stahlbauten von Kranen seien einige Hinweise gegeben:

Man verwendet als kleinstes Winkeleisen $50 \cdot 50 \cdot 5$, als dünnstes Blech 5 mm, als kleinsten Nietdurchmesser 14 mm. Ausgenommen sind hiervon untergeordnete Bauteile, z. B. Geländer. Die Stäbe in den Hauptträgern sollen möglichst nicht gekröpft werden.

Die Nietlöcher dürfen nur in untergeordneten Bauteilen gestanzt werden, in tragenden Teilen sind sie wegen der Gefahr der Einrisse zu bohren. Die Klemmlänge eines Nietes mit Halbrundkopf soll höchstens das 4,5 fache des Nietdurchmessers betragen.

Kleinster Nietabstand (Teilung) $e = 3,5d$ (in besonderen Fällen $3d$).

Größter Nietabstand nach folgender Tafel:

		Einreihige Nietung	Zweireihige ver- setzte Nietung	Abstand vom Rande
Kraftniete	Zug und Druck	$e = 6d$ bzw. 15δ		$4d$ bzw. 8δ
	Druck	$e = 8d$ bzw. 20δ		$d = \text{Nietloch } \varnothing$ $\delta = \text{kl. Blech-}$ stärke
Heftniete	Zug	$e = 10d$ bzw. 25δ	$e_1 = e - \frac{a}{2}$	

Die Nietung in einem Knoten mit durchgehendem Gurt ist als Kraftnietung, die Nietung der Gurtung eines Blechträgers als Heftnietung zu betrachten, obwohl auch im letzteren Fall eigentlich Kraftnietung vorliegt. Bei Heftnieten können die Nietabstände der Tafel verdoppelt werden, wenn bei symmetrischem Querschnitt die Profileisen (z. B. \square -Eisen) außen liegen (bei Winkeleisen nur 1,5 fach).

Die Schwerachse der Stäbe soll mit der Netzlinie möglichst zusammenfallen. Bei größeren Abweichungen ist mit außermittigem Kraftangriff zu rechnen. Bei Winkeleisen ersetzt man gewöhnlich die Schwerlinie durch die Nietrißlinie, die durch das Wurzelmaß festgelegt ist (S. 179).

Besteht die Laufbahn der Katze oder des Kranes aus einem Blechträger, so sind zur Querschnittsbestimmung im Zuggurt die Nietlöcher und für eine senkrechte Nietreihe im Stegblech 15% abzuziehen. Die Gurtplatten gelten höchstens beim zweiten Nietpaar als voll wirksam, da sie mit der Nietzahl angeschlossen sein müssen, die der an dieser Stelle wirkenden Querkraft Q entspricht. Es ist zu prüfen, ob zwei Nietpaare ausreichen.

Die Berechnung der Nietteilung geht nach der bekannten Formel

$$e = \frac{N_{\min} \cdot J}{Q \cdot S} \text{ cm} \quad (\text{S. 159})$$

vor sich, worin S als statisches Moment des Gurtquerschnittes ohne Nietabzug anzusetzen ist. Wenn Schienen auf den Gurtplatten liegen, so muß der Steg genügend hoch geführt und die Blechkante bearbeitet werden, so daß die Raddrücke unmittelbar das Stegblech belasten und nicht über die

Gurtwinkelniete den Achsdruck aufnehmen. Dasselbe gilt auch für Fachwerkträger, wenn der die Schienen tragende Gurt als Blechträger ausgebildet ist. Wird die Schiene mit den Gurtwinkeln nicht fest verbunden, so ist zur Verhinderung des Abbiegens der Winkel bei einseitiger Anordnung der Kranschiene erst eine durchgehende Gurtplatte aufzulegen.

Die hohen Stege der Blechträger sind durch Winkeleisen gut auszusteiern. Es wird empfohlen, diese Winkeleisen zwischen der oberen und der unteren Gurtung einzupassen.

4. Berechnung des Hauptträgers einer Laufkranbühne.

Nach den Grundsätzen der vorhergehenden Abschnitte ist der Hauptträger einer Laufkranbühne für einen Werkstattkran in Abb. 346 und 348 durchgezeichnet. Der Bearbeitung liegen folgende Angaben zugrunde:

Tragkraft	$Q = 25 \text{ t}$
Spannweite des Kranes	$l = 20 \text{ m}$
Radstand der Katze	$a = 2 \text{ m}$
Hubgeschwindigkeit	$v_h = 5,5 \text{ m/min}$
Katzfahrgeschwindigkeit	$v_k = 30 \text{ m/min}$
Kranfahrgeschwindigkeit	$v_f = 80 \text{ m/min}$
Gewicht der Katze	$G_k = 6 \text{ t}$
Gewicht der Bühne.	$G = 20 \text{ t}$

Zuerst wird die Trägerform entworfen (Abb. 346 oben links). Man macht die Trägerhöhe $h = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12} l$. Hier ist die Höhe in der Mitte zu 2 m festgelegt worden. An den Auflagern sollen die Senkrechten gleich den Kopfträgerhöhen sein. Die Feldweite richtet sich nach der Trägerhöhe, man nimmt eine gerade Felderzahl.

Die Form kann als Parabel- oder Parallelträger ausgebildet werden. Der parabelförmige Gurt (meist ist es der Untergurt, da die Katze gewöhnlich auf dem Obergurt läuft) wird mit Rücksicht auf die hohen Herstellungskosten seltener ausgeführt, obwohl er eine leichtere Bauart als der Parallelträger ermöglicht. Gewöhnlich wählt man die vereinfachtere Form, indem man in den Mittelfeldern beide Gurte parallel laufen läßt, während man in den beiden äußeren Feldern jeder Seite den Gurt knickt und auf die Höhe der Kopfträger heruntergeht. In Abb. 346 ist die Parabelform wegen der vielseitigeren Berechnung (bei den Einflußlinienplänen) und der Knotenpunktausbildung genommen worden.

Das Eigengewicht der Kranbühne setzt sich aus den Gewichten für zwei Haupt-, zwei Neben-, zwei Kopfträger und für die Querverbände zwischen Haupt- und Nebenträgern, sowie für den Belag der Laufstege, für das Kranfahrwerk und den Führerstand zusammen. Die Trägergewichte entnimmt man Tafeln, die aus Mittelwerten ausgeführter Kranbrücken entstanden sind. Das Gewicht für einen Hauptträger mit dem zugehörigen halben Laufstegbelag und dem halben Querverband sei zu $\frac{1}{3} G = 6680 \text{ kg}$ angenommen. Dieses Gewicht wird auf die Knotenpunkte gleichmäßig verteilt, wobei die Endknoten zusammen als ein Knoten gerechnet werden. Der Kräfteplan (Abb. 346 oben links unter dem Lageplan) liefert die Stabkräfte, die in der Tafel unten links nach Zug- und Druckstäben zusammengestellt sind.

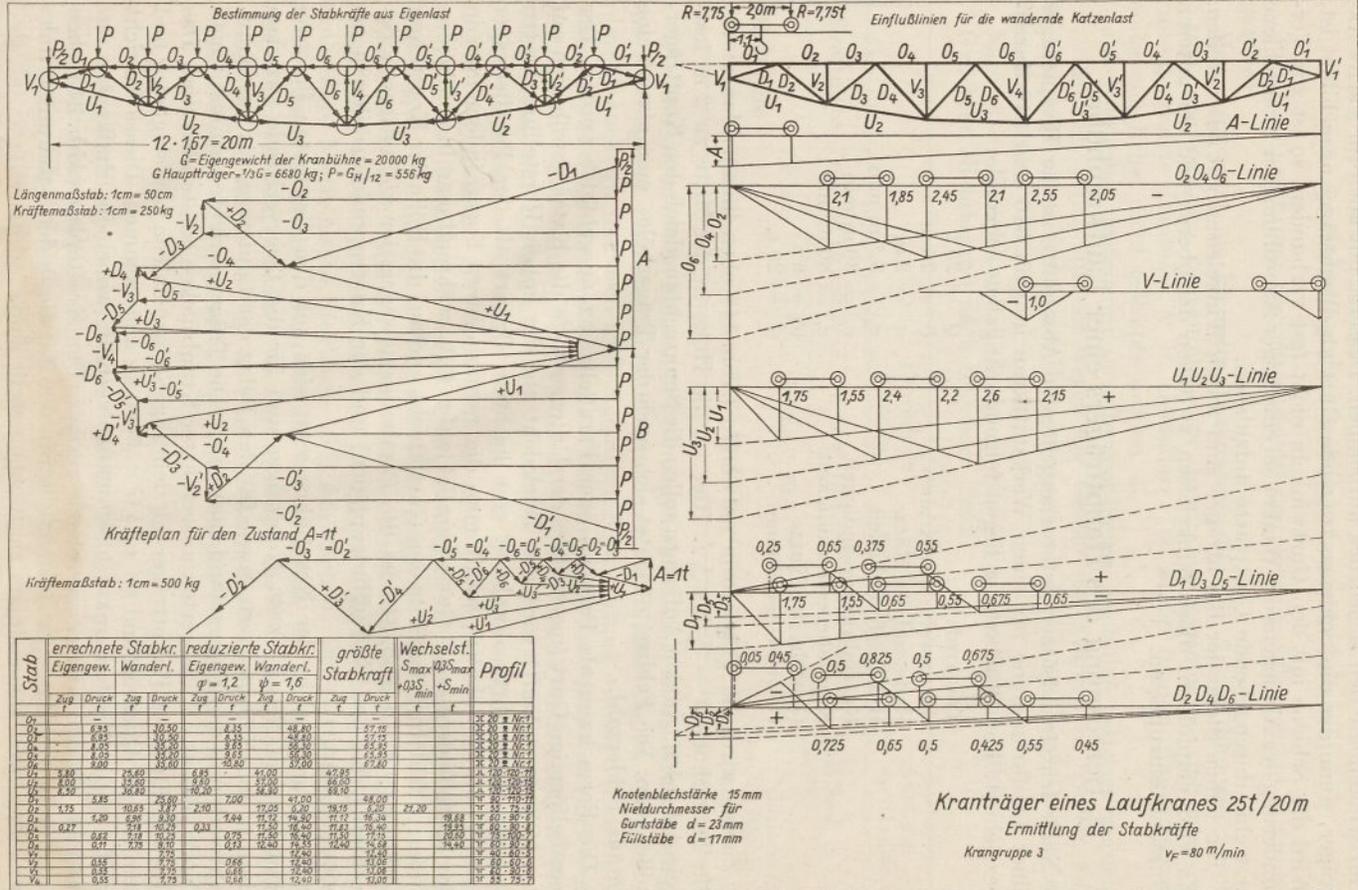


Abb. 346. Statische Berechnung eines Laufkranhauptträgers (verkl. 1:5).

Die Bestimmung der Stabkräfte, die sich durch die wandernde Katzlast ergeben, kann durch eine Reihe von Cremonaplänen geschehen, die für die ungünstigste Katzstellung in jedem Knotenpunkt gezeichnet werden. Einfacher ist die Berechnung mit Hilfe von Einflußlinien. In Abb. 346 sind die Einflußlinien nach dem auf den S. 119—123 besprochenen Verfahren durchgeführt. Man zeichnet zunächst einen Kräfteplan für den Zustand $A = 1 t$, in dem die Stabkräfte durch die Belastung $A = 1 t$ (im linken Auflager)

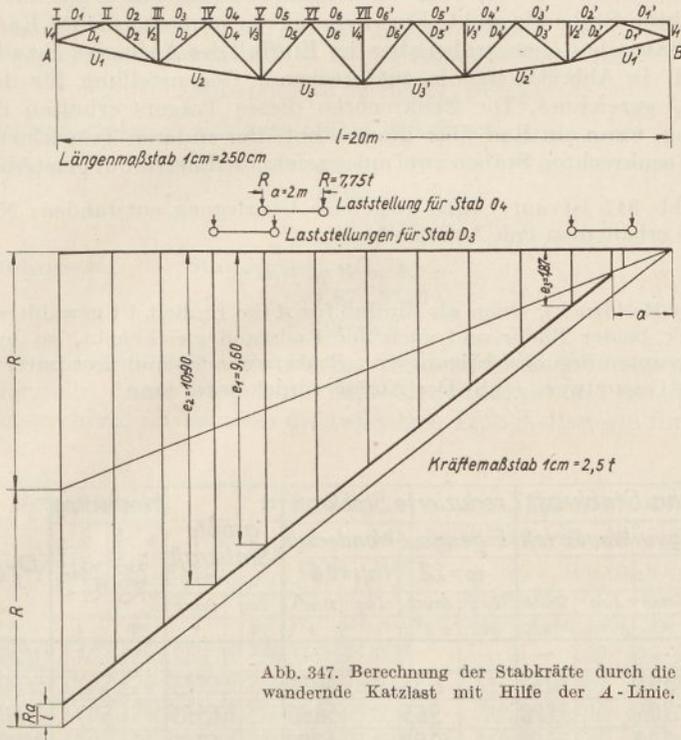


Abb. 347. Berechnung der Stabkräfte durch die wandernde Katzlast mit Hilfe der A-Linie.

festgestellt werden. Diese liefern die Einflüsse unter A bzw. B (Grundhöhen) für die Einflußlinienpläne (Abb. 346 rechts), die für die Obergurt-, Untergurt- und Schrägstäbe zusammengestellt sind. Im Hebezeugbau wählt man diese Lösungsform meist nur bei mehr als zwei beweglichen, verschiedenen Lasten, z. B. bei zwei Katzen verschiedener Tragkraft auf einer Laufbühne oder einer Verladebrücke, während für Laufkranträger mit einer Katze die A -Linie schneller zum Ziele führt. Der Grundgedanke ist der gleiche wie bei den durchgeführten Einflußlinien, jedoch wird die Zeichenarbeit durch den Umstand, daß sich zwei gleiche Lasten auf dem Träger bewegen, vereinfacht und örtlich zusammengedrängt.

Durch die A -Linie würde die rechte Seite der Abb. 346 durch Abb. 347 ersetzt werden. In dem Kräfteplan waren die Stabkräfte für den Zustand $A = 1 t$ bestimmt. Ermittelt man nun für jede Laststellung den wirklichen Auflagerdruck in A und multipliziert ihn mit der für $A = 1 t$ errechneten Stabkraft,

so erhält man die Stabkraft durch die Wanderlast. Zu beachten ist, daß stets die gefährliche Laststellung, d. i. diejenige, welche die größte Stabkraft ergibt, gewählt wird. In Abb. 346 war es verhältnismäßig leicht, diese zu finden. Für die *A*-Linie sei folgende Regel ausgesprochen: Man erhält die gefährliche Laststellung für einen Gurtstab der linken Trägerhälfte, wenn man das linke Lauf- rad über den Drehpunkt stellt, der sich aus dem Ritterschnitt (S. 111) ergibt. Bei den Schrägstäben gibt es zwei Größtwerte (Druck und Zug). Man erhält den absoluten Größtwert, wenn bei der linken Trägerhälfte das linke Rad über dem rechten Stabende steht. Für den anderen muß das rechte Rad über dem linken Stabende stehen, wobei aber der Einfluß des Auflagers *B* zu berücksich- tigen ist. In Abb. 347 ist die entsprechende Gegenstellung für den Stab *D*₃ bzw. *D*₃' gezeichnet. Die Senkrechten dieses Trägers erhalten ihre Größt- belastung, wenn ein Rad über ihnen steht. Bei anderen Trägerformen gibt es auch bei senkrechten Stäben zwei ausgezeichnete Laststellungen (Abb. 195).

Die Abb. 347 ist auf Grund folgender Überlegung entstanden: Nach S. 117, Abb. 185 erhält man den Auflagerdruck

$$A = R \eta_1 + R \eta_2$$

(*R* ist der Raddruck), wenn als Einfluß für *A* die Einheit 1 t gewählt wird. Da der Raddruck beider Räder und auch der Radstand gleichbleibt, so legt man die Einflüsse unter Berücksichtigung von *R* übereinander und liest unter dem linken Rad den Gesamtwert η ab. Der Auflagerdruck wird dann

$$A = \eta.$$

Stab	errechn. Stabkraft		reduzierte Stabkraft				größte Stabkraft		Wechselspg.		Profil	Quer-			
	Eigengew.		Wanderlast		Eigengew.							Wanderlast		F	n·d·s
					$\varphi=1,2$		$\psi=1,6$								
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck		S _{max} + 0,3 S _{min}	0,3 S _{max} + S _{min}	cm ²	cm ²
O ₁		—		—									JL 20 ± Nr. 1	922	
O ₂		695		30,50		8,35		4880		57,75			JL 20 ± Nr. 1	922	
O ₄		8,05		35,20		9,65		56,30		65,95			JL 20 ± Nr. 1	922	
O ₆		9,00		35,60		10,80		57,00		67,80			JL 20 ± Nr. 1	922	
U ₁	580		25,60		6,95		41,00		47,95				JL 120-120-11	508	10,1
U ₂	8,00		35,60		9,60		57,00		66,60				JL 120-120-15	678	13,8
U ₃	8,50		36,80		10,20		58,90		69,10				JL 120-120-15	678	13,8
D ₁		5,85		25,60		7,00		41,00		48,00			1I 90-110-11	418	
D ₂	1,75		10,65	3,87	2,10		17,05	6,20	19,15	6,20	21,20		1I 55-75-9	218	6,1
D ₃		1,20	6,96	9,30		1,44	11,12	14,90	11,12	16,34		19,68	1I 60-90-6	174	2,0
D ₄	0,27		7,18	10,25	0,33		11,50	16,40	11,83	16,40		19,95	1I 60-90-8	228	2,7
D ₅		0,62	7,18	10,25		0,75	11,50	16,40	11,50	17,15		20,60	1I 75-100-7	238	2,4
D ₆		0,11	7,75	9,10		0,13	12,40	14,55	12,40	14,68		18,40	1I 60-90-8	228	2,7
V ₁				7,75				12,40		12,40			1I 40-60-5	96	
V ₂		0,55		7,75		0,66		12,40		13,06			1I 60-60-6	138	
V ₃		0,55		7,75		0,66		12,40		13,06			1I 60-90-6	174	
V ₄		0,55		7,75		0,66		12,40		13,06			1I 55-75-7	173	

Diese Einflußlinie ist eine Gerade, die vom Auflager *A* bis zur rechten Endstellung (linkes Rad um *a* von *B* entfernt) verläuft. Der Einfluß unter *A* beträgt $R + \frac{R(l-a)}{l}$ und unter der rechten Endstellung $\frac{Ra}{l}$. Man kann die Einflußlinie auch nach den Hilfslinien der Abb. 347 entwerfen.

Die größte Stabkraft beträgt z. B. für

$$\text{Stab } O_4 = e_1 \cdot O_4.$$

Man entnimmt $e_1 = 9,60$ aus Abb. 347 (im Kräftemaßstab) und $O_4 = -3660$ kg dem Kräfteplan für den Zustand $A = 1$ t der Abb. 346 und erhält

$$\text{Stab } O_4 = -35\,200 \text{ kg (Druck).}$$

Für den Schrägstab lassen sich zwei Werte berechnen.

Erster Höchstwert $\text{Stab } D_3 = e_2 \cdot D_3$
 $= 10,90 \cdot (-850)$
 $= -9300 \text{ kg.}$

Zweiter Höchstwert $\text{Stab } D_3 = e_3 \cdot D_3$
 $= 1,87 \cdot 3750$
 $\approx 7000 \text{ kg.}$

In der an die Abb. 346 angehängten Tafel sind die größten Stabkräfte zusammengestellt. Diese werden mit Hilfe der Stoßzahl und des Ausgleichfaktors umgerechnet, so daß man die zulässigen Festigkeitswerte für ruhende

schnitt		Druckstäbe						Biegung				Stabspannungen										
F_n	$\frac{F(F_{n1})_{\text{max}}}{F_{n1}}$	Knickl.	i_x	λ_x	ω_x	i_y	λ_y	ω_y	$M_{\bar{P}}$	$\frac{P \cdot l}{6}$	$M \cdot \psi$	W_1	W_2	Zug		Knickung		Biegung		óresult.		Wechselspg
														x-Achse	y-Achse	Punkt 1 ^x	Punkt 2 ^x	Punkt 1 ^y	Punkt 2 ^y			
cm ²	cm ²	cm	cm		cm		cm		tm	tm	cm ³	cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
		167	865	19,3	1,02	3,24	5,15	1,18	2,16	3,45	595	1130			-	-	580	306	580	306		
		167	865	19,3	1,02	3,24	5,15	1,18	2,16	3,45	595	1130			633	730	580	306	1210	1040		
		167	865	19,3	1,02	3,24	5,15	1,18	2,16	3,45	595	1130			720	840	580	306	1310	1150		
		167	865	19,3	1,02	3,24	5,15	1,18	2,16	3,45	595	1130			750	870	580	306	1330	1170		
40,7														1180								
54,0														1230								
54,0														1280								
		175	347	51,3	1,18	4,11	4,26	1,12							1360	1280						
15,7		210	233	90,0	1,88	2,73	7,70	1,53						1220	530	430						1350
15,4	16,0	210	287	73,0	1,45	2,76	7,60	1,51						720	1360	1400						1230
20,1	20,8	250	285	87,7	1,81	2,81	8,90	1,85						590	1310	1330						960
21,4	22,2	250	3,15	79,5	1,58	3,38	7,40	1,47						540	1140	1060						930
20,1	20,5	260	285	91,5	1,95	2,81	9,25	2,00						620	1250	1280						900
		50	189	26,5	1,04	2,06	2,43	1,03							1340	1330						
		130	182	71,4	1,42	3,04	4,28	1,12							1350	1060						
		185	287	64,4	1,32	2,76	6,70	1,35							990	1020						
		200	2,35	85,0	1,74	2,68	7,47	1,48							1320	1120						

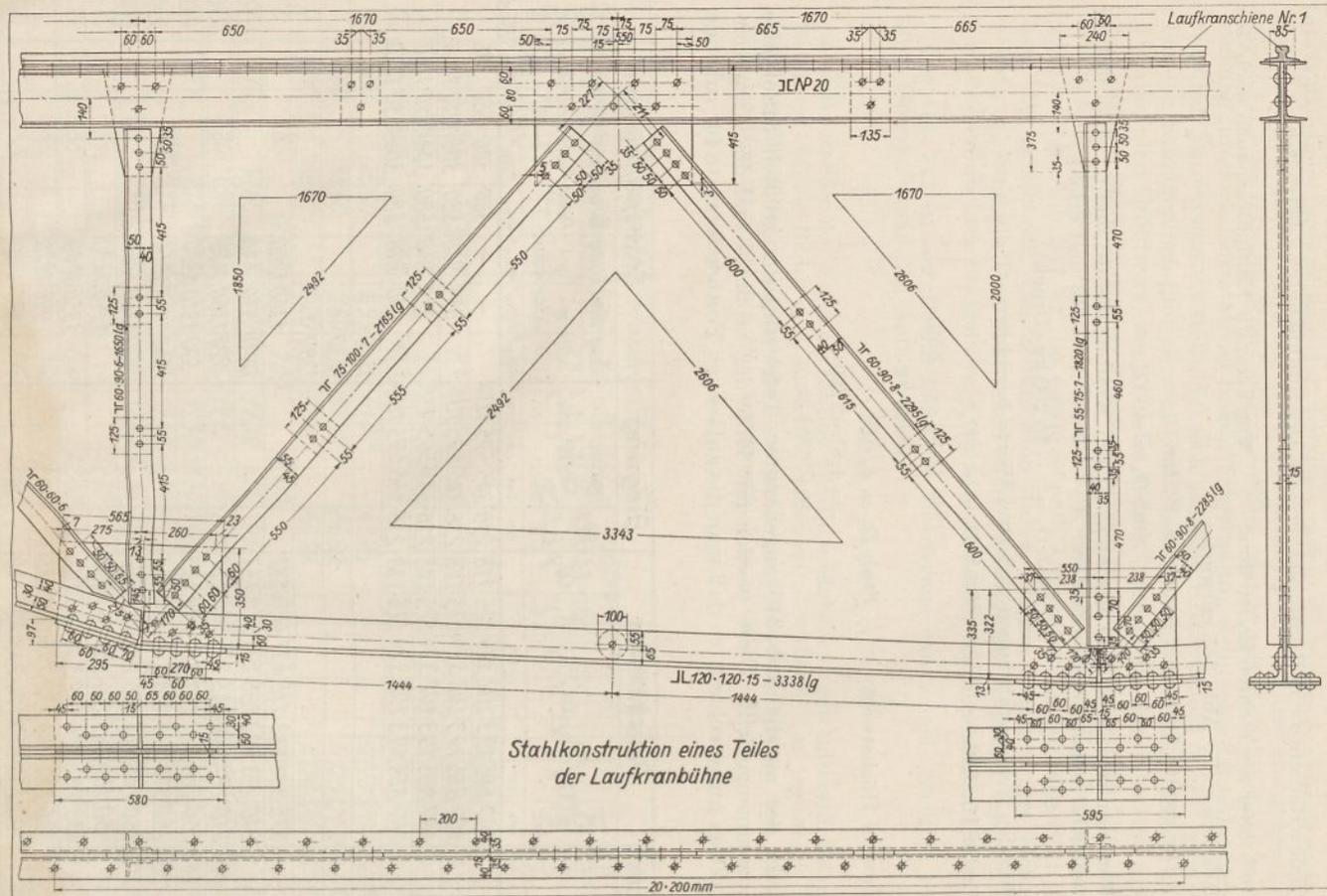


Abb. 348. Stahlbauzeichnung eines Teiles der Laufkranbahn.

Belastung von Stahlbauten anwenden darf. Dann wird die Querschnittsform des Stabes gewählt, und die Spannungen werden für Zug und Druck bzw. zusammengesetzte Festigkeit ermittelt. Auf der oben angeführten Tafel sind die zur Rechnung notwendigen Zwischenwerte zusammengestellt. Für die Berechnung des Obergurtes gibt die auf S. 221 durchgeführte Aufgabe einen Anhalt. Bei allen auf Druck beanspruchten Fachwerkstäben ist als freie Knicklänge die Netzlinienlänge anzunehmen, bei den Füllungsstäben darf man für das Ausknicken in der Trägerebene den Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der Anschlußnietgruppen nehmen. Für das Ausknicken aus der Trägerebene heraus gilt wieder die Netzlinienlänge.

In der Berechnung werden die durch die Beschleunigung und Verzögerung der Massen von Katze und Kranbühne entstehenden Kräfte nicht berücksichtigt, weil auf die Nebenträger und die Querverbände, die den Laufsteg tragen und den Obergurt nach der y -Achse knicksicher machen, hier nicht eingegangen ist. Die zusätzliche Beanspruchung bleibt gering, sollte jedoch in den Mittelfeldern des Obergurtes σ_{zul} überschritten werden, so ist eine Verstärkung dadurch möglich, daß man den Raum zwischen den \square -Trägern durch einen durchgehenden Blechstreifen ausfüllt.

In Abb. 348 ist ein Teil der Stahlbauzeichnung des Hauptträgers dargestellt. Die Anschlüsse für den Querverband in den Knotenpunkten des Obergurtes sind nicht eingezeichnet.

Sachregister.

- Abdampfheizungen 96, 98
Abortanlagen 106
Ackermanndecke 51
Aerokret-Gasbeton 130, 217
A-Linie 117, 227
Allgemeinbeleuchtung 89
Ankerplatten 40
Außenmauern
— aus Stein 30
— aus Beton 32
— aus Eisenbeton 32
Außermittiger Kraftan-
griff (Knicken) 116, 186
Ausgleichfaktor
bei Wanderlasten 219
- Balkenbinder 63
Baugrund 1, 3
Bauhölzer 23
Bauplatz 79
Baustahl, Arten 124
—, Festigkeit 124
—, zulässige Beanspru-
chungen 125
—, Belastungsfälle 125
Bausteine
—, gebrannte 10
—, künstliche 9
—, natürliche 8
—, ungebrannte 9
Baustoffe, Eigengewichte
29
Bauteile, Eigengewichte
und Belastungen 77
Bauweise
—, feuerbeständig 100
—, feuerhemmend 101
Beleuchtung
—, Grundbegriffe 88
—, künstliche 89
—, natürliche 89
- Beleuchtungsstärke 88
Belgischer Binder 63
Beton 14
Bleche 127
Blechträger 156
— für Kranbahnen 224
—, Gurtstöße 167
—, Nietberechnung 158
—, Stoßverbindungen am
Stegblech 162
Blendung 90
Brunnengründung 5
- Cremonascher Kräfteplan
107
Culmannsches Verfahren
113
- Dachbinder 57, 61
—, Ausbildung 206
—, Berechnung 199
Dächer
Eisenbetondächer 71
Flachdächer 57
Glasdächer 69
Metalldächer 67
Pappdächer 69
Schieferdächer 67
Wellblechdächer 68
Ziegeldächer 65
Dachformen 56
Dachhaut 64
Dachpfannen 66
Dachpfetten 64, 209
Dachstühle 58
Dampfheizungen 98
Decken
Steindecken 48
Betondecken 53
Eisenbetondecken 53
- Deckenträger (Berech-
nung) 55, 151, 155
Deutscher Dachbinder 62
Doppeldächer 65
Dreieckbinder 62
Dreigelenkbogen 61
Drempeldach 60
Druckstäbe, bei Kran-
bahnen 220
—, bei Fachwerkträgern
173
- Eigengewichte der Bau-
und Lagerstoffe 29
Einflußlinien für Fach-
werkträger
O-Linie 119
U-Linie 121
D-Linie 121
V-Linie 123
Einflußlinien für Voll-
wandträger
A-Linie 117
B-Linie 117
Q-Linie 117
M-Linie 118
Einheitsgewichte (Stahl,
Gußeisen) 132
Eisenbeton 16
—, Berechnung 19
Eisenbetondächer 71
Eisenbetondecken 53
Eisenbetonplatte
—, eingespannt 21
—, durchlaufend 22
—, frei aufliegend 21
—, kreuzweise bewehrt 21
Eisenbetontreppen 75
Eiseneinlagen in Eisen-
beton 17
Englischer Binder 63

Sachregister

Fabrikanlagen 79
 Fabrikgebäude 84
 Fachwerk 107
 Fachwerkstäbe, Ausbil-
 dung 172
 —, Berechnung 174
 Fachwerkwände
 — aus Holz 33
 — aus Stahl 35, 211
 Falzziegel 66
 Feldsteinmauerwerk 11
 Fensterüberdeckungen 32
 Feuerbekämpfung 101
 Feuerbeständige Bau-
 weisen 100, 129
 Feuerhemmende Bau-
 weisen 101
 Feuerlöschgeräte 101
 Feuerschutz 100
 — für Stahlbau 129
 Flachbauten 84
 Flachdächer 57
 Flachgründung 4
 Flachziegel 65
 Formeisen 126
 Försterdecke 49
 Französ. Dachbinder 62
 Fundamentanker 40, 199
 Fundamente von Maschi-
 nen 36
 Fundamentkern 41
 Fußboden 49

 Gebäudeformen 84
 Gebrauchsformel
 (Knicken) 114
 Genieteter Träger 156
 Gerberscher Gelenkträger
 150
 Geschoßbaustützen 47,
 192
 Geschoßbauten 87
 Giebedächer 57
 Gießereien 102
 Gipsmörtel 11
 Glasdächer 69
 Gleichstrom 81, 105
 Gleisführung 82
 Glutsichere Ummante-
 lung 100, 129
 Gründung 1 ff.
 —, einfache 2
 — von Maschinen 36

Gründung von Stützen
 40, 197
 Grundpfeiler 5
 Gurtplatten (Bestim-
 mung der Länge bei
 Blechträgern) 157
 Gußeisen 27
 —, zul. Beanspr. 126
 Gußeisensäulen 45

 Hängewerke 25
 Hallenbauten 85
 Hausschwamm 24
 Heizung 94
 Heizungsanlage 95
 Holz
 — als Werkstoff 23
 —, zul. Beanspruchungen
 23
 —, Krankheiten 24
 Holzbalkendecken 51
 Holzbauweisen 34
 Holzskelettbau 34
 Holzstützen 45
 Holztreppen 74
 Holzverbindungen 24
 Holzzementdächer 69

 Innenwände 31

 Kalkmörtel 10
 Kalkstein 8
 Kappengewölbe 48
 Kastenträger 158
 Kehlbalkendächer 58
 Kehl nähte, (Schweiß-
 nähte) 142
 Kernfläche 41
 Kesselheizfläche 95
 Kittlose Verglasung 71
 Kleiderablagen 105
 Kleinsche Decke 50
 Knickzahl ω 115
 Knotenblech 180
 Knotenpunkte (Fach-
 werkträger) 179, 207
 Kräftemaßstab 108—111
 Kragthaus 82
 Kragplatte (Eisenbeton)
 22

Kranbahnen 218
 Kranträger 218
 Kranstützen 193
 Kranzheizung 98
 Krohnsches Verfahren
 (mehnteilige Druck-
 stäbe) 176
 Kronendächer 66
 Kupferdächer 67

 Lagerplatten, Träger- 168
 Laufkranschiene 220
 Leichtprofile 56, 127
 Leistendächer 69
 Lichtstrom 88
 Lichtstärke 88
 Lichtverteilungskurven
 88, 91
 Luftheizungen 99

 Mansardenbinder 64
 Maschinenfundamente 36
 Mauern 30
 Maueröffnungen 31
 Mauerverbände 11
 Mechanische Werkstätten
 104
 Metaldächer 67
 Mörtel 10

 Niete
 —, Berechnung (Auflager-
 druck u. Biegemomo-
 ment) 138
 —, Berechnung (Zug oder
 Druck) 134
 —, Nietlänge u. Klemm-
 länge 134
 —, Nietteilung 139
 —, Sinnbilder 135
 —, Wurzelmaß 139
 Nietverbindungen 133
 — bei Kranbahnen 223
 Normalbedingungen für
 die Lieferung von Stahl-
 bauwerken (DIN 1000)
 130

 Oberlichter 70
 Omega-(ω -)Verfahren 114

Sachregister

- Pappdächer 69
 Parallelträger 108, 112, 225
 Pendelsäulen
 — aus Gußeisen 46
 Pfahlgründung 6
 Pfahlrost 6
 Pfannendächer 66
 Pfetten 64, 209
 Pfettenberechnung 209
 Pfettendächer 59
 Platzbeleuchtung 89
 Podest 73
 Portlandzement 11
 Preußische Kappe 48
 Pultdächer 57
 Pumpenheizungen 97
- Rahmenbinder** 61
 Raupenoberlicht 70
 Ritterdächer 66
 Rittersches Schnittverfahren 111
 Rollenlager 181
 Rostschutzmittel 128
 Ruberoid 69
- Sägedächer 57
 Säulen
 — aus Stein 42
 — aus Beton 43
 — aus Eisenbeton 43
 — aus Gußeisen 45
 Sandstein 9
 Satteldächer 57
 Schalungen für Beton und Eisenbeton 18
 Schieferdächer 67
 Schlankheitsgrad 114, 175
 Schlitznähte (Schweißnähte) 144
 Schneelast (Dächer) 78, 200
 Schraubenverbindungen 140
 Schweißnähte
 —, Ausführungen 148
 —, Berechnung 144
 —, Sinnbilder (DIN 4100) 143
 —, Zulässige Spannungen 145
- Schweißverbindungen 140
 Schweißverfahren 141
 Sheddächer 57
 Sparrendächer 58
 Speisehaus 83, 106
 Speiseräume 83, 106
 Spließdächer 65
 Sprengwerke 26
 Sprinkleranlagen 102
 Spundwände 2
 Stabeisen 126
 Stabtafel 203
 Stahl als Werkstoff 27, 124
 Stahlfachwerkwände 35, 211
 —, Gerippe 211
 —, Belastungsgrundlagen 212
 Stahlguß 27
 —, zul. Beanspr. 126
 Stahlskelett 215
 Stahlskelettbau, Ausmauerung 217
 Stahlstützen 47, 182
 Stahlträgerdecken 55
 Stahltreppen 76
 Stegzementdielen 71
 Steindecken 49
 Steineisendecken 50
 Steinsäulen 42
 Steintreppen 74
 Stichbogen 31
 Stockwerksbauten 87
 Stoßzahl bei Wandernlasten 219
 Stützen
 — aus Stein 42
 — aus Beton 43
 — aus Eisenbeton 43
 — aus Holz 45
 — aus Gußeisen 45
 — aus Stahl 47, 182
 —, Querschnittsformen 182
 —, Querverbindungen 185
 —, Vergitterung 185
 Stützenberechnung 183
 Stützenfundamente 40, 199
 Stützenfüße 195
 Stützenköpfe 195
- Stützenlagerung 197
 Stützenstöße 187
 Stützenverankerung 199
 Stumpfnähte (Schweißnähte) 144
 Sturz, scheidtrechter 31
- Traßbeton 14
 Tiefgründung 5
 Träger
 — Balkenträger 149
 — Bogenträger 149
 — Trägeranschlüsse 171, 188
 — Trägersauflager 168
 — Träger auf zwei Stützen (Berechnungsgrundlagen) 149
 — Trägerstöße 171
 — Trägheitshalbmesser 114
 Treppen
 — aus Holz 74
 — aus Stein 74
 — aus Stahl 76
 — aus Eisenbeton 75
 —, aufgesattelte 74
 —, eingeschobene 74
 —, eingestemmte 74
 —, freitragende 75
 Treppenformen 72
 Treppengeländer 72
 Türen 32
- Unterspannte Träger 155
- Verankerung von Trägern 171
 Verbandsraum 106
 Verkopplung der Träger 151
 Verwaltungsgebäude 82
 Vollwandträger 151
- Walzprofile 126
 Walzstahl 28, 126
 Wände
 — aus Stein 30
 — aus Beton 32
 — aus Eisenbeton 32
 Wärmebedarf 94
 Wärmeübergangswiderstand 95
 Warmwasserheizungen 96
 Wascheinrichtungen 105



Sachregister

Wechselstäbe bei Kranbahnen 222	Winddruck (Dächer) 78, 200	Ziegeldächer 65
Wechselbalken 52	Windverband 57, 210	Ziegelmauerwerk 12
Wellblech 68, 127	Wohlfahrtseinrichtungen 105	Zinkdächer 68
Wellblechdächer 68		Zugstäbe 174
Wendeltreppen 74, 77		Zugstäbe bei Kranbahnen 220
Werkstätten, mechanische 104	Zement 11	Zweigenkrahnen 62
Wigmannbinder 62	Zementbeton 14	Zwischendecke 49, 53
	Zementmörtel 11	

Benutzte und empfehlenswerte Werke:

- Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1925.
- Verein deutscher Eisenhüttenleute, Stahl im Hochbau. Stahleisen m. b. H., Düsseldorf 1930.
- Gregor, Der praktische Stahlhochbau. Meußner, Berlin 1930.
- Benzel, Gründung von Hochbauten. Teubner, Leipzig 1926.
- Jessen-Girndt, Baustoffkunde. Teubner, Leipzig 1930.
- Frick-Knöll, Baukonstruktionslehre. Teubner, Leipzig 1930.
- Wesslau, Industriebauten. Jänecke, Leipzig 1924.
- Kayser, Eisenbetonbau. Teubner, Leipzig 1923.
- Henkel, Eisenbetonbau. Degener, Leipzig 1929.
- Göbel-Henkel, Grundzüge des Stahlbaues. Teubner, Leipzig 1932.
- Geusen, Die Eisenkonstruktionen. Springer, Berlin 1925.
- Deutscher Stahlbauverband, Stahlbauvorträge. Berlin 1931.
- Kommerel, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1931.
- Handbuch der Architektur, IV. Teil. Fabrikbauten von Prof. Franz Gebhardt's Verlag, Leipzig 1923.
- Salzmann, Industrielle und gewerbliche Bauten. Göschen, Berlin 1919.
- Heyck, Beleuchtung. Jänecke, Leipzig 1924.
- Dubbel, Taschenbuch für den Fabrikbetrieb. Springer, Berlin 1923.
- Körting, Heizung und Lüftung. Göschen, Berlin 1929.
- Rietschel, Leitfaden zum Berechnen und Entwerfen von Lüftungs- und Heizungsanlagen. Springer, Berlin 1928.
- Unold, Statik für den Eisen- und Maschinenbau. Springer, Berlin 1925.
- Schaper, Grundlagen des Stahlbaues. Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1933.
- Kersten, Freitragende Holzbauten. Springer, Berlin 1926.
- Andree, Statik des Kranbaues. Oldenburg, München und Berlin 1932.

Für praktische Ausführungen sind folgende Bestimmungen und Tafelwerke erforderlich:

- Verein deutscher Eisenhüttenleute, Stahl im Hochbau.
- Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin.
- Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1932.
- Vorschriften für die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten. DIN 4100.
- Grundsätze für die Berechnungen der Eisenkonstruktionen von Kranen. DIN E 120.
- Leitsätze für die Beleuchtung mit künstlichem Licht. Beleuchtungstechn. Gesellschaft, Berlin 1931.
- Regeln für die Berechnung des Wärmebedarfs von Gebäuden und für die Berechnung der Kessel- und Heizkörpergrößen von Heizungsanlagen. DIN 4701.



Teubners H·T·L·Bücherei

Maschinen- und Elektrotechnik

Bardey: Arithmetik. (Lehrbuch und Aufgabensammlung.) Für technische Lehranstalten bearb. von Studienrat Dipl.-Ing. Prof. Dr. S. Jakobi u. Maschinenbauschuloberlehrer A. Schlie. 11. Aufl. Mit 87 Abb. i. T. (Bd. 101.) Geb. *R.M.* 3.90 [Best.-Nr. 9401]

Ergebnisse hierzu. Nur für Lehrer. 10. Aufl. Kart. *R.M.* 1.80 [Best.-Nr. 9401 Lös.]

Technische Physik für technische Lehranstalten und zum Gebrauch in der Praxis. Von Studiendir. Prof. Dr. G. Wiegner u. Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. Studienrat Prof. P. Stephan

I. Bd.: Mechanik einschließlich der Meßtechnik. 5. Aufl. Mit 347 Abb. (Bd. 102.) Kart. *R.M.* 8.80 [Best.-Nr. 9402]

Auch geteilt:

1. Teil: Mechanik der festen Körper einschließlich Meßtechnik und Materialprüfung. Mit 202 Abb. (Bd. 131.) Kart. *R.M.* 4.80 [Best.-Nr. 9431]

2. Teil: Mechanik der flüssigen und luftförmigen Körper einschließlich der Meßtechnik. Mit 145 Abb. (Bd. 132.) Kart. *R.M.* 4.40 [Best.-Nr. 9432]

II. Bd.: Wärme—Optik—Elektrizität. Mit zahlr. Musterbeispielen u. Übungsaufgaben. 3., Neubearb. Aufl. Mit 352 Abb. i. T. (Bd. 103.) Geb. *R.M.* 8.— [Best.-Nr. 9378]

Dampfkessel. Von Studienrat Dr.-Ing. H. Netz. Mit zahlr. Abb. (Bd. 135.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9435]

Wärmewirtschaft. Von Studienrat Dr.-Ing. H. Netz. Mit zahlr. Abb. (Bd. 136.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9436]

Dampfturbinen. Von Studienrat Dr.-Ing. H. Oehler. Mit zahlr. Abb. (Bd. 137.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9437]

Leitfaden der Elektrotechnik. Hrsg. von Dr.-Ing. G. Bolz, Dr.-Ing. F. Moeller u. Dipl.-Ing. Th. Werr

Ausgabe für Maschinenbauer:

1. Heft: Grundlagen des Gleichstromes und des magnetischen Feldes. Mit einer kurzen Einführung in das elektrische Feld. Von F. Moeller. Mit 77 Abb. (Bd. 104.) Kart. *R.M.* 2.60 [Best.-Nr. 9404]

2. Heft: Grundlagen der Wechselstromtechnik. Von G. Bolz. Mit zahlr. z. T. farb. Abb. (Bd. 105.) [Erscheint August 1933] [Best.-Nr. 9405]

3. Heft: Gleichstrommaschinen. Von F. Moeller. Mit zahlr. Abb. (Bd. 106.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9406]

4. Heft: Wechselstrommaschinen. Von Th. Werr. Mit zahlr. z. T. farb. Abb. (Bd. 107.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9407]

Ausgabe für Elektrotechniker:

1. und 2. Heft. [In Vorb. 1933]

Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin

Teubners H.T.L.Bücherei

Bautechnik

Leitfaden der Baustoffkunde. Von Reg.- u. Gewerbeschulrat K. Jessen u. Oberstudienrat Prof. M. Girndt. 10. Aufl. Mit 122 Abb. i. T.

Ausg. A mit Anhang: Leitfaden der Geologie. Von Reg.-Baumeister Studienrat Dr.-Ing. H. Keppner. Mit 4 Abb. i. T. u. 6 Bildtaf. (Bd. 1a.) Kart. *R.M.* 4.40 [Best.-Nr. 9301 a]

Ausg. B ohne Anhang. (Bd. 1b.) Kart. *R.M.* 3.60 [Best.-Nr. 9301 b]

„Die Baustoffe sind hauptsächlich unter dem Gesichtspunkt ihrer Verwendung behandelt worden, und es sind dabei besonders in Betracht gezogen: Die Anforderungen, die an die gute Beschaffenheit eines Baustoffes zu stellen sind, die Veränderungen, die die Baustoffe während des Baues erfahren, und die „Krankheitserscheinungen“, denen sie später unterworfen sind. Dabei haben auch die durch den Reichsverdingungsausschuß niedergelegten technischen Vorschriften für Bauleitungen, die Arbeiten des NDI sowie die neueren amtlichen Bestimmungen über Baustoffe entsprechende Berücksichtigung gefunden.“ (Deutsche Bauhütte.)

Baukonstruktionslehre. Leitfaden für den Unterricht an Baugewerkschulen und verwandten technischen Lehranstalten. Von Oberstudiendir. Prof. O. Frick u. Oberstudiendir. Prof. K. Knöll

I. Teil. 12. Aufl. Mit 298 Abb. (Bd. 37.) Kart. *R.M.* 3.50 [Best.-Nr. 9337]

II. Teil. 11., Neubearb. Aufl. Mit 327 Abb. (Bd. 38.) Kart. *R.M.* 4.80 [Best.-Nr. 9338]

„Die Abbildungen sind vorbildlich. Als Nachschlagebuch kann es dem in der Praxis stehenden Baufachmann bestens empfohlen werden.“ (Beton u. Eisen.)

„Die große Auflagenziffer des Leitfadens beweist seine Brauchbarkeit. Konstruktionen und Konstruktionsstärken sind den Forderungen der heutigen Bau- und Wärme-wirtschaft angepaßt und die Normung von Bauteilen ist einbezogen. Die Ausstattung ist gut.“ (Glaser's Annalen.)

„Der klare und zweckmäßig kurz gehaltene Text wird durch deutliche, meist grundsätzliche und vorbildlich übersichtliche Abbildungen bestens unterstützt.“ (Der Bauingenieur.)

Baubetriebslehre. Von Reg.-Baumeister a. D. Studienrat W. Steinmetz

I. Teil: Kostenberechnung und Preisermittlung. Mit 2 Abb., 2 Plänen u. zahlr. Tab. (Bd. 55.) Kart. *R.M.* 4.80 [Best.-Nr. 9355]

II. Teil: Bauausführung und Baurechtsfragen. Mit 37 Abb. (Bd. 56.) Kart. *R.M.* 3.80 [Best.-Nr. 9356]

Beide Teile in einem Bande. Mit 39 Abb., zahlr. Tabellen u. 2 Plänen. (Bd. 57.) Kart. *R.M.* 8.20 [Best.-Nr. 9357]

„Das vorliegende Werk kommt einem Bedürfnis nach einem neuzeitlichen Handbuch für den Baubetrieb entgegen. Es enthält die neuen Erfahrungen für wirtschaftliche Betriebsführung auf Büro und Baustelle. Die neue Reichsverdingungsordnung (VOB) ist den im Buch dargestellten Beispielen zugrunde gelegt. Neben dem Veranschlagungswesen ist der Arbeitsvorbereitung und Arbeitsdurchführung eingehende Beachtung geschenkt. Die vielen Abbildungen ergänzen zweckmäßig die Ausführungen. In einem besonderen Abschnitt sind alle das Baufach berührenden Rechtsfragen behandelt und soweit möglich bis in die neueste Zeit ergänzt. Die zahlreichen Tabellen, die dem Buch beigegeben sind, erhöhen die Wirtschaftlichkeit für den Benutzer.“ (Technik u. Kultur.)

„Der ganze Stoff ist mustergültig bearbeitet und geordnet, ein Stichwortverzeichnis erleichtert das Nachschlagen. Das Buch wird allen Fachleuten ein wertvolles Hilfsmittel sein.“ (Technik voran!)

Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin

Teubners H. T. L. Bücherei

Bautechnik

Göbel-Henkel: Grundzüge des Stahlbaues. Von Studienrat Dipl.-Ing. O. Henkel. 8. bzw. 7., stark veränd. u. verm. Aufl.

I. Teil. Mit 216 Abb. i. T. (Bd. 31.) Kart. *R.M.* 2.90 [Best.-Nr. 9331]

II. Teil. Mit 341 Abb. i. T. (Bd. 32.) Kart. *R.M.* 3.20 [Best.-Nr. 9332]

Die vorliegende Neuauflage dieses in der Praxis und im Unterricht weit verbreiteten Werkes bietet eine gedrängte Übersicht über die wichtigsten Grundsätze und gebräuchlichsten Anordnungen des heutigen Stahlbaus und zeigt an mustergültigen Abbildungen und Beispielen die modernen Konstruktionsregeln und Einzelheiten dieser Bauweise in der Praxis. — Entsprechend den bedeutenden Fortschritten der letzten Jahre sind zahlreiche Ergänzungen über den Stahlskelettbau, der beim Entwurf von Wohn- und Geschäftshäusern immer häufiger Anwendung findet, über geschweißte Konstruktionen und die verschiedenen jetzt häufig aus Stahl hergestellten Gebäudeteile (Dächer, Fenster, Türen, Tore) aufgenommen worden.

Gründung von Hochbauten. Leitfaden für technische Schulen und für die Baupraxis. Mit einem Anhang: Berechnung für die Baugrundbelastung durch ein freistehendes zweigeschossiges Wohnhaus. Von Studienrat Prof. M. Benzel. 7., Aufl. Mit zahlr. Abb. i. T., Berechnungsbeispielen u. 2 Taf. (Bd. 8.) [Ersch. Herbst 1933] [Best.-Nr. 9308]

„Das Werkchen ist nach Text wie Abbildungen ausgezeichnet und wird im Unterricht die besten Dienste leisten.“ (V. Semmet, Dir. d. Kreisbauschule Regensburg.)

Grundbau. Leitfaden für technische Schulen und für die Baupraxis. Von Studienrat Prof. M. Benzel. 5., verb. Aufl. Mit 238 Abb. i. T. (Bd. 18.) Kart. *R.M.* 4.20 [Best.-Nr. 9318]

„Enthält wichtige Ausführungen über die Untersuchung und Tragfähigkeit des Baugrundes, über die Herstellung von Baugruben im Trockenen, im Grundwasser und unter Wasser. Ein besonderes Kapitel ist der Trockenlegung von Baugruben gewidmet. Hinsichtlich der Grundbauten sind hier besonders die Ausführungen über die Sicherung des Betons gegen chemische Einflüsse und über die Abdichtung von Hohlräumen unter Wasser zu nennen.“ (Wasser und Abwasser.)

Landwirtschaftliche Baukunde. Von Baumeister Prof. A. Schubert. 5. Aufl., völlig Neubearb. von Studienrat Reg.-Baumeister J. Stang. Mit 272 Abb. auf 46 Taf. (Bd. 10.) Kart. *R.M.* 4.80 [Best.-Nr. 9310]

„In der durchgreifenden Neubearbeitung wird die Anlage landwirtschaftlicher Gehöfte und Einzelbauten nach wirtschaftstechnischen und verkehrstechnischen Gesichtspunkten behandelt. Der Bearbeiter schließt dabei an die Vorarbeiten der Reichsforschungsgesellschaft und an mustergültige Neuanlagen an. So sind bereits die landwirtschaftlichen Bauten der Deutschen Bauausstellung Berlin 1931 berücksichtigt worden. Auch alle Einzelheiten des Aufbaues (Konstruktion der Wände, Decken und Fußböden, Beleuchtung und Entlüftung) und der inneren Einrichtung finden ausführliche Behandlung. Das Buch stellt in der Neubearbeitung nicht nur ein brauchbares Hilfsmittel für den Unterricht in der landwirtschaftlichen Baukunde dar, sondern kann auch den in der Praxis stehenden Fachleuten bestens empfohlen werden.“

(Prof. Frick, Oberstudiendir. d. Höh. Techn. Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau, Königsberg/Pr.)

Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin

Teubners H.T.L. Bücherei

Bautechnik

Hausinstallation. Von Oberstudiendir. Prof. P. Frommer. Mit 50 Abb.-Taf. (Bd. 60.) [In Vorb. 1933] [Best.-Nr. 9360]

Der neue Leitfaden gibt dem Baufachmann über alle einschlägigen Fragen (Be- und Entwässerungs-, Heizungs-, Beleuchtungsanlagen, Blitzschutz) in übersichtlicher und gründlicher Darstellung unter Berücksichtigung der neuesten Bestimmungen und Normen Auskunft. Zahlreiche maßstäbliche Abbildungstafeln lassen alle Einzelheiten ausgeführter Konstruktionen der heutigen Installationspraxis erkennen.

Straßenbau. Von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. A. Heeb und Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. A. Kölmel. Mit zahlr. Abb. u. 3 farb. Taf. (Bd. 90.) [Erscheint Herbst 1933] [Best.-Nr. 9390]

Infolge der raschen Entwicklung der neuzeitlichen Bauweisen, -stoffe und -maschinen fehlte es bisher an einem solchen kurzen aber umfassenden Leitfaden über den heutigen Stand des Baues von Land- und Stadtstraßen, in dem alle Fragen von der Entwurfsbearbeitung bis zur Unterhaltung der fertigen Straßen einschließlich der Prüfverfahren der Baustoffe und der amtlichen Bestimmungen mit zahlreichen Abbildungen und Fotos besprochen sind.

Der Städtische Tiefbau. Von Geh. Reg.-Rat Gewerbeschulrat Prof. R. Gürschner u. Studienrat Prof. M. Benzel

I. Teil: Bebauungspläne und Stadtstraßenbau. Von M. Benzel. 4., textlich unveränd. Aufl. Mit 212 Abb. u. 3 mehrfarb. Plänen. (Bd. 34.) Kart. *R.M.* 5.— [Best.-Nr. 9334]

Nach einem kurzen Abriss des Siedlungswesens werden die Bebauungs- und Fluchtlinienpläne, der Bau der Stadtstraßen mit den verschiedenen Befestigungsarten und Sonderanlagen behandelt.

II. Teil: Die Wasserversorgung von Ortschaften. Von R. Gürschner. 6. Aufl. Mit 81 Abb. u. 1 Tabelle. (Bd. 35.) Kart. *R.M.* 2.30 [Best.-Nr. 9335]

Der 2. Teil gibt über alle technischen und wirtschaftlichen Fragen des Baus und Betriebs von Entwässerungs- und Abwasserreinigungsanlagen und über die Ausführungsformen Auskunft.

III. Teil: Stadtentwässerung. Von R. Gürschner u. M. Benzel. 6., verb. Aufl. Mit 146 Abb., 33 Berechnungsbeisp., 3 mehrfarb. Plänen u. 6 graph. u. 5 Zahlentabellen. (Bd. 36.) Kart. *R.M.* 4.80 [Best.-Nr. 9336]

Gewinnung, Reinigung, Speicherung und Verteilung des Wassers werden im 3. Teil behandelt und alle in der Praxis vorkommenden Berechnungen an einer Reihe durchgerechneter Beispiele erläutert.

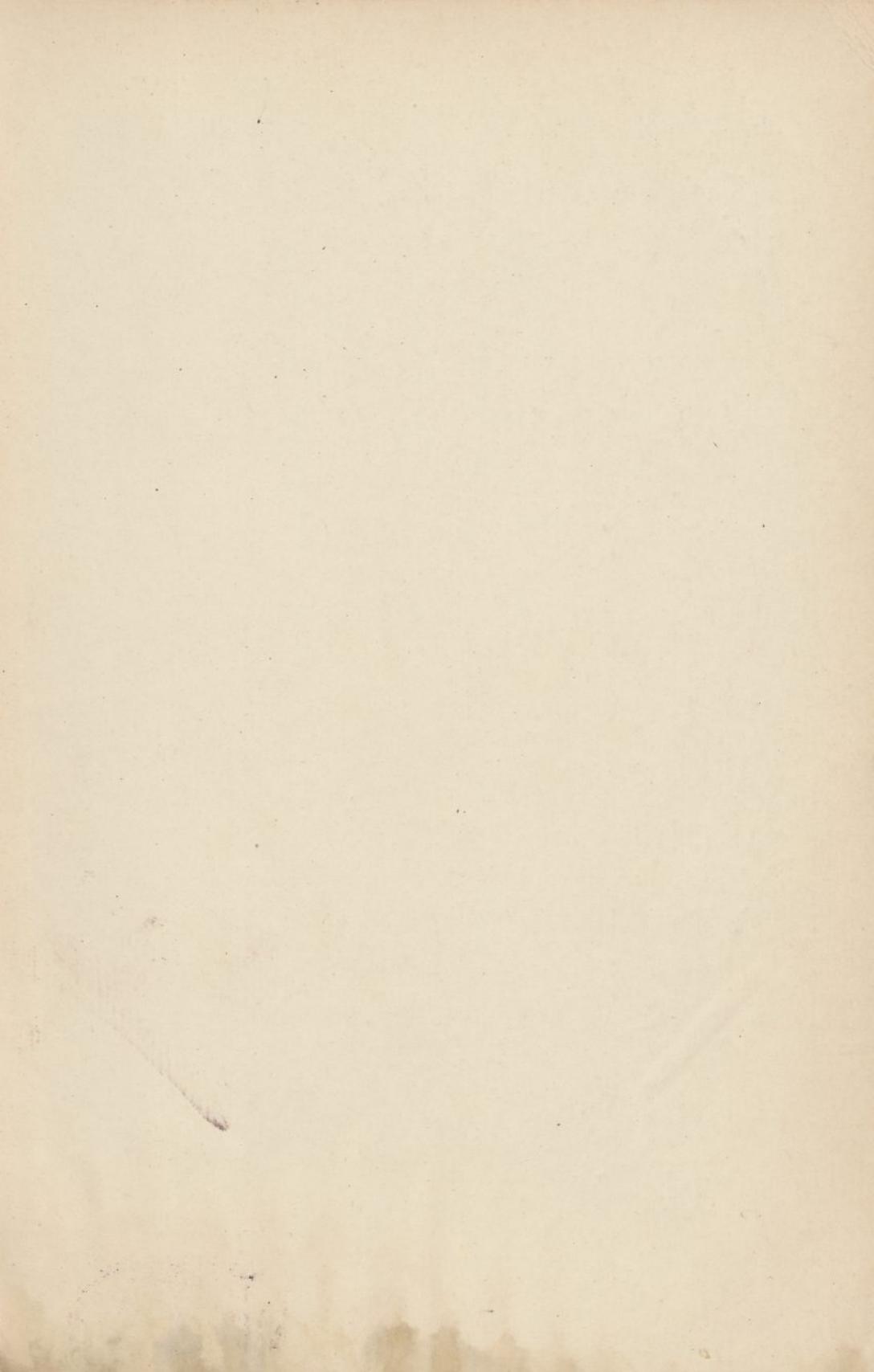
Der Eisenbahnbau. Leitfaden für den Unterricht an den Tiefbauabteilungen der Baugewerkschulen und verwandten technischen Lehranstalten. Von Gewerbeschulrat Oberstudiendir. A. Schau

I. Teil: Allgemeine Grundlagen. Bahngestaltung. Grundzüge für die Anlage der Bahnen. 5. Aufl. Mit 192 Abb. i. T. (Bd. 15.) Kart. *R.M.* 4.40 [Best.-Nr. 9315]

II. Teil: Stationsanlagen und Sicherungswesen. 5., verb. Aufl. Mit 389 Abb. i. T. u. auf 2 Taf. (Bd. 16.) Kart. *R.M.* 5.40 [Best.-Nr. 9316]

Leitfaden der Geologie. Von Reg.-Baumeister Studienrat Dr.-Ing. H. Keppner. 4. Aufl. Mit 4 Abb. i. T. u. 6 Bildtaf. (Bd. 53.) Kart. *R.M.* 1.— [Best.-Nr. 9353]

Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin



Ergänzung zu

WEISKE-NOWSKY

Grundzüge des Fabrik- und Stahlbaues.

Fabrikanlagen.

8. Grundzüge des industriellen Luftschutzes.

a) Allgemeines über Luftangriffe und Luftschutz.

Wenn im Weltkrieg 1914/18 die Gefahrenzone für Luftangriffe auf Ortschaften und Fabrikanlagen in der Nähe des Kampfgebietes beschränkt blieb, so wird in einem künftigen Kriege durch die gewaltige Entwicklung der Luftstreitkräfte das ganze Heimatland bedroht werden.

Das deutsche Reich ist durch seine Mittellage, allerseits von Staaten ohne natürliche Grenzen umgeben, das luftempfindlichste Land Europas. So können z. B. Berlin, das rheinisch-westfälische, das oberschlesische und das sächsische Industriegebiet in einer knappen Stunde von feindlichen Flugzeugen erreicht und mit Bomben belegt werden. Die Luftempfindlichkeit wird durch die Zusammendrängung von Industrie und Bevölkerung erhöht. Das deutsche Reich hat 17 Großstädte mit über 300000 Einwohnern, in denen mehr als 20 % der Bevölkerung wohnen.

Während wir ringsum durch die feindlichen Luftstreitkräfte bedroht sind — Frankreich allein besitzt 4500 Militärflugzeuge — so ist dem Deutschen Reich nach dem Diktat von Versailles die Unterhaltung einer militärischen Luftflotte verboten. Es ist ihm sogar untersagt, zu seiner eigenen Verteidigung Flugzeuge zu unterhalten. Der militärische Luftschutz besteht allgemein aus der Erdabwehr durch Maschinengewehre und Flugzeugabwehrgeschütze, der Abwehr durch Flugzeuge und durch Ballonsperren, d. s. hochgespannte Netze (in 2000—3000 m Höhe), die von Fesselballons gehalten werden. Da neben dem Verbot der Kampfflugzeuge auch die Zahl der Flugabwehrgeschütze stark beschränkt ist — wir besitzen insgesamt nur 81 Flugabwehrgeschütze, die in der Hauptsache in Königsberg und Swinemünde, der Rest in den anderen Marinestandorten in festen Stellungen eingebaut sind, so daß wir überhaupt keine beweglichen Abwehrgeschütze haben — kann man von einer deutschen militärischen Luftabwehr kaum sprechen.

Das Deutsche Reich ist also auf den passiven (zivilen) Luftschutz beschränkt. Nach dem Pariser Luftabkommen vom 21. Mai 1926 sind uns Maßnahmen

BEST.-NR. 9425 a

zum Schutze von Gut und Leben der Bevölkerung gestattet. Dieser Selbstschutz ist von großer Bedeutung. Er darf nicht etwa mit dem Bemerken abgelehnt werden, daß es gegen Luftangriffe keinen Schutz gäbe. Wenn auch die Gefahr groß ist, so läßt sich die Wirkung eines Angriffs bei genügender baulicher Vorbereitung und entsprechender Schulung mit tatkräftiger Selbsthilfe der Bevölkerung auf ein Mindestmaß beschränken.

Der zivile Luftschutz hat die Aufgabe, Schutzbauten, in denen die Bevölkerung bei Fliegeralarm ihre Zuflucht nehmen kann, herzustellen und Schutzmaßnahmen gegen Sicht, für Tag- und Nachtangriffe, zu treffen. Außerdem soll er Hilfskräfte zur Sicherung des Lebens der Bevölkerung nach einem erfolgten Luftangriff (Entgiftungstrupps, Hilfsfeuerwehr) ausbilden und Hilfsgeräte, wie Gasmasken, Schanzzeug, oder Hilfsstoffe, z. B. Sand, Chlorkalk, Wasser, bereitstellen. Mit dem Luftschutz hängt ein Flugmelde- und Warndienst zusammen, der rechtzeitig den zu erwartenden Luftangriff erkennt und weitermeldet. Er unterteilt sich in den polizeilichen (behördlichen) Warndienst und in den besonderen Dienst (für Betriebe — d. i. der industrielle Luftschutz —, für Straßen, Häuserblocks usw.), der von der Bevölkerung ausgeübt wird und an den polizeilichen Luftschutz angeschlossen sein muß.

b) Art und Wirkung der Fliegerbomben.

Die Kampfflugzeuge, die das Luftkampfgerät bilden, bestehen je nach dem Verwendungszweck aus Aufklärungs- und Bombenflugzeugen. Letztere unterteilt man wieder in Tag- und Nachtbomber. Ein Aufklärungsflugzeug (Flugweite bis 800 km) kann 150—200 kg Bombengewicht mitführen, während ein Bombenflugzeug bei 1000 km Flugweite eine Tragfähigkeit von 2000 bis 4000 kg besitzt. Die Kampfflugzeuge können eine Höhe von 6000 m erreichen, die außerhalb unserer Erdatmosphäre liegt. Je nach der beabsichtigten Wirkung führen die Flugzeuge Spreng-, Brand- oder Gasbomben mit. Ein Geschwader wird zur Erhöhung der moralischen Wirkung in der Regel alle drei Bombenarten mitnehmen. Die kleinen Sprengbomben unter 100 kg sind vor allem gegen lebende Ziele bestimmt. Sie haben eine beträchtliche Splitterwirkung, können aber auch Gebäude erheblich beschädigen. Die größten Sprengbomben, die jetzt bis zu einem Gewicht von 1800 kg mit 900 kg Sprengstoff ausgeführt sind, bringen ganze Häuserblocks aus Mauerwerk zum Einsturz.

Im Gegensatz zu den Sprengbomben haben die Brandbomben nur geringes Gewicht, das zwischen 200 g und 5 kg liegt. Ihre Füllung besteht aus Thermit, das durch Wasser nicht gelöscht werden kann und eine Hitze von 2000—3000° entwickelt. Das Gewicht genügt, um die üblichen Dachdeckungen zu durchschlagen und bei einer Brenndauer von 5 bis 10 Minuten den Dachboden und die dort lagernden Gegenstände in Brand zu setzen. Wegen des geringen Gewichts kann ein Flugzeug mehrere Hundert solcher Brandbomben mitführen.

Die dritte Art, die Gasbomben, die bis zu etwa 300 kg Gewicht ausgeführt werden, enthalten die giftigen Kampfstoffe, wie Grünkreuz, Gelbkreuz, Blaukreuz usw., und sind für lebende Ziele bestimmt. Da die Gase schwerer als Luft sind, kriechen sie bei Windstille am Boden entlang und dringen bei



mangelnden Schutzmaßnahmen in die Zufluchtsräume ein. Einen sicheren Schutz für den einzelnen gegen die Kampfgase bietet die Gasmaske, die je nach dem Bestimmungszweck ausgeführt ist. Für die passive Belegschaft ist sie im allgemeinen entbehrlich, da diese in gasdichten Unterständen untergebracht wird. Doch müssen die Hilfstrupps, die nach einem Angriff im vergasteten Gebiet zu arbeiten haben, damit ausgerüstet werden.

c) Industrieller Luftschutz.

Im zivilen Luftschutz nimmt der industrielle Luftschutz eine Sonderstellung ein. Eine Werksanlage bildet in diesem eine selbständige Einheit, die für ihre Luftschutzvorbereitungen im Rahmen der von der Reichsregierung angeordneten Luftschutzmaßnahmen selbst zu sorgen hat. Im folgenden soll ein kurzer Überblick über den Werkluftschutz gegeben werden, wobei zu bemerken ist, daß dieser zum Teil noch in den Anfängen steckt, so daß hier nur von allgemeinen Richtlinien und Vorschlägen gesprochen werden kann.

Die Betriebsleitung ernennt einen Werkluftschutzleiter¹⁾, in dessen Händen alle Arbeiten zum Schutze der Betriebsanlagen und der Belegschaft liegen. Dieser legt alle luftschutztechnischen Maßnahmen in einem Werkluftschutzplan fest, der dauernd vervollständigt und auf dem laufenden gehalten werden muß. Der Plan enthält im wesentlichen eine Beschreibung des Betriebs, Angaben über die Stärke der Belegschaft, eine Personenliste über die im Ernstfalle verfügbaren Hilfsmannschaften mit Angaben über die Ausrüstung der Trupps, Ausführung der Schutzanlagen sowie die bei Aufruf des Luftschutzes zu treffenden Maßnahmen.

Nach diesem Werkluftschutzplan müssen aus der Belegschaft (d. i. die passive Belegschaft) die Hilfstrupps (d. i. die aktive Belegschaft) bestimmt, ausgebildet, ausgerüstet und mit Anweisungen für den Fall ihres Einsatzes versehen werden. Solche Trupps sind:

Werkspolizei zur Aufrechterhaltung der Ordnung im Werke, im Arbeits- und Schutzraum,

Werksfeuerwehr,

Rettungs- und Entgiftungstrupps,

Werkssanitätstrupps,

Wiederherstellungs- und Räumungstrupps, bestehend aus Facharbeitern, die etwaige Schäden nach einem Fliegerangriff möglichst schnell beseitigen sollen.

Für das Werk ist ein Warn- und Alarmdienst einzurichten, der die Verbindung mit dem polizeilichen Luftschutzwarndienst aufnimmt und für die Weitergabe der Meldungen an den Werkluftschutzleiter und dessen Maßnahmen für jeden Betriebszweig sorgt.

Auch die baulichen Maßnahmen zum Schutz der Betriebsbauten und die Anlagen von Schutzräumen für die Belegschaft unterstehen dem Werkluftschutzleiter.

1) Für diesen dienen als Richtlinien die Merkblätter für industriellen Luftschutz, bearbeitet vom Reichsstand der deutschen Industrie. Berlin W 35, Königin-Augusta-Str. 28.

d) Bauliche Luftschutzmaßnahmen.

Besonderen Wert hat das Werk auf die baulichen Schutzmaßnahmen zu legen. Hier ist zwischen solchen für vorhandene Bauten, Umbauten bzw. Erweiterungen und Neuanlagen zu unterscheiden. Die Ansicht, daß baulicher Luftschutz wegen der hohen Kosten abzulehnen sei, ist durchaus irrig. In den meisten Fällen wird man ohne großen Mehraufwand die luftschutztchnischen Gesichtspunkte berücksichtigen können. Freilich wird es nicht gelingen, einen Schutz gegen Volltreffer von mittleren und schweren Sprengbomben zu geben, doch kann erreicht werden, daß die Zerstörungswirkungen gering bleiben und daß die Bauten einem hohen waagerechten Druck von in der Nähe einschlagenden Bomben standhalten. Dieser Gasdruck läßt sich mit dem Winddruck vergleichen, obwohl er ein Vielfaches beträgt.

Größter Winddruck	$w = 100-200 \text{ kg/m}^2$
Sprengdruck bei Explosion von 1000 kg Sprengstoff	
in 20 m Entfernung.	$p = 50000 \text{ kg/m}^2$
in 50 m „	$p = 30000 \text{ kg/m}^2$
in 400 m „	$p = 3600 \text{ kg/m}^2$

Die chemisch-technische Reichsanstalt gibt für den Sprengdruck p in kg/cm^2 bei der Entfernung l in Metern von dem Explosionsherd folgende Formel an:

$$p = \frac{23,2 - 0,04 l}{\sqrt{l}} \text{ kg/cm}^2.$$

Gebäude aus Mauerwerk mit Holzbalken- oder Stahlträgerdecken bieten keinen ausreichenden Schutz. Solche Bauwerke klappen wie Kartenhäuser zusammen, wenn eine schwere Bombe einige hundert Meter von ihnen entfernt einschlägt. Der größte Wert muß auf die Erzielung einer genügenden Seitensteifigkeit gelegt werden. Diese Bedingung erfüllen der Stahl- oder der Eisenbetongerippebau. Welcher von diesen Bauweisen der Vorzug zu geben ist, müssen erst eingehendere Untersuchungen erweisen. Das Stahlgerippe hat den Vorzug größerer Dehnungsfähigkeit, besonders in den Rahmenecken, während das Rahmenwerk aus Eisenbeton mit besonders steifen Ecken ausgeführt ist, so daß die waagerechten Kräfte sicher von den Versteifungsrahmen aufgenommen werden können. Bei dem Einbau der Fache ist zu beachten, daß diese gegen den hohen äußeren Druck von in der Nähe einschlagenden Sprengbomben zu sichern sind, während sie andererseits bei hohem Druck von innen (Sprengbombe im Gebäude) herausfallen sollen, damit das wertvolle Gerippe nicht gefährdet wird. Bei Explosionen hat sich gezeigt, z. B. bei der Explosion des Gasometers in Neunkirchen am 10. Februar 1933, daß die Gerippebauten im Gegensatz zu viel ferner stehenden Gebäuden aus Mauerwerk wenig gelitten haben.

Bei Neuanlagen von Fabriken sollte kein Mittel zur Erreichung eines genügenden Luftschutzes versäumt werden. Es kann nicht scharf genug hervorgehoben und sollte recht bald durch Gesetz festgelegt werden, daß bei Neubauten alle nur möglichen Maßnahmen für den Luftschutz zu berücksichtigen sind. Denn was nützt die beste Schulung der Belegschaft zur Abwehr eines Luftangriffs, wenn Wohngebäude, Verkehrsbauten und Fertigungswerkstätten

im weiten Umkreis von Einschlägen zusammenfallen oder in Brand geraten und die Belegschaft in ihren Zufluchtsorten große Verluste erleidet? Der nachträgliche Einbau in eine fertige Anlage ist aber schwerer, schlechter und teurer als die Berücksichtigung bei dem Neubau.

Aus diesem Grunde sollten Industriebauten nur als Gerippebau in Stahl oder in Eisenbeton hergestellt werden. Kann man sich aus irgendeinem Grunde nicht dazu entschließen, z. B. bei Siedlungsbauten oder Verwaltungsgebäuden, so sollte man wenigstens das Kellergeschoß als Gerippebau mit fester Decke und die Bodendecke ebenfalls massiv ausführen, wodurch die Steifigkeit des Gebäudes erhöht wird. Die sogenannte „Massivdecke“¹⁾ unter dem Dach bietet eine gute Sicherung gegen Brandbomben. Bei vorhandenen Bauten kann eine feuerbeständige Branddecke eingezogen werden. Eine starke nicht feuerbeständige Decke kann durch eine Betonauflage oder durch eine 5 cm starke Lehm- oder Sandaufschüttung zur Branddecke gemacht werden. Die leichten Brandbomben durchschlagen die Dachhaut und bleiben auf der obersten Decke liegen. Sie verbrennen dort, ohne größeren Schaden anzurichten, wenn auf dem Bodenraum nur unverbrennbare Gegenstände gestapelt sind. Die Dachhaut aus Eisenbeton oder aus Stahlpfannenblechen ist ebenfalls zu empfehlen, wobei ein Abgleiten der Brandbomben an steileren Dachflächen (über 45°) zu erwarten ist. Man sollte jedoch auch in diesem Falle nicht auf die oberste feste Decke verzichten, die als waagerechte Brandmauer wirkt.

Bei der Planung einer Neuanlage soll man das Grundstück genügend groß wählen, so daß Freiflächen zwischen den Betriebswerkstätten vorgesehen werden, die sich später vielleicht für die Erweiterung benutzen lassen. Mit dieser Auflösung der Werkanlage mindert man die Wirkung von Treffern und zwingt den Flieger, wenn er sein Ziel treffen will, tiefer herunter zu gehen und sich so in den Bereich der Erdabwehr zu begeben, soweit eine solche mit unseren unzulänglichen Mitteln überhaupt möglich ist. Vom Standpunkt der Luftsicherheit sollten Fabrikanlagen möglichst einzeln außerhalb der großen Städte, fern von Verkehrsbauten, wie Bahnanlagen oder anderen „lohnenden Zielen“, errichtet werden. Wieweit sich dies mit den Verkehrsverhältnissen des Werkes vereinbaren läßt, muß in jedem Falle entschieden werden.

Der Schutz gegen Sicht kann durch bauliche Maßnahmen gefördert werden. Durch geeigneten Anstrich wird die Erkennbarkeit des Zieles erschwert. Je gleichmäßiger eine Anlage wirkt, um so schwerer ist es, die lebenswichtigen Werkteile zu erkennen und mit Bomben zu belegen. Durch Scheinanlagen auf dem Erweiterungsgelände oder durch Scheinaufbau des Werkes an anderer Stelle kann der Flieger irreführt werden. Die Anpflanzung von Bäumen ist ein Tarnmittel zur Beseitigung der scharfen Umrisse der Werkanlagen. Für Luftangriffe bei Tage kann man auch das Werk durch Vernebelung schützen, jedoch muß sich diese auf eine große Fläche und unter Umständen auf einen großen Zeitraum erstrecken, so daß eine Vernebelung teuer und auch technisch schwierig ist. So spielen u. a. Windrichtung und

1) Vgl. Erhöhter Luft- und Feuerschutz durch Einbau von Massivdecken von Dipl.-Ing. Altmüller, Hamburg. Aus Zeitschr. „Die Bauindustrie“. Jahrg. 1933, Heft 4 u. 5.

Windstärke eine entscheidende Rolle. Versuche sind noch nicht abgeschlossen.— Zum Schutz gegen Fliegerangriffe bei Nacht ist die Verdunkelung des Werkes von großer Wichtigkeit. Das Vorziehen von Vorhängen vor Fenster wird keine Schwierigkeiten machen, jedoch müssen vor allem auch die Glasdächer abgeblendet werden. Dies läßt sich z. B. durch einen besonderen Wagen mit entsprechender Einrichtung erreichen, der beim Verfahren den Vorhang vor die Oberlichter zieht. Von der Befehlsstelle des Werkluftschutzleiters ist die gesamte Hauptbeleuchtung des Werkes auszuschalten, so daß für die notwendigen Arbeiten bei Fliegergefahr eine Notbeleuchtung mit gut abgeschirmten Lichtquellen ausreichen muß. Gerade für Nachtangriffe werden Scheinanlagen mit mäßiger Beleuchtung ein falsches Ziel vortäuschen können.

e) Schutzräume.

Als allgemeine Schutzmaßnahme für die Belegschaft dienen Schutzräume, die gegen mittlere und schwere Treffer nicht schützen, aber splittersicher und sicher gegen hohen Druck von allen Seiten sein müssen. Am geeignetsten sind die Kellerräume, in die sich solche Unterstände einbauen lassen. Man kann auch auf dem Freigelände besondere Unterstände errichten oder Schächte, Kanäle, Unterführungen oder Tunnel zum Ausbau benutzen. Man wählt nicht zu große Schutzräume — für 20—50 Personen — um bei Treffern die Verluste gering zu halten. Die Hilfstrupps bringt man in besonderen Räumen unter, um sie geschlossen einsetzen zu können. Die Höhe der Schutzräume wird am besten mit 3 m bemessen, da man für jede Person mit einem Platzbedarf von 1 m² und einem Luftraum von 3 m³ rechnen muß, wenn keine künstliche Lüftungsanlage vorhanden ist.

Als Baustoff für solche Unterstände ist Eisenbeton oder ein Stahlgerüst, das in Beton eingebettet wird, geeignet. Da auch der Druck von unten bei nahen Einschlägen eine Rolle spielen kann, so wird man einen geschlossenen Rahmen vorsehen, dessen Widerstandsfähigkeit nach allen Seiten gleich groß ist. Eine 25 cm starke Betonschicht oder eine 38 cm starke Ziegelmauer gelten als gas- und splittersicher. Außerdem sind zum gasdichten Abschluß die Wände mit Ölfarbe zu streichen. Die Decke muß so stark sein, daß sie das Gewicht einschließlich des Massendrucks des darüber etwa zusammenstürzenden Hauses zu tragen vermag. Man wird sie für eine Belastung von 2500 kg/m² zu bemessen haben. Zu empfehlen ist eine doppelte Eisenbetondecke mit einer federnden Zwischenschicht, z. B. Sand oder Lehm.

Bei Neuanlagen baut man die Schutzräume mit ein, während sie bei vorhandenen Gebäuden durch Verstärkung der Decke, Verringerung der Spannweite der Deckenträger und Unterzüge mit Hilfe von Zwischenstützen und Einziehen von Eisenbetonwänden, die dem seitlichen Druck widerstehen, herzustellen sind. Über den Ausbau solcher Schutzräume gibt das vom Reichsstand der deutschen Industrie bearbeitete 3. Merkblatt für industriellen Luftschutz Auskunft. Jeder Schutzraum erhält zwei Ausgänge mit je einem durch Türen abgeschlossenen Vorraum, der sogenannten Gasschleuse. Türen und Fenster sind splittersicher und gasdicht auszuführen. Sie müssen sich durch einen kräftigen Verschuß verriegeln lassen. Geeignet sind feuerbeständige, reine Stahltüren, die sich nach außen öffnen, mit Gummidichtung und gas-

dichten Einlagen. Vor die Fenster setzt man von innen oder von außen gasdichte Fensterladen, am besten aus einem Stahlrahmen, mit Gummidichtung. Eine vorgesetzte Sandsackschicht erhöht noch die Splittersicherheit.

Alle Sammelunterstände sind möglichst durch Fernsprecher oder andere Nachrichtenmittel mit der ebenfalls in einem Schutzraum untergebrachten Warnstelle zu verbinden. Für Notbeleuchtung aus besonderer Stromquelle und für Trinkwasser muß gesorgt werden. Zur Einrichtung eines Schutzraumes gehören genügend Sitzgelegenheiten für die Belegschaft, auch einige Liegepritschen, da der liegende Mensch die geringste Menge an atembarer Luft verbraucht. Ferner müssen Notaborte vorgesehen werden. Auch ist für eine Hausapotheke mit den notwendigen Verbandsmitteln zu sorgen. Schließlich sind Geräte zur Selbstbefreiung, wie Spaten, Kreuzhacken, Äxte, Brechstangen, Sägen und einige Eisenklammern bereit zu legen.

Zum Schluß seien hier noch neben den Merkblättern über industriellen Luftschutz die wichtigsten Aufsätze aus dem Fachschrifttum genannt

Major Justrow, Konstruktion und Wirkung von Fliegerbomben. Ztschr. f. d. gesamte Schieß- und Sprengstoffwesen. Hefte April bis Juni 1927. Verlag Dr. August Schrimppf, München 2 NO, Ludwigstr. 14.

Dr. Werner Roos, Mit welcher Wirkung von Luftbomben gegen Bauten ist zu rechnen? Gasschutz und Luftschutz, Heft 2, 1932.

Dipl.-Ing. Scerl, Technische und wirtschaftliche Durchführung von Luftschutzmaßnahmen bei Bauten. Gasschutz und Luftschutz, Heft 2, 1932.

Reg.-R. Dr. Freiherr von Maß, Bauwesen und Luftschutz. Gasschutz und Luftschutz, Heft 2, 1932.

Werner Peres, Wirkung von Sprengbomben. Gasschutz und Luftschutz, Heft 11, 1932.

General Enrico Maltese, Italien, Sprengbombe und aerochemischer Angriff. Gasschutz und Luftschutz, Heft 1, 1933.

Hofrat Ing. Herzka, Wien, Die Frage des Stahlbaues und der Stahlverwendung für den Luftschutz. Gasschutz und Luftschutz, Heft 2, 1933.

Berat. Ing. Mensch, Verhalten der Stahlkonstruktion und der Steineisendecken bei einer Explosion. Stahlbau, Heft 4, 1932.

Prof. Schuhmacher, Bauliche Maßnahmen des zivilen Luftschutzes. Gasschutz und Luftschutz, Heft 3, 1933.

Dipl.-Ing. Lautmann, Die praktische Ausgestaltung von Luftschutzanlagen. Gasschutz und Luftschutz, Heft 3, 1933.

Ing. Werner Peres, Noch einmal Wirkung von Sprengbomben. Gasschutz und Luftschutz, Heft 6, 1933.

Dipl.-Ing. Schoßberger, Versuche einer Systematik des baulichen Branzschutzes. Gasschutz und Luftschutz, Heft 9, 1933.

Branddirektor Effenberger, Wertung der Baustoffe und Baukonstruktionen mit Rücksicht auf die Brandgefahr bei Luftangriffen. Gasschutz und Luftschutz, Heft 11, 1933.

Die Zeitschrift „Gasschutz und Luftschutz“ erscheint im Verlag Dr. August Schrimppf, Berlin NW, In den Zelten 22.

Grundzüge des Fabrik- und Stahlbaues

Ein Leitfaden für Studierende des Maschinenbaufaches
und für die Praxis

von Stud.-Rat Dipl.-Ing. *A. Weiske*, Magdeburg
und Stud.-Rat Dr.-Ing. *H. Nowsky*, Magdeburg

3., vollst. umgearb. u. verm. Aufl. der Baukunde für Maschinentechniker von
A. Weiske. Mit 348 Abb. (VI u. 231 S.) gr. 8. 1933. Kart. *ℛ.ℳ* 6.60 [Best.-Nr. 9425]

Auch geteilt:

1. Teil: **Fabrikbau**. Mit 172 Abb. (IV u. 106 S.) Kart. *ℛ.ℳ* 3.40 [Best.-Nr. 9423]

2. Teil: **Stahlbau**. Mit 176 Abb. (125 S.) Kart. *ℛ.ℳ* 3.60 [Best.-Nr. 9424]

Einige Proben aus den zahlreichen Urteilen über den Leitfaden:

„Das Buch ist *ganz hervorragend* in Auswahl und Darbietung des Stoffes.“
(Baurat Schieckel, Höh. Masch.-Bauschule, Leipzig, 14. 11. 1933.)

„*Wegen der Vorteile* des Buches habe ich beschlossen, es sowohl in der Höheren Technischen als auch in der Technischen Staatslehranstalt für Maschinenwesen mit Beginn dieses Schulhalbjahres *pflichtmäßig einzuführen*.“

(Stud.-Dir. Dipl.-Ing. *H ö m b e r g e r*, Ver. Techn. Staatslehranst. f. Maschinenwesen, Frankfurt/M., 24. 10. 1933.)

„Die Lektüre ist durch die klare und knappe Zusammenfassung des Stoffes leicht und in manchen Abschnitten *geradezu fesselnd*. Die aus dem Lehrplan der HTL für Maschinenwesen sich für die Auswahl des Stoffes ergebenden Bedingungen erscheinen mir restlos erfüllt. Die *Abbildungen* sind klar und gut verteilt. Druck und Papier sind ausgezeichnet.“ (Reg.-Baumeister Stud.-Rat *S c h u l e r*, HTL Königsberg/Pr., 19. 9. 1933.)

„Das Buch finde ich *recht zweckentsprechend* und in Anbetracht der *tadellosen Ausstattung* sehr preiswert. — Der Maschinenbaufachmann dürfte darin über alle ihn interessierenden Baufachfragen restlose Aufklärung finden. Meinen Schülern werde ich es selbstverständlich zur Anschaffung *dringend empfehlen*.“

(Prof. Architekt *B u b*, Vereinigte Techn. Staatslehranst., Würzburg, 10. 10. 1933.)

„Die vielumstrittene Frage: ‚Was muß der Maschinenbauer vom Bauwesen wissen?‘ ist durch den neuerschienenen Leitfaden bestens beantwortet. Das Buch kann zur Einführung an allen HTL *wärmstens empfohlen* werden.“

Baurat Dipl.-Ing. *F r a n c k*, Höh. Masch.-Bauschule, Leipzig, 15. 12. 1933.)

„Stoffeinteilung und Behandlung des Stoffes in Text und Abbildungen ist durchaus anzuerkennen. Das Wesentliche ist klar herausgeschält.“

(Oberstud.-Dir. Dr.-Ing. *P o c k r a n d t*, Techn. Staatslehranst., Gleiwitz, 14. 11. 1933.)

„Das Werk kann in jeder Beziehung als wohl gelungen betrachtet werden. Es ist ein *ausgezeichnetes Hilfsmittel* für Vortrag und Konstruktionsunterricht und an unserer Anstalt *sofort eingeführt* worden.“ (Stud.-Rat Dr.-Ing. *N e t z*, HTL Aachen, 4. 12. 1933.)

Verlag von **B. G. Teubner** in Leipzig und Berlin





BIBLIOTEKA GŁÓWNA

349622L/A