

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100247486

Die Eisenkonstruktionen

Von

L. Geusen

Vierte Auflage

27. 4. 25.

Geist

14. 11

21.-

Die Eisenkonstruktionen

Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch

nebst einem Anhang mit Zahlentafeln
zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen
eiserner Bauwerke

Von

Dipl.-Ing. Prof. ^{*Leonhard*} L. Geusen
Dortmund

Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage

Mit 529 Abbildungen im Text und
auf 2 farbigen Tafeln

do 31. 1. 52



T.H.

Berlin
Verlag von Julius Springer
1925

1925. 537.



№. 21126.

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1925 by Julius Springer in Berlin.



354147 L/1

Vorwort zur vierten Auflage.

Das Erscheinen der „Vorschriften für Eisenbauwerke“ der Deutschen Reichsbahn 1922 bedingte eine vollständige Umarbeitung des Kapitels „Eisenbahnbrücken“, die auf die übrigen Abschnitte des Lehrbuchs nicht ohne Einfluß blieb. Auch der Fortschritt der Arbeiten des „Normenausschusses der Deutschen Industrie“ (DIN) führte zu mannigfachen Änderungen und Zusätzen.

Die vollständige Übernahme der DIN-Bezeichnungsweise, insbesondere der Sinnbilder für die Niete und Schrauben, hätte die Neuanfertigung fast sämtlicher Druckstöcke für die Abbildungen erforderlich gemacht, die ich der Verlagsbuchhandlung nicht zumuten wollte, da sich einmal die Dinormen selbst noch im Fluß befinden, also bei der nächsten Auflage vielleicht ganz andere Sinnbilder vorschreiben, dann aber für den Lernenden die Art der Bezeichnungsweise von viel geringerer Bedeutung als ihre folgerichtige Durchführung bei allen Abbildungen ist; die jeweils üblichen Bezeichnungen lernen sich später bei der praktischen Tätigkeit spielend in kurzer Zeit.

Der Inhalt des Lehrbuchs gliedert sich wie bisher in die drei Abschnitte:

1. Konstruktionsgrundlagen (Eisensorten, Rost- und Wärmeschutz, Verbindungsmittel, Träger, Säulen);
2. Hochbaukonstruktionen (Decken, Dächer, Fachwerkwände, Treppen);
3. Brückenkonstruktionen (Eisenbahn- und Straßenbrücken).

Dem Zwecke eines Lehrbuchs entsprechend sind die für die Durchbildung der Konstruktionen maßgebenden Gesichtspunkte und Regeln zunächst allgemein erörtert und begründet und darauf an Hand bestimmter Aufgaben erläutert. Dieses Verfahren ersetzt bei der Einführung des Studierenden in die grundlegenden Gesetze und in das Verständnis der für die Werkstatt erforderlichen Maßangaben wohl am besten das gesprochene Wort und bietet gleichzeitig dem Lehrer eine Anzahl von Aufgaben zur Auswertung bei den Entwurfsarbeiten. Die Aufgaben selbst sind durchweg ausgeführten Konstruktionen entnommen, aber keine getreuen Nachbildungen der wirklichen Ausführung; das Lehrbuch verlangt eben Anpassung der vorgeführten Beispiele an die aufgestellten Grundregeln. Bei allen Aufgaben ist auf Grund der als bekannt vorausgesetzten Gesetze der Statik und Festigkeitslehre das den einzelnen Konstruktionen rechnerisch Eigentümliche, insbesondere die Ermittlung der äußeren Belastungen und die übersichtliche und zweckmäßige Durchführung der Zahlenrechnung vorgeführt.

Der Umfang des Lehrbuchs überschreitet nur unwesentlich die Grenzen der früheren Auflagen. Der durch den Fortfall einiger veralteter Konstruktionen gewonnene Raum diente hauptsächlich zur weiteren Ausgestaltung des Kapitels „Fachwerkwände“; hier ist die Berechnungsgrundlage für die Verbindung gegenüberliegender Wandsäulen durch vollwandige Binder tafelmäßig gegeben. Bei den übrigen Ergänzungen und Erweiterungen habe ich neueren Anschauungen und Wünschen soweit Rechnung getragen, wie es der für ein Lehrbuch nun einmal unumgänglich notwendige unverrückbare Standpunkt zuließ.

Der Deutschen Reichsbahn und dem Normenausschuß der Deutschen Industrie bin ich für die gewährte Nachdruckerlaubnis und vielfache Anregung, der Verlagsbuchhandlung für ihr weitgehendes Entgegenkommen auf meine Wünsche für die Ausgestaltung des Werkes zu besonderem Danke verpflichtet.

Dortmund, im Februar 1925.

L. Geusen.

Nachtrag zum Vorwort.

Nach der Drucklegung des Werkes erschien die amtliche Ausgabe der Vorschriften für Eisenbauwerke als Berechnungsgrundlage für eiserne Eisenbahnbrücken vom 25. Februar 1925 82 D 2531, deren Berücksichtigung daher nicht mehr möglich war; ihre Fassung unterscheidet sich in wesentlichen Punkten nicht von der vorläufigen Fassung des Jahres 1922 und berührt daher kaum Art und Gang der Berechnung, die für den Lernenden immer das Wichtigste bleiben; bei der späteren praktischen Tätigkeit greift der Ingenieur doch immer nach der amtlichen Ausgabe der Vorschriften, nicht nach ihrem Abdruck im Lehrbuch. Der Hauptgegenstand des Buches, nämlich die konstruktive Ausbildung der Eisenbauwerke, bleibt von der neuen Fassung der Vorschriften ganz unberührt.

Dortmund, im März 1925.

L. Geusen.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt.

Die Konstruktionsgrundlagen.

	Seite
Erstes Kapitel.	
Die zu Bauzwecken verwendeten Eisen- sorten. Schutz des Eisens gegen Rost und Wärme.	
1. Die Eisensorten	1
2. Reinigung und Rostschutz des Eisens .	2
3. Wärmeschutz des Eisens	3
Zweites Kapitel.	
Verbindungsmittel.	
I. Die Verbindung ist auf Abscheren beansprucht	4
A. Berechnung der Nietverbindungen .	5
B. Anordnung der Nietverbindungen .	8
C. Beispiele	11
II. Die Verbindung ist auf Zug bean- sprucht	14
Drittes Kapitel.	
Träger.	
A. Berechnung der Träger	17
I. Vollwandige Träger	17
1. Balkenträger	17
a) Berechnung des Trägerquerschnitts	17
b) Berechnung der Auflagerung . . .	20
2. Bogenträger	21
a) Ermittlung der Stützdrücke, Bie- gungsmomente, Längs- und Scher- kräfte	21
b) Berechnung des Trägerquerschnitts	22
c) Berechnung der Gelenke	22
II. Fachwerkträger	25
1. Berechnung der Stabkräfte	37
2. Berechnung der Auflagerung	38
B. Konstruktion der Träger	38
I. Vollwandige Träger	38
1. Querschnittsformen	38
2. Stoß der Träger	43
3. Anschluß der Träger aneinander . . .	48
4. Auflagerung im Mauerwerk	51
5. Verankerung mit dem Mauerwerk . .	54
II. Fachwerkträger	55
1. Querschnittsform der Stäbe	55
2. Ausbildung der Knotenpunkte	66
3. Ausbildung der Stäbe zwischen den Knotenpunkten	77
4. Auflagerung	84
Viertes Kapitel.	
Säulen.	
A. Berechnung der Säulen	92
I. Die Säule wird nur auf Druck be- anspruchung	92
1. Berechnung des Säulenquerschnitts . .	92
2. Berechnung der Auflagerung	93
II. Die Säule wird auf Druck und Bie- gung beansprucht	94
1. Berechnung des Säulenquerschnitts . .	94
2. Berechnung der Säulenfußplatte . . .	98
3. Berechnung der Auflagerung	106
B. Konstruktion der Säulen	108
I. Gußeiserne Säulen	108
1. Querschnittsform	108
2. Kopf- und Fußausbildung	109
3. Trägerauflagerung	111
II. Flußeiserne Säulen	113
1. Querschnittsform	114
2. Schaftausbildung	115
3. Kopf- und Fußausbildung	116
4. Trägerauflagerung	121

Zweiter Abschnitt.

Hochbaukonstruktionen.

	Seite		Seite
Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchung der Baustoffe	123	B. Konstruktion der eisernen Dächer	145
Fünftes Kapitel.		I. Die Dachdeckung	145
Deckenkonstruktion.		1. Wellblechdeckung	145
A. Berechnung der Deckenkonstruktionen	125	2. Glasdeckung	147
Belastungen und zulässige Beanspruchungen	125	II. Die Sparren	155
I. Die Deckenfüllung	126	III. Die Pfetten	156
II. Die Deckenbalken u. Unterzüge	128	IV. Die Binder	159
III. Die Säulen	129	1. Rein eiserne Binder	159
B. Konstruktion der Decken	129	2. Gemischt eiserne Binder	163
1. Deckenfüllung in Holz	129	a) Holz-Eisen-Binder	163
2. Deckenfüllung in Stein	130	b) Eisenbeton-Eisen-Binder	166
3. Deckenfüllung in Eisen	132	V. Der Windverband	168
Sechstes Kapitel.		Siebentes Kapitel.	
Dachkonstruktionen	133	Fachwerkwände.	
A. Berechnung der Dachkonstruktionen	134	I. Konstruktion der Fachwerkwände	169
Belastungen und zulässige Beanspruchungen	134	II. Berechnung der Fachwerkgebäude gegen Winddruck	172
I. Die Dachdeckung	135	Achstes Kapitel.	
1. Wellblechdeckung	135	Treppen.	
2. Glasdeckung	138	A. Berechnung der Treppen	188
II. Die Sparren	138	B. Konstruktion der Treppen	191
III. Die Pfetten	138	1. Gemischt eiserne Treppen	191
1. Ermittlung der äußeren Lasten	138	2. Rein eiserne Treppen	191
2. Ermittlung der Biegemomente	142	3. Wendeltreppen	193
IV. Die Binder	143		
V. Der Windverband	144		

Dritter Abschnitt.

Der Brückenbau.

	Seite		Seite
Neuntes Kapitel.		B. Konstruktion der Eisenbahnbrücken	237
Zweck, Einteilung und allgemeine Anordnung	181	I. Die Fahrbahndecke	237
Zehntes Kapitel.		1. Oberbauanordnung	237
Eisenbahnbrücken.		2. Abmessungen der Fahrbahndecke	242
A. Berechnung der Eisenbahnbrücken¹⁾	197	II. Die Fahrbahntafel	243
Belastungen und zulässige Beanspruchungen	197	1. Buckelbleche	243
I. Die Fahrbahntafel	205	2. Tonnenbleche	245
1. Querschwellen	205	3. Beton	245
2. Buckelbleche	205	III. Die Längsträger	247
II. Die Längsträger	206	1. Grundrißanordnung	247
III. Die Querträger	212	2. Querschnittsbildung	247
IV. Die Hauptträger	219	3. Anschluß an die Querträger	249
V. Der Windverband	228	IV. Die Querträger	252
VI. Die Querverbände	230	1. Grundrißanordnung	252
VII. Die Auflager	236	2. Querschnittsbildung	252
		3. Anschluß an die Hauptträger	253

¹⁾ Soweit für die Berechnung neuer Brücken die Vorschriften vom 25. II. 25, 82 D 2531 in Frage kommen, wird um Beachtung des Nachtrages zum Vorwort gebeten.

	Seite
V. Die Hauptträger	255
1. Grundrißausbildung	255
2. Querschnittsbildung	257
a) Vollwandige Träger	257
b) Fachwerkträger	258
3. Auflagerung	259
VI. Der Windverband	260
1. Die Diagonalen	260
2. Die Vertikalen	261
VII. Der Querverband	262
1. Fachwerkförmig gegliederte Quer- verbände	262
2. Querrahmen	263

	Seite
IV. Die Konsolen	272
V. Die Hauptträger	272
VI. Der Windverband	273
VII. Die Querverbände	273
VIII. Die Auflager	276

B. Konstruktion der Straßenbrücken 277

I. Die Fahrbahndecke	277
1. Abmessungen	277
2. Gefälle	278
3. Ausbildung	280
II. Die Fahrbahntafel	282
1. Ausbildung	282
2. Unterbrechungen	283
3. Anschluß an die Widerlager	284
III. Die Längsträger	285
IV. Die Querträger	286
V. Die Konsolen und Geländer	286
VI. Die Hauptträger	289
1. Grundrißausbildung	289
2. Querschnittsbildung	290
3. Auflagerung	290
VII. Der Windverband	291
VIII. Der Querverband	292

Elftes Kapitel.

Straßenbrücken.

A. Berechnung der Straßenbrücken	263
Belastungen und zulässige Beanspruchungen	263
I. Die Fahrbahntafel	267
1. Fahrbahntafel aus Holz	267
2. Fahrbahntafel aus Stein	257
3. Fahrbahntafel aus Eisen	267
II. Die Längsträger	269
1. Die Fahrbahn­längsträger	269
2. Fußweg­längsträger	271
III. Die Querträger	271

Zahlentafeln	293—309
Belastungen und zulässige Beanspruchungen für Freileitungsmaste	310

Aufgaben.

Aufgabe Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Seite	11	11	12	12	13	13	15	42	44	45	46	47	48	49	53	59	62	63	64	
	Nietverbindungen							Träger												
Aufgabe Nr.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31a	31b	32	33	34	35	36	37	38
Seite	65	67	68	70	70	71	72	73	74	75	78	78	80	82	85	86	89	90	93	93
	Träger																			Säulen
Aufgabe Nr.	39	40	41	42	43	44	45	46	47a	47b	48	49	50	51	52	53				
Seite	93	94	94	95	96	97	98	100	101	101	102	103	104	105	106	107				
	Säulen																			
Aufgabe Nr.	54	55	56	57	58	59a	59b	60	61	62	63	64	65	66	67	68				
Seite	107	107	109	110	112	117	118	120	127	127	128	128	128	129	129	135				
	Säulen								Decken							Dächer				
Aufgabe Nr.	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84				
Seite	136	136	137	140	141	167	207	209	210	214	215	217	219	219	222	224				
	Dächer						Eisenbahnbrücken													
Aufgabe Nr.	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97							
Seite	228	228	230	232	236	255	267	267	271	271	273	273	275							
	Eisenbahnbrücken						Straßenbrücken													

Erster Abschnitt.

Die Konstruktionsgrundlagen.

Erstes Kapitel.

Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten. Schutz des Eisens gegen Rost und Wärme.

1. Die Eisensorten.

Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten sind:

- I. **Roheisen** als graues Gießereiroheisen, kurz Gußeisen genannt. Zulässige Beanspruchung auf Zug $k_z = 250 \text{ kg/cm}^2$, auf Druck $k_d = 500 \text{ kg/cm}^2$; daher vorwiegend zu auf Druck beanspruchten Konstruktionsteilen (Auflager, Säulen) verwendet, ferner überall da, wo die leichte Formgebung ausschlaggebend ist (Trägerzwischenstücke, Auflagerteile, vgl. 3. Kap.).
- II. **Schmiedbares Eisen:** $k_z = k_d$; hergestellt entweder in der Birne im Bessemer-(sauren) oder Thomas- (basischen) Verfahren oder im Siemens-Martin- bzw. Elektro-Ofen oder endlich im Tiegel.

1. **Flußeisen:** Eisen mit weniger als 5000 kg/cm^2 Festigkeit, kommt als Bauwerkseisen nur gewalzt zur Verwendung.

2. **Flußstahl:** Eisen mit mehr als 5000 kg/cm^2 Festigkeit, kommt zur Verwendung

- a) gegossen als Stahlformguß (mit einer Dehnung von mindestens 10% der Versuchslänge) besonders zu Auflagerteilen von verwickelter Form;
b) geschmiedet } (mit einer Dehnung von mindestens 16% der Versuchslänge).
c) gewalzt }

Flußstahl, dessen Dehnung und Festigkeit durch Zusatz fremder Metalle erhöht wird, heißt insbesondere Nickelstahl (mit 1 bis $2\frac{1}{2}\%$ Nickelzusatz), Chromstahl, Wolframstahl usw.

Im Tiegel hergestellter Flußstahl (Tiegelflußstahl) wird wegen seiner hohen Herstellungskosten nur zu sehr schwer belasteten Auflagerteilen sowie für die Drahtkabel der Hängebrücken verwendet.

Das gewalzte schmiedbare Eisen wird sowohl zu auf Zug als auch auf Druck als gleichzeitig auf Zug und Druck (d. h. auf Biegung) beanspruchten Konstruktionsteilen verwendet, und zwar in folgenden Hauptquerschnittsformen:

- α) Blech: glattes Blech; Riffelblech (mit einseitig eingewalzten Riffeln von 1 bis 3 mm Höhe); Wellblech (flaches Wellblech Abb. 1 und Trägerwellblech mit ein- oder mehrfacher Wellung Abb. 2a und 2b); Tonnenblech (Abb. 3); Buckelblech (Abb. 4).

- β) Flacheisen (Universaleisen) und Vierkanteisen (z. B. $\frac{80}{10}$; $\frac{25}{25}$).
 γ) Rundeisen (z. B. 30 mm ϕ ; Schraube $1\frac{1}{2}$ " ϕ),
 δ) Profileisen, zusammengestellt im „Deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen“,
 und zwar:

H-Eisen (z. B. HNP. 24); L-Eisen (z. B. LNP. 20); Z-Eisen (z. B. ZNP. 16);

L-Eisen (gleichschenklige z. B. $\sphericalangle 80 \cdot 80 \cdot 10$ oder $\overline{80:10}$ und ungleichschenklige
 z. B. $\sphericalangle 100 \cdot 65 \cdot 9$ oder $\frac{100:9}{65:9}$);

I-Eisen (breitfüßige z. B. I NP. $\frac{8}{4}$
 und hochstegige z. B. I NP. $\frac{5}{5}$);

Quadranteisen (z. B. \curvearrowright NP. 12
 max), Belageisen (z. B. \curvearrowleft NP. 9)
 und Handleisteneisen (z. B. \curvearrowright NP. 8).

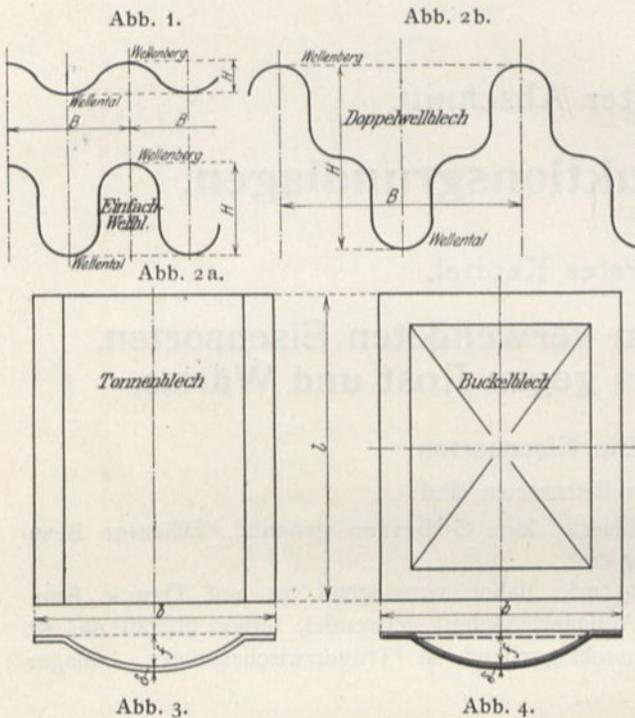
Die an die Güte des Baustoffs
 und an die aus ihm hergestellten
 Konstruktionen zustellenden Anfor-
 derungen sind in den

„Normalbedingungen für die
 Lieferung von Eisenbauwerken
 (DIN 1000)“

und für die preußische Staatsbau-
 verwaltung insbesondere in den

„Besonderen Vertragsbedin-
 gungen für die Anfertigung,
 Anlieferung und Aufstellung
 von Eisenbauwerken“

zusammengestellt.



2. Reinigung und Rostschutz des Eisens.

a) Vor ihrer Zusammensetzung zu ganzen Konstruktionen müssen die einzelnen Eisenteile gereinigt werden.

Diese Reinigung ist — und damit begnügt man sich in den meisten Fällen — zunächst eine mechanische, indem Staub, Schmutz, Glühspan und Rost mit Schab-eisen, Drahtbürsten und Putzlappen oder aber besser und schneller durch Sandstrahl (wobei scharfer Quarzsand durch Preßluft auf die zu reinigenden Flächen geschleudert wird) entfernt werden.

Soll die Oberfläche vollkommen frei von Glühspan und Rost sein, so werden die mechanisch gereinigten Stücke in einem stark verdünnten Salzsäurebad gebeizt, darauf in einem Kalkwasserbad von den anhaftenden Säureteilchen gereinigt, in reinem Wasser oder Sodalaug abespült und endlich in kochendem Wasser bis zur Siedehitze erwärmt; nach Verdunstung des Wassers werden die gereinigten Teile mit dünnflüssigem, schnell trocknendem, wasser- und säurefreiem Leinölfirnis allseitig satt gestrichen.

b) Vor dem Vernieten werden die zusammenfallenden Berührungflächen der einzelnen Teile nochmals gereinigt und mit Leinölfirnis gestrichen.

c) Nach dem Vernieten werden die Nietköpfe sofort mit Leinölfirnis gestrichen, darauf die Fugen zwischen den Berührungflächen sorgfältig ausgekittet (bez. bei wasser-dichten Konstruktionen verstemmt) und endlich alle sichtbaren Flächen mit dem Grund- oder Grundierungsanstrich versehen, der nur dünn aufzutragen und gut zu trocknen ist.

d) Nach beendigter Aufstellung (Montage) werden zunächst alle Fugen, in denen sich Wasser ansammeln kann, mit Kitt vollständig ausgefüllt und sorgfältig verstrichen; darauf wird der Grundanstrich ausgebessert bzw. bei den auf der Baustelle eingezogenen Nieten und Schrauben ergänzt und endlich der Deckanstrich aus einer als guter Rostschutz anerkannten Ölfarbe aufgebracht.

Bei den mit Erde, Kies, Sand in Berührung kommenden Flächen wird die Ölfarbe durch Asphaltlack ersetzt; die mit Mörtel, Beton oder Mauerwerk in Berührung kommenden Flächen sind sauber von Rost und Öl zu reinigen und mit Zementmilch zu streichen.

Die statt des Anstrichs in besonderen Fällen (z. B. bei Well-, Buckel- und Tonnenblechen) verwendeten Metallüberzüge bestehen aus:

α) Zink: Die chemisch gereinigten Stücke werden entweder durch Feuerverzinkung (Eintauchen in ein flüssiges Zinkbad) oder auf elektrolytischem Wege oder endlich durch das Metallspritzverfahren (wobei das im elektrischen Stromkreis abschmelzende Zink durch einen Luft- oder Gasstrom zerstäubt und auf den zu verzinkenden Gegenstand geschleudert wird) mit einer dünnen Zinkhaut überzogen, deren Gewicht mindestens $0,5 \text{ kg/m}^2$ Oberfläche betragen soll.

Bei dem von Sherard Cowper Coles angegebenen Scheradisier-Verfahren werden die zu verzinkenden Teile nach der chemischen Reinigung in einem Gemisch von Zinkstaub und Sand unter Luftabschluß bis etwa 300°C erhitzt, wobei sich auf der Oberfläche eine harte, rost sichere Legierung aus Zink und Eisen von silbergrauer Farbe bildet.

β) Blei: teurer, daher seltener als Zink, aber auch widerstandsfähiger gegen die Einwirkung von Säuren.

γ) Zink und Blei (verzinkt — verbleien): bei mit Säuren stark verunreinigter Luft (z. B. bei Gas- und chemischen Fabriken).

3. Wärmeschutz des Eisens.

a) Wird das Eisen über etwa 300° hinaus erwärmt, so nimmt seine Festigkeit schnell ab; rotglühend geworden, bricht es unter dem Einfluß der Belastung nach vorhergegangener starker Durchbiegung zusammen und bringt fest mit ihm verbundene Konstruktionsteile (Mauern, Pfeiler) mit zum Einsturz.

Wo daher eine so weitgehende Erwärmung z. B. durch Ausbruch einer Feuersbrunst (insbesondere bei Gebäuden, in denen große Mengen brennbarer Stoffe lagern, wie Warenauslager, Öllager) zu erwarten ist oder wo der unerwartete Brandausbruch besondere Gefahr für Menschenleben einschließt (Warenhäuser, Theater, Versammlungsräume, Ausstellungsgebäude), sind die tragenden sichtbaren Eisenteile (Träger, Unterzüge, Säulen, unter Umständen auch die Dachkonstruktionen) zum Schutz gegen den unmittelbaren Angriff der Hitze und Flammen mit einer schlecht wärmeleitenden Ummantelung zu versehen, z. B. Ummauerung mit Klinkern in Zementmörtel, Beton, Eisenbeton, Rabitzputz (Zementmörtel auf Drahtgeflecht), Asbestzement mit Wasser angerührt auf Drahtgeflecht, Korkstein mit umhüllendem Drahtnetz und Zementputz; zwischen Eisen und Schutzmantel eine Luftschicht anzuordnen, ist nicht erforderlich.

Man unterscheidet feuerbeständige Bauweisen, die dem Feuer in gleicher Weise wie eine 12 cm starke Wand aus Ziegel- oder Kalksandsteinen bzw. eine 6 cm starke Eisenbetonwand bei einem Mischungsverhältnis 1:4 widerstehen,

feuersichere (Feuerschutz bietende) Bauweisen, die dem Feuer in gleicher Weise wie ein 1,5 cm starker Kalkputz widerstehen (z. B. abgeputzte Bretterwände, Gipswände), und

glutsichere (erhöhten Feuerschutz bietende) Ummantelungen, die dem Feuer in gleicher Weise wie eine 3 cm starke Eisenbetonwand widerstehen.

b) Das Eisen dehnt sich bei $\pm 100^\circ$ Wärmeunterschied um etwa $\pm \frac{1}{840}$ seiner ursprünglichen Länge aus. Wird es an dieser Längenänderung gehindert, z. B. durch an beiden Seiten fest mit ihm verbundene Mauern, so können durch die großen hierbei

auftretenden Kräfte diese fest anschließenden Konstruktionsteile verbogen und schließlich zum Einsturz gebracht werden.

Wo daher nennenswerte Wärmeschwankungen zu erwarten sind (also z. B. stets im Freien) oder wo es sich auch bei nur mäßigen Wärmeschwankungen um große Längen der eisernen Träger handelt, werden diese nur an einem Ende fest mit ihrer Unterkonstruktion verbunden, am andern Ende aber auf Gleit- oder Rollenlagern frei verschieblich gelagert, damit die Längenänderungen ungehindert vor sich gehen können (feste und bewegliche Auflager, vgl. 3. Kap.).

Zweites Kapitel.

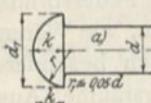
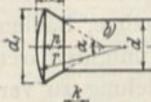
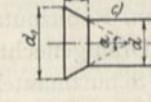
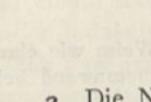
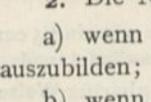
Verbindungsmittel.

Als Verbindungsmittel kommen, wenn die Verbindung auf Abscheren beansprucht ist, Niete und Schrauben, wenn sie auf Zug beansprucht ist, Schrauben und Keile zur Verwendung.

I. Die Verbindung ist auf Abscheren beansprucht.

1. Das gebräuchlichste Verbindungsmittel ist das Niet; es besteht aus dem Schaft und dem am einen Schaftende vorgebildeten Setzkopf; das am anderen Ende vorstehende, bei Maschinennietung etwa $\frac{4}{3}d$, bei Handnietung etwa $\frac{7}{4}d$ lange Schaftstück wird nach Einführung des Niets in das Nietloch durch Hämmern zunächst gestaucht und dann mit dem Schelleisen zum Schließkopf ausgebildet. Man unterscheidet volle (Halbrundniete, Abb. 5a), halb versenkte (Linsensenkniete, Abb. 5b) und ganz versenkte (Senkniete, Abb. 5c) Nietköpfe.

Die Abmessungen der Nietköpfe sind (nach DIN 124, 302 und 303) nachfolgend zusammengestellt.

Abb. 5a-b	Lochdurchmesser $d =$	11	14	17	20	23	26	29	mm	
	Kopfdurchmesser d_1	Halbrundniete . .	16	21	26	30	35	40	45	mm
		Linsensenkniete .	15,4	21	27	30	35	39,5	39,5	"
		Senkniete	15,4	21	27	30	35	39,5	39,5	"
	Kopfhöhe k	Halbrundniete . .	6,5	8,5	10	12	14	16	18	mm
		Linsensenkniete .	5	7	9,5	12,5	14,5	16,5	18	"
		Senkniete	3,5	5	7	9,5	11	12,5	14	"
	Kopfrundung r	Halbrundniete . .	8	11	13,5	15,5	18	20,5	23	mm
		Linsensenkniete .	20,5	28,5	37,5	39	45,5	51	51	"
	Senkwinkel α	Linsensenkniete .	75°	75°	75°	60°	60°	60°	45°	mm
		Senkniete								
	Kegelhöhe p	Linsensenkniete .	3,5	5	7	9,5	11	12,5	14	mm
		1000 Halbrundnietköpfe in Flußeisen wiegen	6,08	14,55	25,06	40,82	64,42	95,35	135,77	kg

2. Die Niete werden nur ausnahmsweise durch Schrauben ersetzt, und zwar:

a) wenn es des beschränkten Raumes wegen nicht möglich ist, den Schließkopf auszubilden;

b) wenn die Gesamtdicke der zusammennietenden Teile größer als das 3- bis höchstens $3\frac{1}{3}$ fache des Nietdurchmessers ist (wegen der Gefahr des Abspringens der Nietköpfe beim Erkalten des Schafts);

c) wenn der Baustoff (z. B. Gußeisen) durch die beim Nieten eintretenden Erschütterungen leicht dem Bruch ausgesetzt ist;

d) bei beweglichen Anschlüssen (die z. B. mit Rücksicht auf Wärmeschwankungen erforderlich werden) und bei Gelenken (vgl. 3. Kap.);

e) wenn auf der Baustelle nicht genietet werden soll (z. B. zur Verminderung der Kosten) oder darf (z. B. wegen Feuersgefahr).

3. Die gebräuchlichen Nietdurchmesser sind:

$d =$	6,3	8,5	11	14	17	20	23	26	29 mm,
mit einer Scherfläche von	0,95	1,54	2,27	3,14	4,15	5,31	6,61	cm ² ,	
bezeichnet durch				⊕	⊕	⊕	⊕		

Bei den übrigen, seltener vorkommenden Nietdurchmessern wird ihre Größe jeweils in der Zeichnung beigeschrieben. Bei Zeichnungen bis zum Maßstab 1:5 wird der Lochkreis, bei kleineren Maßstäben der Kopfkreis als Sinnbild des Niets gewählt (vgl. DIN 139).

Die angeführten Durchmesser sind die für die Festigkeitsberechnung maßgebenden Nietlochdurchmesser; der für die Bestellung und die Stücklisten maßgebende Rohnietdurchmesser ist 1 mm kleiner als d ; er muß durch den Stauchdruck beim Schlagen das Nietloch voll ausfüllen; im fertig vernieteten Konstruktionsteil sind daher Nietloch- und Nietschaftdurchmesser gleich groß, so daß bei der Berechnung des Niets der Bohrungsdurchmesser einzuführen ist.

Soll das Niet vorn (oben) versenkt sein, so wird das durch einen zweiten aus gezogenen Kreis (⊕) angedeutet; soll es hinten (unten) versenkt sein, so wird der äußere Kreis gestrichelt (⊕); soll es endlich doppelt versenkt sein, so werden beide Kreise gestrichelt (⊕). Bei Verwendung von Schrauben wird der Nietkreis schwarz ausgefüllt (⊕).

A. Berechnung der Nietverbindungen.

Da der durch die Zusammenziehung des Nietschafts beim Erkalten zwischen den einzelnen aufeinanderliegenden Teilen entstehende Reibungswiderstand nicht berücksichtigt wird, so erfolgt die Berechnung der auf Abscheren beanspruchten Niet- und Schraubenverbindungen nach denselben Regeln.

Die Niete werden entweder einschnittig (Abb. 6a) oder aber meist zweischnittig (Abb. 6c) angeordnet. In beiden Fällen kann die Zerstörung der Verbindung entweder durch eine zu große Beanspruchung des Nietschafts auf Abscheren oder aber durch eine zu große Beanspruchung der Nietwandung auf Druck herbeigeführt werden.

Die Beanspruchung des Nietschafts auf Abscheren verteilt sich nach der gebräuchlichen Annahme der Festigkeitslehre gleichmäßig über den ganzen Nietquerschnitt $\frac{1}{4} \pi d^2$; der Lochleibungsdruck verteilt sich dagegen ungleichmäßig über den halben Nietumfang $\frac{1}{2} \pi d$ derart, daß er bei c (Abb. 6b) am größten, bei a und b aber gleich Null ist. Um den aus dieser ungleichmäßigen Verteilung folgenden Rechnungsschwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, nimmt man mit hinreichender Genauigkeit an, daß der Lochleibungsdruck an jeder Stelle der Nietwandung gleich groß sei (Abb. 6d), führt dafür aber als Länge der gedrückten Fläche statt des halben Kreisumfangs ($1,57 d$) nur seine zur Kraft P rechtwinklige Projektion (d) ein. Der zulässige Lochleibungsdruck k_l wird dabei stets gleich dem Doppelten der zulässigen Scherbeanspruchung k_s , eingeführt:

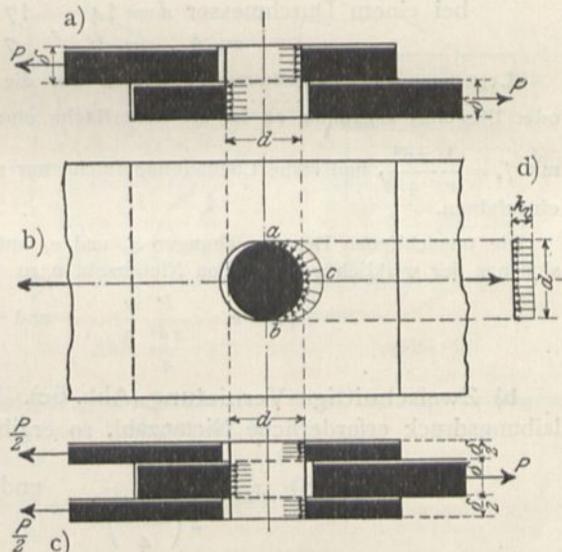


Abb. 6. Ein- und zweischnittige Nietverbindung.

$$k_l = 2 k_s.$$

Ist k die für Zug, Druck oder Biegung vorgeschriebene zulässige Beanspruchung des Eisens, so erfordert die Kraft P (Abb. 6) einen Stabquerschnitt von der Größe

$$1) \quad F = \frac{P}{k}.$$

Ganz entsprechend ergibt sich aus der vorgeschriebenen zulässigen Scherbeanspruchung k_s , die zur Übertragung von P erforderliche Scherfläche zu $F_s = \frac{P}{k_s}$. Setzt man

$$2) \quad k_s = \frac{k}{\nu}, \quad \text{so wird} \quad 3) \quad F_s = \nu F.$$

1. Die Kraft greift im Schwerpunkt der Nietverbindung an.

a) **Einschnittige Vernietung** (Abb. 6^a). Ist n_s die auf Abscheren, n_l die auf Lochleibungsdruck erforderliche Nietanzahl, so ergibt sich, da ein Niet die Scherfläche $\frac{1}{4}\pi d^2$ und die Wandfläche $d\delta$ hat:

$$4) \quad n_s = \frac{F_s}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{und} \quad 5) \quad n_l = \frac{F_s}{2 d \delta}.$$

Für die Ausführung ist der größere der Werte n_s und n_l zu wählen. Soll $n_s = n_l$ werden, so ergibt sich die Bedingungsgleichung

$$6) \quad \delta = \frac{\pi}{8} d.$$

Diese Bedingung soll bei gut durchgebildeten Konstruktionen stets erfüllt sein; die geringste Blechstärke δ_{\min} für einschnittige Niete ergibt sich daher

bei einem Durchmesser $d = 14$	17	20	23	26	29 mm
zu $\delta_{\min} = 6$	7	8	9	10	12 mm.

Legt man der Berechnung einheitlich nur die zulässige Beanspruchung k (auf Zug, Druck oder Biegung) zugrunde, so ist die Scherfläche eines Niets nur mit ihrem $\frac{1}{\nu}$ -fachen Werte, also mit $f_s = \frac{1}{\nu} \frac{\pi d^2}{4}$, und seine Lochleibungsfläche nur mit ihrem $\frac{2}{\nu}$ -fachen Werte, also mit $f_l = \frac{2 d \delta}{\nu}$ einzuführen.

Die tatsächlichen Beanspruchungen σ_s und σ_l auf Abscheren und Lochleibungsdruck berechnen sich aus der wirklich vorhandenen Nietanzahl n zu

$$7a) \quad \sigma_s = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4} n} \quad \text{und} \quad 7b) \quad \sigma_l = \frac{P}{2 d \delta n}.$$

b) **Zweischchnittige Vernietung** (Abb. 6c). Ist z_s die auf Abscheren, z_l die auf Lochleibungsdruck erforderliche Nietanzahl, so ergibt sich ganz entsprechend wie vorher:

$$8) \quad z_s = \frac{F_s}{2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)} \quad \text{und} \quad 9) \quad z_l = \frac{F_s}{2 d \delta}.$$

Auch hier ist für die Ausführung die größere der Zahlen z_s und z_l zu wählen.

Die aus $z_s = z_l$ folgende Bedingung $\delta = \frac{1}{4}\pi d$ ist nur in verhältnismäßig wenigen Fällen erfüllt.

Bei Zugrundelegung der einheitlichen Beanspruchung k ist die Scherfläche eines Niets mit $f_s = \frac{2}{\nu} \frac{\pi d^2}{4}$, seine Lochleibungsfläche mit $f_l = \frac{4}{\nu} d \delta$ einzuführen. Aus der wirklich vorhandenen Nietanzahl z berechnen sich die tatsächlichen Beanspruchungen zu

$$10a) \quad \sigma_s = \frac{P}{\frac{2}{\nu} \frac{\pi d^2}{4} z} \quad \text{und} \quad 10b) \quad \sigma_l = \frac{P}{2 d \delta z}.$$

2. Die Kraft greift außerhalb des Schwerpunkts der Nietverbindung an.

Greift die äußere Kraft P im Abstand p vom Schwerpunkt der Nietverbindung an (Abb. 7), so hat jedes der z vorhandenen Niete außer der Kraft $\frac{P}{z}$ noch eine durch das Moment $M = Pp$ erzeugte Zusatzkraft H aufzunehmen. Da man mit hinreichender Genauigkeit annehmen kann, daß H mit dem Abstand des Niets von der wagerechten Schwerachse nn wächst, so ergibt sich nach Abb. 7:

$$M = H_1 e_1 + H_2 e_2 + H_3 e_3 + \dots + H_{\max} e_{\max};$$

da aber $H_1 = H_{\max} \frac{e_1}{e_{\max}}, \quad H_2 = H_{\max} \frac{e_2}{e_{\max}} \dots$

ist, so folgt

$$M = \frac{H_{\max}}{e_{\max}} (e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 + \dots + e_{\max}^2) = \frac{H_{\max}}{e_{\max}} \sum e^2,$$

und daraus

$$11) \quad H_{\max} = M \frac{e_{\max}}{\sum e^2}.$$

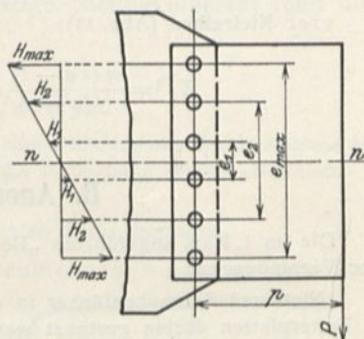


Abb. 7.

Die größte auf ein Niet wirkende Kraft ergibt sich daher zu

$$12) \quad R = \sqrt{\left(\frac{P}{z}\right)^2 + H_{\max}^2},$$

und es bleibt zu untersuchen, ob die durch R erzeugten Beanspruchungen σ_s und σ_t die zulässigen Werte k_s und k_t nicht überschreiten.

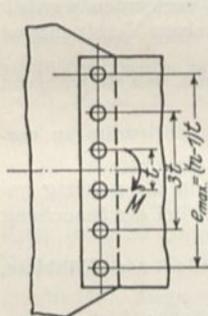


Abb. 8.

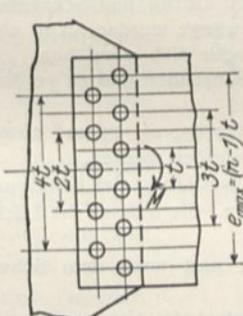


Abb. 9.

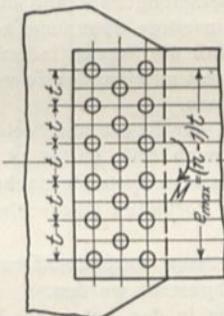


Abb. 10.

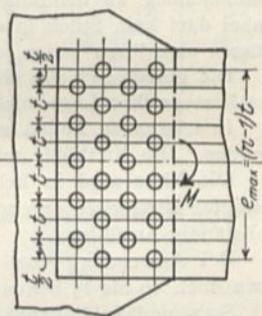


Abb. 11.

Ist die senkrechte Teilung t aller Niete gleich groß und ist $n - 1$ die Anzahl der Teilungen, also n die Anzahl der Niete in der ersten senkrechten Reihe, so ist für

eine Nietreihe (Abb. 8):

$$z = n; \quad \sum e^2 = t^2 [1^2 + 3^2 + 5^2 + \dots + (n-1)^2] = t^2 \frac{n(n^2-1)}{6}$$

oder mit $t(n-1) = e_{\max}$: $\sum e^2 = \frac{n(n+1)}{6(n-1)} e_{\max}^2$; folglich

$$13a) \quad H_{\max} = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \frac{M}{e_{\max}};$$

zwei Nietreihen (Abb. 9):

$$z = 2n - 1; \quad \sum e^2 = t^2 [1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (n-1)^2] = t^2 \frac{n(n-1)(2n-1)}{6},$$

daher $\sum e^2 = \frac{n(2n-1)}{6(n-1)} e_{\max}^2$; folglich

$$13b) \quad H_{\max} = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)} \frac{M}{e_{\max}};$$

$\sigma_s = \frac{P}{F}$
 $\sigma_t = \frac{P}{F}$
 $F = \frac{P}{\sigma_s}$
 $F = \frac{P}{\sigma_t}$

drei Nietreihen (Abb. 10):

$$z = 3n - 1; \quad \Sigma e^2 = \frac{n(n+1) + n(2n-1)}{6(n-1)} e_{\max}^2$$

oder $\Sigma e^2 = \frac{n^2}{2(n-1)} e_{\max}^2$; folglich

$$13c) \quad H_{\max} = \frac{2(n-1)}{n^2} \frac{M}{e_{\max}} \quad (\text{für ein Niet});$$

vier Nietreihen (Abb. 11):

$$z = 2(2n - 1);$$

$$\Sigma e^2 = \frac{n(2n-1)}{3(n-1)} e_{\max}^2; \quad \text{folglich } 13d) \quad H_{\max} = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)} \frac{M}{e_{\max}} \quad (\text{für ein Niet}).$$

B. Anordnung der Nietverbindungen.

Die im 1. Kap. angeführten „Besonderen Vertragsbedingungen“ bestimmen über die Ausführung der Verbindungen:

Niet- und Schraubenlöcher in den Stäben und Knotenblechen sind zu bohren. Nur die Löcher in Futterplatten dürfen gestanzt werden. Der an den Löchern entstehende Grat ist vollständig zu entfernen.

Alle Löcher in Teilen, die einzeln gebohrt werden, sind zunächst mit einem etwas kleinerem Durchmesser herzustellen und erst nach dem Zusammenbau der Teile mit der Reibahle auf die vorgeschriebene Lochweite glatt aufzuweiten. Die Verwendung der Rundfeile ist hierbei verboten. Meßbare Versetzungen der Eisenlagen gegeneinander dürfen in den aufgeriebenen Löchern nicht vorhanden sein.

Die Lochkanten dürfen keine Risse zeigen. Zur Versenkung der Nietköpfe dürfen sie nur mit Versenkbohrern (Fräsern) gebrochen werden, deren Schnittwinkel den Abb. 5a und 5c entspricht.

Die Bauteile müssen auf einer Zulage, die die richtige Form des Bauteils sichert, ohne die Untersuchung zu behindern, zusammengepaßt und durch Dorne und Schrauben verbunden werden. Dabei darf kein Stück in eine einseitige Spannung gezwängt werden. Die einzelnen Verbindungen müssen sich lösen lassen, ohne daß die Stücke federn oder sich verziehen.

Die einzelnen Teile sind so fest miteinander zu verschrauben und zu verdornen, daß sie während des Nietens ihre Lage nicht ändern.

In tragenden Teilen sind in der Regel nur Niete für 17, 20, 23 und 26 mm Lochweite zu verwenden. Die Nietköpfe müssen nach Abb. 5b bis 5c gebildet werden.

Die Niete sind in hellrotwarmem Zustande nach Beseitigung des Glühspans in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten einzuschlagen. Sie müssen die Löcher bei der Stauchung vollständig ausfüllen.

Bei Anwendung von Nietpressen darf der Druck erst nach dem Schwinden der Glühhitze, etwa nach 10 bis 15 Sekunden abgestellt werden.

Setz- und Schließkopf müssen in der Achse des Nietschafts sitzen. Der Schließkopf ist gut auszuschlagen. Beide Nietköpfe müssen gut anliegen. Neben den Nietköpfen dürfen keine schädlichen Eindrücke entstehen. Der Bart ist zu beseitigen. Die Köpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

Die Niete dürfen nicht verstemmt werden.

Nach dem Vernieten ist zu prüfen, ob die Niete festsitzen. Lose Niete sind herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Fall dürfen lose Niete kalt nachgetrieben werden.

Bei Reihennieten ist die Arbeit in der Mitte des Stabes zu beginnen und nach den Enden fortzusetzen. Umgekehrt darf nicht verfahren werden.

Nebeneinander stehende Nietreihen sollen in derselben Weise gleichzeitig in Längsabschnitten von höchstens 2 m geschlagen werden.

Die Schraubengewinde sind nach Whitworthscher Vorschrift rein auszuschneiden. Die Muttern dürfen weder schlottern, noch zu festen Gang haben.

Die Schraubenköpfe und Muttern müssen mit der ganzen Anlage aufliegen. Bei schiefen Anlageflächen sind schräge Unterlagsscheiben zu verwenden.

Sind nach dem Verdingungsanschlage oder den Zeichnungen abgedrehte Schrauben zu verwenden, so müssen sie in die Bohrlöcher schließend passen.

Unbeschadet ihrer Versandfähigkeit sind die Bauteile in der Werkstatt soweit zu verbinden daß an Nietarbeit auf der Baustelle möglichst wenig übrig bleibt.

1. Nietung in einer Ebene.

a) **Einreihige Vernietung** (Abb. 12). Abstand der Niete vom Rand:

- parallel zur Krafrichtung $e = 2d$, ausnahmsweise $e = 1,5d$;
- rechtwinklig zur Krafrichtung $e_1 = 1,5d$ bis $e_1 = 2d$.

Da $b = 2e_1$ ist, so folgt $b = 3d$ bis $b = 4d$ und umgekehrt $d = \frac{b}{4}$ bis $d = \frac{b}{3}$,

Gleichungen, aus denen bei gegebener Breite der zulässige Nietdurchmesser (und umgekehrt) bestimmt werden kann.

Kleinster Abstand der Niete voneinander

$$t_{\min} = 3d, \quad \text{ausnahmsweise } t_{\min} = 2,5d.$$

Dienen die Niete nicht zur Kraftübertragung, sondern nur zum Zusammenheften nebeneinander liegender Teile ein und desselben Konstruktionsstabes, so darf die Entfernung dieser „Heftniete“

$$t_{\max} = 6d \text{ bis } 8d \text{ bei einem auf Druck und}$$

$$t_{\max} = 8d \text{ bis } 10d \text{ bei einem auf Zug beanspruchten Stabe betragen.}$$

b) **Mehreihige Vernietung** (Abb. 13). Ist die Eisenbreite $b > 4d$, so muß eine mehrreihige (bzw. auch eine versetzte) Vernietung angeordnet werden. Zu den vorigen treten dann noch folgende Regeln hinzu:

α) Die Anordnung der Niete muß zur Schwerachse des anzuschließenden Stabes symmetrisch sein. Denn da nach Gl. 1) die Kraft P als gleichmäßig über die ganze Querschnittsfläche F verteilt eingeführt ist, so müssen auch die Niete symmetrisch zur Kraft P , d. h. zur Stabschwerlinie, angeordnet sein.

β) In der ersten Nietereihe (I, Abb. 13) darf stets nur ein Niet, in jeder folgenden nur ein Niet mehr als in der vorhergehenden angeordnet werden, weil man bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Querschnittsfläche stets nur ein Nietloch in Abzug zu bringen pfelegt.

Ist n die zur Übertragung der Kraft P erforderliche Nietanzahl, so überträgt (unter der Annahme, daß sich alle Niete gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligen) das Niet in der Reihe I die Kraft $\frac{P}{n}$ in das Anschlußblech, so daß das Flacheisen in der Reihe II nur noch die Kraft $P - \frac{P}{n}$

aufzunehmen hat. In der Reihe II hat daher die zu übertragende Kraft um $\frac{P}{n}$, die nutzbare Querschnittsfläche des Flacheisens aber um $d\delta$ gegenüber der Reihe I abgenommen. Soll daher die Beanspruchung des Flacheisens in der Reihe II nicht größer als in der Reihe I sein, so muß $d\delta \leq \frac{P}{nk}$ oder nach Gl. 1): $d\delta \leq \frac{F}{n}$ oder endlich nach Gl. 3): $d\delta \leq \frac{F_s}{n\gamma}$ sein. In der Reihe III hat die Kraft um $3 \frac{P}{n}$, die nutzbare Querschnittsfläche um $2d\delta$ gegenüber der Reihe I abgenommen; daraus folgt ebenso wie vorher die Bedingung $d\delta \leq \frac{3}{2} \frac{F_s}{n\gamma}$. Die Beanspruchung in der Reihe I ist daher stets die größte, wenn $d\delta \leq \frac{F_s}{n\gamma}$ ist.

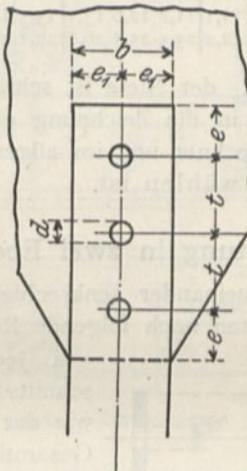


Abb. 12. Einreihige Vernietung.

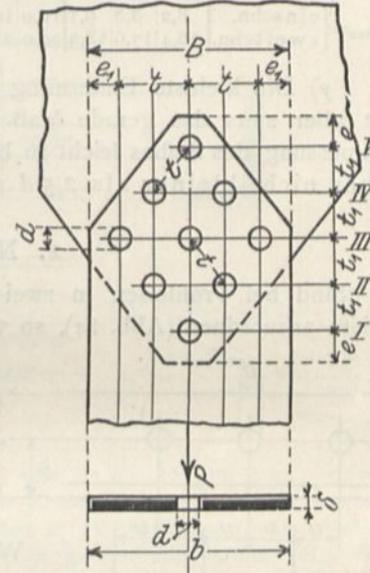


Abb. 13. Mehreihige Vernietung.

Für die

einschnittige

zweischneittige

Vernietung ergibt sich nach

Gl. 3) und 4)

Gl. 8) und 9)

$$d\delta \leq \frac{\pi d^2}{4\nu} \quad \text{bzw.} \quad d\delta \leq \frac{2d\delta}{\nu}$$

$$d\delta \leq \frac{\pi d^2}{2\nu} \quad \text{bzw.} \quad d\delta \leq \frac{2d\delta}{\nu}$$

oder

$$\delta \leq \frac{\pi d}{4\nu} \quad \text{bzw.} \quad \nu \leq 2$$

$$\delta \leq \frac{\pi d}{2\nu} \quad \text{bzw.} \quad \nu \leq 2.$$

Wenn daher die Spannung in der Reihe I von keiner Spannung in einer der nachfolgenden Reihen überschritten, d. h. die wirklich vorhandene Querschnittsfläche, die „Nutzfläche“, unter Abzug nur eines Nietlochs berechnet werden soll, dürfen die in der nachfolgenden Zusammenstellung angegebenen Blechstärken δ_{\max} nicht überschritten werden.

$d =$	14			17			20			23			26			29 mm		
	$\nu =$	$\frac{4}{3}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{6}{5}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{5}{4}$												
$\delta_{\max} =$	einschn. 8,2 8,8 9,1 10,0 10,7 11,1 11,8 12,6 13,1 13,5 14,4 15,0 15,3 16,3 17,0 17,1 18,2 18,9 mm zweischn. 16,4 17,6 18,3 20,0 21,3 22,2 23,5 25,1 26,1 27,1 28,9 30,1 30,6 32,6 34,0 34,1 36,4 37,9 "																	

γ) Die kleinste Entfernung t_{\min} der Niete ist schräg zu messen; für die Werkstatt ist aber stets das gerade Maß t_1 in die Zeichnung einzutragen, das aus der Breitenabmessung des Stabes leicht zu berechnen und im allgemeinen auf 0 oder 5 abzurunden, aber nicht kleiner als $2,5 d$ zu wählen ist.

2. Nietung in zwei Ebenen.

Sind bei Profileisen in zwei zueinander senkrechten (bzw. auch geneigten) Ebenen Niete anzuordnen (Abb. 14), so treten noch folgende Regeln hinzu:

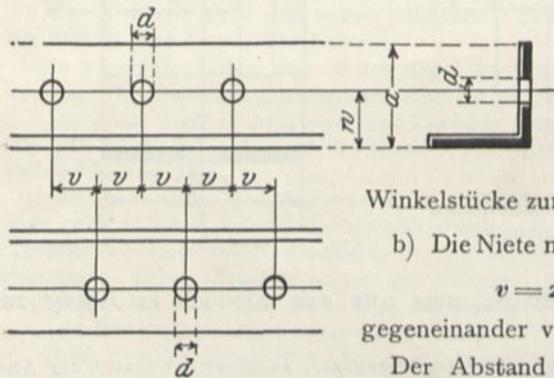


Abb. 14.

a) Jeder einzelne Teil des Profilquerschnitts ist mit so viel Nieten anzuschließen, wie der auf ihn entfallende Anteil der Gesamtkraft P erfordert. Für die rechtwinklig zum Anschlußblech liegenden Teile des Querschnitts sind besondere Winkelstücke zum Anschluß erforderlich (vgl. Aufg. 3, S. 12).

b) Die Niete müssen in den beiden Ebenen um das Maß

$$v = 2d, \quad \text{ausnahmsweise } v = 1,5d$$

gegeneinander versetzt sein.

Der Abstand w der Nietlinie (hier meist Wurzellinie genannt) von der Kante, das „Wurzellaß“, wird hierbei für Winkeleisen zu

$$w = \frac{a}{2} + 5 \text{ mm, wenn } a \text{ auf } 0 \text{ endigt,}$$

$$w = \frac{a}{2} + 2,5 \text{ mm, wenn } a \text{ auf } 5 \text{ endigt,}$$

gewählt; für H-, Z- und U-Eisen vgl. die Angaben der Zahlentafeln III bis V des Anhangs.

Ist die Schenkelbreite $a > 4d$ (Abb. 15), so sind versetzte Nietreihen anzuordnen, wobei

$$e_1 = 1,5d \text{ bis } 2d \text{ und}$$

$$w = e_1 + 5 \text{ bis } e_1 + 15 \text{ mm}$$

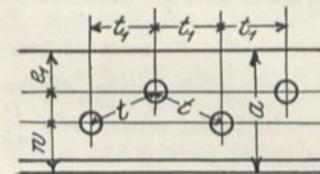


Abb. 15.

gewählt wird. Für die Werkstatt ist auch hier das Maß t_1 einzuschreiben, das nicht kleiner als $2,5d$ zu wählen ist.

Die Wurzelmaße und Nietabstände für Formeisen (I und □) und Stabeisen (L, Z, ⊥) sind in DIN 1030 bis 1033 zusammengestellt.

C. Beispiele.

Aufgabe 1. Es ist der Stoß eines $\sphericalangle 120 \cdot 80 \cdot 10$ zu berechnen und zu zeichnen. Nietdurchmesser im großen Schenkel 23 mm, im kleinen 20 mm. Da es sich um einen Druckstab handelt, sind bei der Berechnung der tatsächlichen Querschnittsfläche keine Nietlöcher abzuziehen. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = \frac{3}{4} k$ ($\nu = \frac{3}{8}$); $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch ist

$$F = 19,1 \text{ cm}^2; \text{ daher } P = 19,1 \cdot 1000 = 19100 \text{ kg} \text{ und } F_s = \frac{3}{4} \cdot 19,1 = 25,4 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{70}{10}: f' = 7,0 \text{ cm}^2; P' = 7000 \text{ kg}; f_s' = 9,3 \text{ cm}^2; n_s' = \frac{9,3}{3,1} = 3 \text{ Stück}; n_l' = \frac{9,3}{2 \cdot 2,0 \cdot 1,0} = 3 \text{ Stück.}$$

$$\frac{120}{10}: f'' = 12,1 \text{ cm}^2; P'' = 12100 \text{ kg}; f_s'' = 16,1 \text{ cm}^2; n_s'' = \frac{16,1}{4,2} = 4 \text{ Stück}; n_l'' = \frac{16,1}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,0} = 4 \text{ Stück.}$$

$$F = 19,1 \text{ cm}^2; P = 19100 \text{ kg}; F_s = 25,4 \text{ cm}^2.$$

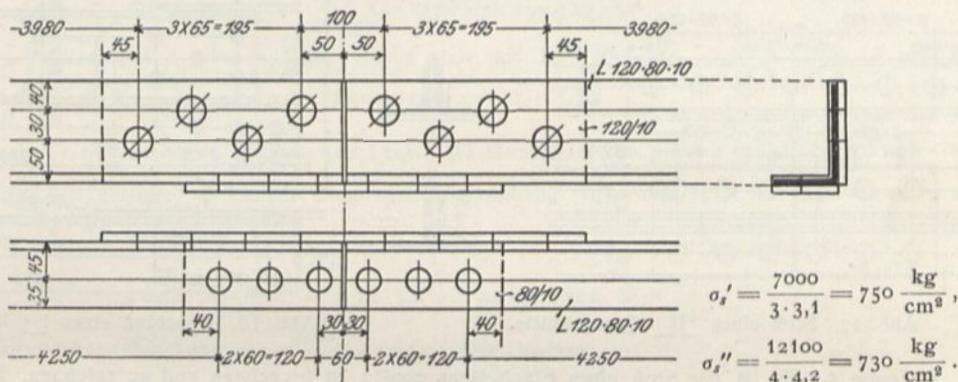


Abb. 16. Stoß eines Winkeleisens.

Der Stoß ist in Abb. 16 dargestellt. Im größeren Schenkel sind, da $b = 120 \text{ mm} > 4d = 92 \text{ mm}$ ist, zwei gegeneinander versetzte Nietreihen angeordnet. Der Abstand der ersten Niete von der Stoßstelle ist im kleinen Schenkel zu $1,5d = 30 \text{ mm}$, im großen zu $2d = 46 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$ gewählt. Die kleinste Teilung $3d = 60 \text{ mm}$ im kleinen Schenkel ist im großen auf 65 mm vergrößert ($t = \sqrt{65^2 + 30^2} = \approx 72 \text{ mm}$), um den Abstand der Niete in beiden Schenkeln gegen den Anfang der Nietung hin möglichst zu vergrößern. Die Stoßflaschen erhalten den Querschnitt $120/10$ bzw. $80/10$.

Aufgabe 2. Es ist der Stoß des in Abb. 17 dargestellten, aus $2 \sqrt{80 \cdot 8}$ gebildeten Zugquerschnitts zu berechnen und zu zeichnen:

$$k = 1200 \text{ kg/cm}^2; k_s = 1000 \text{ kg/cm}^2; \nu = 1,2; k_l = 2 k_s$$

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch ist

$$F = 2(12,3 - 2,0 \cdot 0,8) = 21,4 \text{ cm}^2, \text{ daher } F_s = 1,2 \cdot 21,4 = 25,7 \text{ cm}^2.$$

Wagerechte Schenkel: $F = 2 \cdot 8,0 \cdot 0,8 = 12,8 \text{ cm}^2$; gewählt sind $2 \cdot 3 = 6$ einschnittige Niete von $20 \text{ mm } \phi$ mit $6 \cdot 3,1 = 18,6 \text{ cm}^2$ Scherfläche; daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{12,8 \cdot 1200}{18,6} = 830 \text{ kg/cm}^2; \text{ Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{12,8 \cdot 1200}{6 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 1600 \text{ kg/cm}^2;$$

Querschnitt der Stoßflasche $18,0 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ cm}^2$.

Lotrechte Schenkel: $F = 21,4 - 12,8 = 8,6 \text{ cm}^2$; gewählt sind 3 doppelschnittige Niete von $20 \text{ mm } \phi$ mit $2 \cdot 3 \cdot 3,1 = 18,6 \text{ cm}^2$ Scherfläche; daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{8,6 \cdot 1200}{18,6} = 560 \text{ kg/cm}^2; \text{ Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{8,6 \cdot 1200}{3 \cdot 2,0 \cdot 1,2} = 1440 \text{ kg/cm}^2;$$

Querschnitt der Stoßflasche $(9,0 - 2,0) 1,2 = 8,4 \text{ cm}^2$.

Der Stoß ist in Abb. 17 dargestellt; die Nietteilung ist zu $4d = 80 \text{ mm}$ gewählt, so daß die Niete in beiden Schenkeln um $\nu = 2d$ gegeneinander versetzt sind.

Aufgabe 3. Ein \square NP. 18 überträgt die in ihm wirkende Zugkraft $P = 23,0t$ auf ein Anschlußblech von 10 mm Stärke durch Niete von 20 mm ϕ . Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. Da es sich um einen auf Zug beanspruchten Stab handelt, so ist bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche in jedem Flansch ein Nietloch von 20 mm ϕ abzuziehen. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = \frac{3}{4}k$ ($\gamma = \frac{3}{4}$); $k_l = 2k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch hat \square NP. 18 eine Fläche von 28,0 cm²; daher bei 11 mm Flanschstärke:

$$F = 28,0 - 2 \cdot 1,1 \cdot 2,0 = 23,6 \text{ cm}^2; \quad F_s = \frac{3}{4} \cdot 23,6 = 31,5 \text{ cm}^2.$$

Steg $\frac{180}{8}$: $f' = 14,4 \text{ cm}^2$;

$$f'_s = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$n'_s = \frac{19,2}{3,1} = 6 \text{ Stück};$$

$$n'_l = \frac{19,2}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 6 \text{ Stück.}$$

Flansch $\frac{62}{11}$: $f'' = (6,2 - 2,0) 1,1 = 4,6 \text{ cm}^2$;

$$f''_s = 6,1 \text{ cm}^2$$

$$n''_s = \frac{6,1}{3,1} = 2 \text{ Stück};$$

$$n''_l = \frac{6,1}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,9} = 2 \text{ Stück}^1).$$

Der Anschluß ist in Abb. 18 dargestellt. Zum Anschluß der Flansche dienen Hilfswinkel 70·70·9; die Versetzung der Niete gegeneinander in Steg und Flansch beträgt 2,0 $d = 40$ mm.

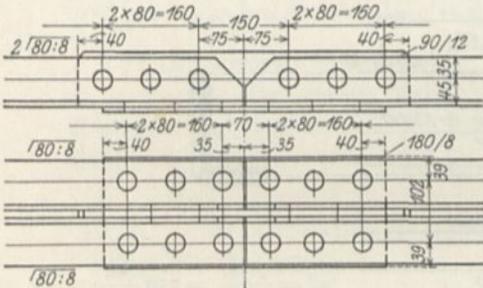


Abb. 17. Stoß eines T-Querschnitts.

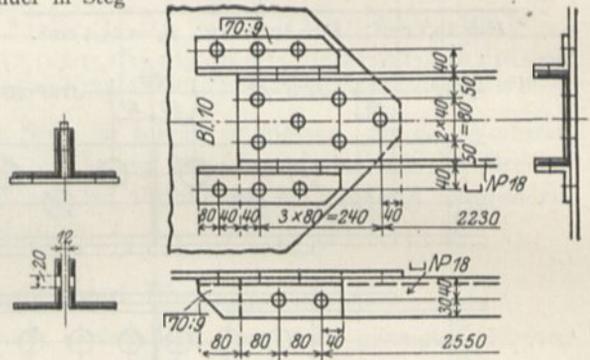


Abb. 18. Anschluß eines \square Nr. 18.

Aufgabe 4. Es ist der Stoß eines Flacheisens 200/12 zu berechnen und zu zeichnen. Durchmesser der doppelschnittigen Niete $d = 23$ mm; $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = \frac{3}{4}k$ ($\gamma = \frac{3}{4}$); $k_l = 2k_s$.

Auflösung. Da Flacheisen nur auf Zug beansprucht werden können, so ist bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche ein Nietloch von 23 mm ϕ abzuziehen. Daher wird

$$F = (20,0 - 2,3) 1,2 = 21,2 \text{ cm}^2;$$

$$F_s = \frac{3}{4} \cdot 21,2 = 28,3 \text{ cm}^2;$$

$$z_s = \frac{28,3}{2 \cdot 4,2} = 4 \text{ Stück};$$

$$z_l = \frac{21,3}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 6 \text{ Stück.}$$

Es sind daher beiderseits des Stoßes je 6 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ anzuordnen, wie in Abb. 19 dargestellt. In der Reihe I ist 1 Niet, in jeder folgenden Reihe je 1 Niet mehr angeordnet. Die Nietentfernung wird $\sqrt{65^2 + 32,5^2} \approx 73$ mm.

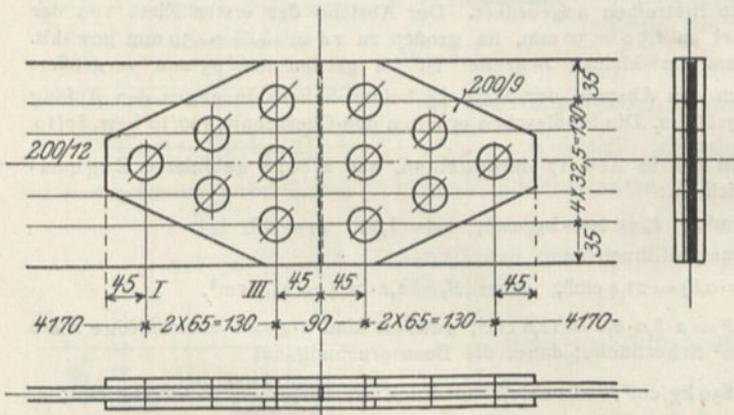


Abb. 19. Stoß eines Flacheisens.

In der Nietreihe III müssen die beiden Stoßlaschen die ganze Kraft aufnehmen. Da aber in dieser Reihe jede Lasche durch 3 Nietlöcher verschwächt ist, während bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche nur 1 Nietloch abgezogen ist, so müssen die beiden Stoßlaschen, um

¹⁾ Der Faktor 0,9 im Nenner ist die Stärke des zum Anschluß der Flansche dienenden Hilfswinkels 70·70·9.

insgesamt 21,2 cm² Fläche zu haben, eine größere Dicke als $\frac{12}{2} = 6$ mm erhalten; und diese Dicke x berechnet sich aus der Gleichung $2(20,0 - 3 \cdot 2,3)x = 21,2$ zu $x \approx 0,9$ cm.

Aufgabe 5. Ein HNP. 14 überträgt auf ein in seiner Verlängerung liegendes HNP. 14 einen Auflagerdruck $P = 1320$ kg (Abb. 20). Zur Übertragung dieses Druckes sollen seitlich der 5,7 mm starken Stege 2 Flacheisenlaschen angeordnet werden, die mit dem einen HNP. 14 durch Niete von 16 mm ϕ , mit dem andern durch eine Schraube vom Durchmesser d verbunden sind. Es ist die erforderliche Zahl der Anschlußniete sowie der Schraubendurchmesser zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. $k = 1000$ kg/cm²; $k_s = \frac{1}{4}k$ ($\nu = \frac{1}{8}$); $k_l = 2k_s$.

Auflösung. Der Anschluß ist in Abb. 21 dargestellt. Mit $p = \frac{60}{2} + 30 + 5 + 35 = 100$ mm wird $M = 1320 \cdot 10,0 = 13200$ cmkg; daher mit $n = 2$ und $e_{\max} = 60$ mm nach Gl. 13a;

$$H_{\max} = \frac{1}{2} \frac{6(2-1)}{1(2+1)} \frac{13200}{6,0} = 1100 \text{ kg}^1);$$

folglich nach Gl. 12: $R = \sqrt{\left(\frac{13200}{4}\right)^2 + 1100^2} \approx 1160$ kg und daher die Beanspruchung auf

Abscheren: $\sigma_s = \frac{1160}{2 \cdot 2,0} = 290$ (zul. 750) kg/cm²;

Lochleibungsdruck: $\sigma_l = \frac{1160}{1,6 \cdot 0,57} = 1170$ (zul. 1500) kg/cm².

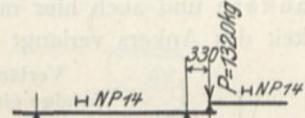


Abb. 20.

Der gesuchte Bolzendurchmesser ergibt sich mit $F = 1,32$ cm², $F_s = \frac{1}{8} \cdot 1,32 = 1,8$ cm² und $z = 1$ aus Gl. 8) zu $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{1,8}{2 \cdot 1}$ oder $d = 0,9$ cm;

aus Gl. 9) zu $d = \frac{1,8}{2 \cdot 0,57 \cdot 1} = 1,4$ cm. Mit Rücksicht auf die im Schaft auftretende (hier allerdings nur geringe) zusätzliche Biegebungsbeanspruchung (vgl. Aufg. 6) ist eine $\frac{5}{8}$ " Schraube von 16 mm Schaftdurchmesser gewählt.

Die Laschen erleiden das Biegemoment $M = 1320 \cdot 7,0 = 9240$ cmkg, daher mit

$$J = 2 \left(\frac{0,6 \cdot 11,0^3}{12} - 2 \cdot 1,6 \cdot 3,0^2 \right) = 99 \text{ cm}^4 \text{ und } W = \frac{99}{5,5} = 18 \text{ cm}^3$$

die Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{9240}{18} = 520$ (zul. 1000) kg/cm².

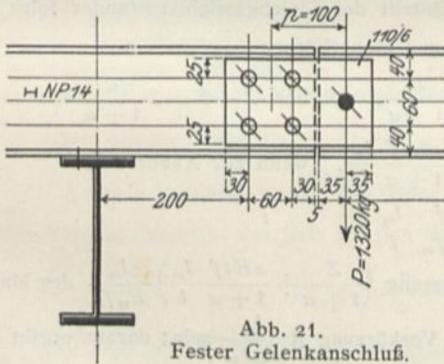


Abb. 21. Fester Gelenkanschluss.

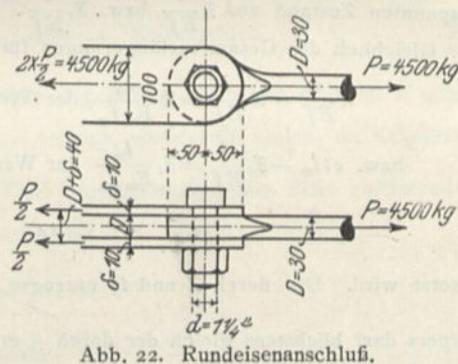


Abb. 22. Rundeisenanschluss.

Aufgabe 6. Ein Rundeisen von $D = 30$ mm ϕ überträgt die in ihm wirkende Zugkraft $P = 4500$ kg durch einen doppelschnittigen Bolzen auf 2 Flacheisenlaschen 100/10. Es ist der Bolzendurchmesser zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. $k = 1000$ kg/cm²; $k_s = \frac{1}{4}k$; $k_l = 2k_s$.

Auflösung. Der Anschluß ist in Abb. 22 dargestellt. Das Rundeisen ist am Ende zu einem kreisförmigen Auge von 100 mm ϕ und 30 mm Stärke ausgeschmiedet.

Der Anschlußbolzen ist nicht nur auf Abscheren und Lochleibungsdruck, sondern auch auf Biegung zu berechnen. Das größte Biegemoment ergibt sich mit den Bezeichnungen der Abb. 22 zu

$$M = \frac{P D + \delta}{2} \frac{P D}{2} - \frac{P D}{2} \frac{P D}{4} = \frac{P}{8} (D + 2\delta) \text{ oder } M = \frac{4500}{8} (3,0 + 2 \cdot 1,0) = 2810 \text{ cmkg}.$$

¹⁾ Der Faktor $\frac{1}{2}$ muß hier in Gl. 13a hinzugefügt werden, weil in Abb. 21 je 2 Niete in jeder wagerechten Reihe stehen gegenüber je 1 Niet in Abb. 8.

Gewählt ist eine $1\frac{1}{4}$ " Schraube von 31,2 mm Schaftdurchmesser mit $7,7 \text{ cm}^2$ Schaftscherfläche und $3,0 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment; daher ergibt sich die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren: } \sigma_s = \frac{4500}{2 \cdot 7,7} = 300 \text{ (zul. } 750) \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{Lochleibungsdruck: } \sigma_l = \frac{4500}{2 \cdot 1,0 \cdot 3,1} = 730 \text{ (zul. } 1500) \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{Biegung: } \sigma_b = \frac{2810}{3,0} = 940 \text{ (zul. } 1000) \text{ kg/cm}^2.$$

II. Die Verbindung ist auf Zug beansprucht.

Das gebräuchlichste Verbindungsmittel ist die Schraube; sie wird nur bei Zugankern und auch hier nur da, wo eine genaue Ablängung und dauernde Nachstellbarkeit des Ankers verlangt wird, durch den Keil ersetzt.

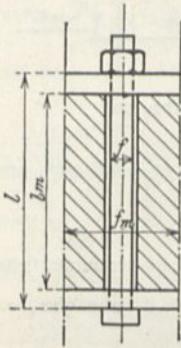


Abb. 23.

Verlängert sich ein Anker infolge der auftretenden Zugkraft Z oder aber infolge einer Temperaturänderung um t^0 gegenüber dem umgebenden Mauerkörper (Abb. 23), so würde sich der niedergeankerte Konstruktionsteil von seiner Unterlage abheben, wenn dem Anker nicht von vornherein eine gewisse Anfangsspannung gegeben worden wäre. Zur Berechnung der dieser Anfangsspannung entsprechenden Zugkraft \mathfrak{B} bezeichnen wir Länge, Fläche und Elastizitätsmodul für den Anker mit l, f, E , für den Mauerkörper mit l_m, f_m, E_m , und setzen die Anker-Gegenplatten sowie Muttern bzw. Keile als starr voraus, was für erstere wegen ihrer kräftigen Querschnittsausbildung, für letztere aber wegen ihrer im Vergleich zu l und l_m nur geringen Länge zulässig ist.

Im angespannten Zustand haben Druckkraft im Mauerkörper und Zugkraft im Anker absolut gleiche Größe \mathfrak{B} , da ihre Summe gleich Null sein muß. Wird nunmehr der Anker von der Zugkraft Z bzw. der Temperaturerhöhung t^0 ergriffen, so dehnt er sich um $\frac{Zl}{Ef}$ bzw. $\varepsilon t l_m$ (ε = linearer Ausdehnungskoeffizient) gegenüber dem Mauerkörper aus; infolgedessen läßt die Anfangsspannung in diesem um einen einer gewissen Kraft \mathfrak{X} bzw. \mathfrak{X}_t entsprechenden Betrag nach; er dehnt sich um $\mathfrak{X} \frac{l_m}{E_m f_m}$ bzw. $\mathfrak{X}_t \frac{l_m}{E_m f_m}$; gleichzeitig verkürzt sich der Anker gegenüber seiner Länge im angespannten Zustand um $\mathfrak{X} \frac{l}{Ef}$ bzw. $\mathfrak{X}_t \frac{l}{Ef}$. Nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes folgt aus der Gleichheit der Gesamtverlängerungen für Anker und Mauerkörper

$$\frac{Zl}{Ef} - \mathfrak{X} \frac{l}{Ef} = \mathfrak{X} \frac{l_m}{E_m f_m} \text{ der Wert } \mathfrak{X} = \frac{E}{1 + \alpha}, \text{ folglich } Z - \mathfrak{X} = Z \frac{\alpha}{1 + \alpha}$$

$$\text{bzw. } \varepsilon t l_m - \mathfrak{X}_t \frac{l}{Ef} = \mathfrak{X}_t \frac{l_m}{E_m f_m} \text{ der Wert } \mathfrak{X}_t = \frac{\varepsilon E t f}{1 + \alpha} \frac{l_m}{l}, \text{ wenn zur Abkürzung}$$

$$14) \quad \alpha = \frac{E f}{E_m f_m} \frac{l_m}{l}$$

gesetzt wird. Die durch Z und t^0 erzeugte Verlängerung $\left(\frac{Z}{1 + \alpha} + \frac{\varepsilon E t f}{1 + \alpha} \frac{l_m}{l} \right) \frac{l_m}{E_m f_m}$ des Mauerkörpers darf höchstens gleich der durch \mathfrak{B} erzeugten Verkürzung $\mathfrak{B} \frac{l_m}{E_m f_m}$ sein; daraus ergibt sich der kleinste Wert der dem Anker zu gebenden Anfangskraft zu

$$15) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left(Z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l} \right).$$

Tritt neben Z eine Temperaturniedrigung um t^0 ein, so ergibt sich die überhaupt im Anker auftretende größte Zugkraft zu

$$Z_{\max} = \mathfrak{B} + Z \frac{\alpha}{1 + \alpha} + \mathfrak{X}_t \text{ oder}$$

$$16) \quad Z_{\max} = Z + \frac{2}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}.$$

Die hierbei gleichzeitig im Mauerkörper auftretende größte Druckkraft berechnet sich zu

$$\mathfrak{B} - \frac{Z}{1 + \alpha} + \frac{1}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l} = \frac{2}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}.$$

Da man für die Werte E_m und f_m auf Schätzung angewiesen ist, so empfiehlt es sich für die praktische Anwendung, statt der Gl. 15 und 16 die etwas zu großen Werte

$$15^a) \quad \beta = Z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l},$$

$$16^a) \quad Z_{\max} = Z + 2 \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}$$

in die Rechnung einzuführen.

Sind die Anker vom Mauerkörper vollständig dicht umschlossen, so erübrigt sich die Rücksichtnahme auf Temperaturänderungen ($t=0$); die zulässige Zugbeanspruchung beträgt alsdann nach den Vorschriften vom 24. Dezember 1919 für Flußeisen $k_z = 800 \text{ kg/cm}^2$.

Liegen die Anker dagegen in offenen, zur Instandhaltung des Anstrichs begehbaren Ankerschächten, so hat man je nach der Lage der Konstruktion mit einem Wärmeunterschied $t = 10^0$ bis 30^0 zu rechnen, darf dann aber mit der zulässigen Zugbeanspruchung auf 1000 bis 1200 kg/cm^2 hinaufgehen, besonders wenn die Anfangsspannung durch genaue Ablängung mit Druckpressen und Keilen gleich der rechnerisch ermittelten gemacht wird.

Aufgabe 7. Eine Rundeisenstange von $d = 75 \text{ mm } \phi$ überträgt die in ihr wirkende Zugkraft $P = 30 \text{ t}$ durch einen Keil auf ein Stahlformgußstück. Es sind die Abmessungen des Keils zu berechnen und die Verbindung aufzuzeichnen.

$$k = 1000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$k_2 = \frac{1}{2} k; \quad k_1 = 2 k_2.$$

Auflösung. Die Keilverbindung ist in Abb. 24 dargestellt. Am Orte des Keils ist der Durchmesser d des Rundeisens durch Stauchen auf das größere Maß D gebracht, damit der durch das Keilloch verschwächte Querschnitt mindestens gleich dem der Rundeisenstange wird;

zur Berücksichtigung der in Wirklichkeit eintretenden ungleichmäßigen Verteilung der Zugkraft P wählt man D etwas größer, nämlich zu $D = \frac{4}{3} \cdot d = \frac{4}{3} \cdot 75 = 100 \text{ mm}$, wenn, wie üblich, die Keilstärke $s = \frac{D}{4} = 25 \text{ mm}$ eingeführt wird. Die Höhe h des Keils berechnet sich aus dem auftretenden größten Biegemoment, das sich mit den Bezeichnungen der Abb. 24 zu

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{p}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{D}{4} = \frac{P}{8} (2p - D)$$

ergibt; hier wird $M = \frac{30000}{8} (2 \cdot 17,5 - 10,0) = 93750 \text{ cmkg}$.

Bei $h = 150 \text{ mm}$ Keilhöhe ergibt sich daher die Beanspruchung des Keils auf

Biegung: $\sigma_b = \frac{93750 \cdot 6}{2,5 \cdot 15,0^2} = 1000 \text{ (zul. } 1000) \text{ kg/cm}^2,$

Abscheren: $\sigma_s = \frac{30000}{2 \cdot 2,5 \cdot 15,0} = 400 \text{ (zul. } 750) \text{ kg/cm}^2,$

Lochleibungsdruck: $\sigma_l = \frac{30000}{2,5 \cdot 10,0} = 1200 \text{ (zul. } 1500) \text{ kg/cm}^2.$

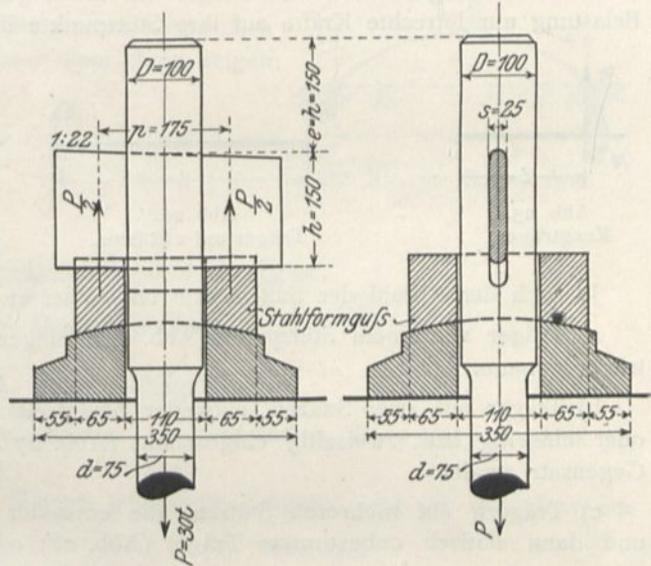


Abb. 24. Keilanschluß.

Drittes Kapitel.

Träger.

Unter einem Träger versteht man einen Konstruktionsteil, der die auf ihn entfallenden Lasten durch seinen Biegungswiderstand auf die Auflagerpunkte überträgt. Die Schwerachse der Träger liegt meist wagerecht, seltener schräg (z. B. bei Treppengewängen, Dachsparren). Man unterscheidet:

1. **Balkenträger:** Das sind Träger mit meist geradliniger Achse, die bei lotrechter Belastung nur lotrechte Kräfte auf ihre Stützpunkte übertragen.

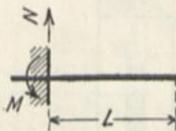


Abb. 25.
Kragträger.

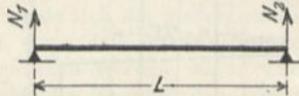


Abb. 26.
Träger auf 2 Stützen.

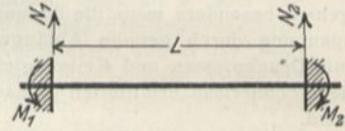


Abb. 27.
Beiderseits eingespannter Träger.

Je nach der Anzahl der Stützpunkte unterscheidet man:

a) Träger auf einem Stützpunkt (Abb. 25): eingemauerte, eingespannte oder Kragträger genannt.

b) Träger auf zwei Stützen, entweder beiderseits frei drehbar aufliegend (Abb. 26) oder einseitig bzw. zweiseitig eingespannt (Abb. 27), einfache Träger genannt, im Gegensatz zu den

c) Trägern auf mehreren Stützen, die entweder durchlaufende (kontinuierliche) und dann statisch unbestimmte Träger (Abb. 28) oder aber Träger mit Gelenken (statisch bestimmte Gerber- oder Auslegerträger, Abb. 29) sind. Letztere bestehen aus den einfachen Trägern (den „eingehängten Feldern“) AB , die sich in den Gelenken A und B auf einseitig oder beiderseits überkragende Träger auf zwei Stützen (den „Kragträgern“) auflagern; da an den Gelenkstellen

das Biegemoment gleich Null ist, genügen zu ihrer Berechnung die 3 Gleichgewichtsbedingungen der Ebene.

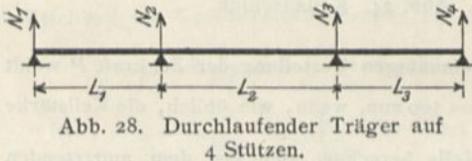


Abb. 28. Durchlaufender Träger auf 4 Stützen.

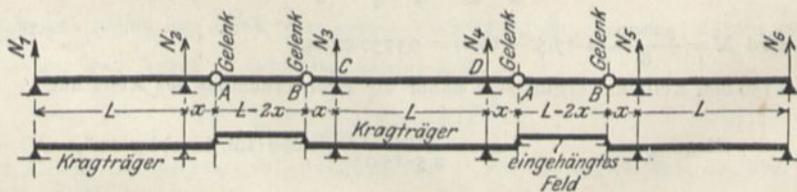


Abb. 29. Gerberträger.

2. **Bogenträger:** Das sind Träger mit gekrümmter Achse, die bei lotrechter Belastung nicht nur lotrechte, sondern auch wagerechte Kräfte („Horizontalschub“ genannt) auf ihre Stützpunkte übertragen. Man unterscheidet:

a) Bögen ohne Gelenke (eingespannte Bögen, Gewölbe, Abb. 30), die dreifach statisch unbestimmt sind.

Zug oder Druck, letztere erzeugen ein Biegemoment, das sich z. B. für den in Abb. 34b dargestellten Angriff durch eine Einzellast P zu

$$M_{\max} = P \cos \alpha \frac{\frac{a}{\cos \alpha} \cdot \frac{b}{\cos \alpha}}{L} = P \frac{ab}{L \cos \alpha},$$

d. h. gerade so groß wie für den wagerecht liegenden Träger (Abb. 34a) berechnet, dessen Stützweite gleich der Projektion des schrägliegenden ist.

Aus dem berechneten Moment M_{\max} und der gegebenen zulässigen Biegebeanspruchung k_b ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment zu

$$W = \frac{M_{\max}}{k_b}.$$

Das wirklich vorhandene Widerstandsmoment des gewählten Trägerquerschnitts muß dann mindestens die Größe W haben.

Man hat indessen — besonders bei großer Spannweite und kleiner Belastung — noch zu beachten, daß die infolge der Lasten auftretende Durchbiegung δ des Trägers

$$\text{bei Hochbaukonstruktionen den Wert} \quad \delta = \frac{L}{500} \text{ bis } \frac{L}{600},$$

$$\text{bei Brücken- und Krankonstruktionen den Wert} \quad \delta = \frac{L}{1000}$$

nicht überschreiten darf. Diese Durchbiegung setzt sich aus zwei Teilen δ_1 und δ_2 zusammen, von denen der erstere (δ_1) den Beitrag der ständigen Last, der zweite (δ_2) aber den Beitrag der Verkehrslast darstellt. Wird die Trägerachse — und das ist bei geringer Stützweite sowie bei gewalzten Trägern Regel — genau wagerecht ausgeführt, so ist $\delta = \delta_1 + \delta_2$. Erhält der Träger dagegen — und das ist bei größerer Stützweite die Regel — in der Mitte eine Übererhöhung u (Abb. 35), die mindestens zu $u = \delta_1$ gewählt wird, so ist $\delta = \delta_2$ einzuführen.

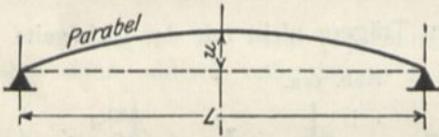


Abb. 35. Trägerüberhöhung.

Für vollwandige Träger auf 2 Stützen berechnet sich die Durchbiegung δ aus dem größten Biegemoment M_{\max}

$$\text{bei gleichbleibendem Trägheitsmoment } J \text{ zu 17a) } \delta = \frac{5}{48} \frac{L^3}{EJ} M_{\max},$$

$$\text{bei veränderlichem Trägheitsmoment } J \text{ zu 17b) } \delta = \frac{5,5}{48} \frac{L^3}{EJ_{\max}} M_{\max},$$

wo J_{\max} das größte Trägheitsmoment ist.

In jedem lotrechten Balkendurchschnitt AB (Abb. 36a) wirkt außer dem Biegemoment M , das im Abstand y von der neutralen Achse nn die Biege- oder Normalspannung $\sigma_b = \frac{M}{J} y$ ($J =$ Trägheitsmoment der ganzen Querschnittsfläche AB bezüglich nn), also für das Flächenelement f die wagerechte Normalkraft $\frac{M}{J} f y$ erzeugt, noch eine lotrechte Scherkraft V . Legt man in dem sehr kleinen Abstand λ von AB einen zweiten Vertikalschnitt $A_1 B_1$ (Abb. 36b), so ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ die Beziehung $V = (M_1 - M) : \lambda$.

Wie in jedem lotrechten Schnitt eine wagerechte Normalkraft und eine lotrechte Scherkraft, so wirkt auch in jedem wagerechten Schnitt eine lotrechte Normalkraft und eine wagerechte Scherkraft.

Schneidet man nämlich das Balkenstück $ABCD$ (Abb. 36d) von der Länge „Eins“ in der Höhe z von der neutralen Achse nn bei EF wagerecht durch und entfernt den einen Teil, z. B. den unteren, so muß man zunächst zur Wiederherstellung des Gleichgewichts an der Schnittstelle EF eine wagerechte Kraft \mathfrak{S} anbringen, weil die auf die Vertikalschnitte EB und FC wirkenden wagerechten Normalkräfte $\frac{M}{J} \Sigma f y$ und $\frac{M_1}{J} \Sigma f y$ ungleiche Größe haben. Aus der Bedingung $\Sigma H = 0$ ergibt

sich $\xi = \frac{M_1 - M}{J} \sum_z f y$. Da $M_1 - M = V$ und $\sum_z f y$ das statische Moment S des oberhalb EF gelegenen (in Abb. 36c durch Strichlage hervorgehobenen) Querschnittsteils in bezug auf die neutrale Achse nn ist, so ergibt sich die wagerechte Scherkraft für die Längeneinheit des Horizontalschnitts zu

$$18) \xi = V \frac{S}{J}.$$

Sie ist an jeder Balkenstelle gleich der lotrechten Scherkraft für die Längeneinheit des Vertikalschnitts.

Das statische Moment S ändert sich mit der Höhenlage z des Horizontalschnitts EF und erreicht seinen größten Wert S_0 für $z=0$; die größte wagerechte Scherkraft tritt daher in der neutralen Achse auf und beträgt für die Längeneinheit

$$18a) \xi_0 = V \frac{S_0}{J}.$$

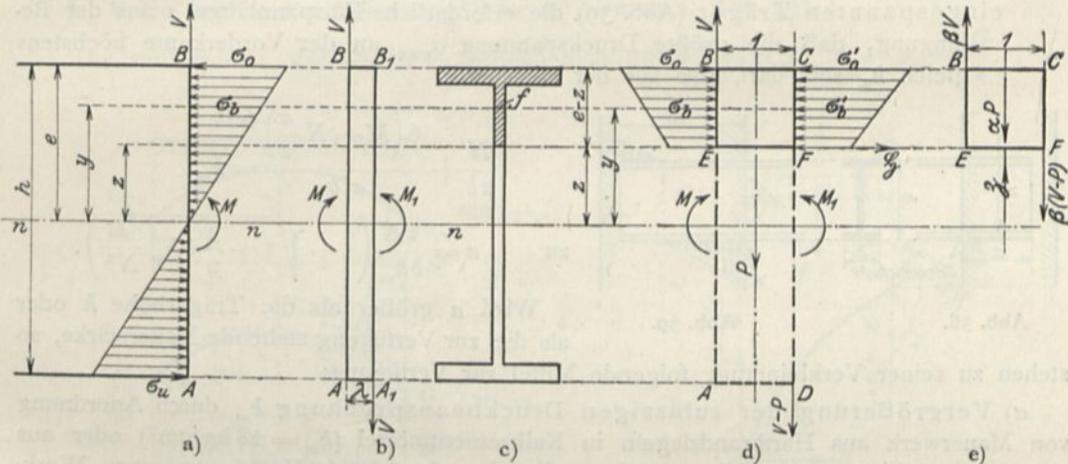


Abb. 36a-e.

Von der lotrechten Belastung P des Balkenstückes $ABCD$ (Abb. 36d), die sich nach irgend-einem Gesetz über die ganze Höhe $AB = h$ verteilt, entfällt auf die Höhe des Balkenstückes $BECF$ (Abb. 36e) der Anteil αP ; von der im Vertikalschnitt AB bzw. CD wirkenden Scherkraft V bzw. $V - P$, die sich ebenfalls nach einem bestimmten Gesetz über die Höhe h verteilt, entfällt auf die Höhe EB bzw. FC der Anteil βV bzw. $\beta(V - P)$. Zur Herstellung des Gleichgewichts muß in der wagerechten Schnittfläche EF eine lotrechte Normalkraft ξ für die Längeneinheit hinzugefügt werden, die sich aus der Bedingung $\sum V = 0$ zu

$$19) \xi = P(\alpha - \beta)$$

berechnet. Die übliche Vernachlässigung dieser Normalkraft ist daher nur zulässig, wenn $\alpha = \beta$ ist, d. h. wenn sich die äußere Kraft P nach demselben Gesetz wie die lotrechte Scherkraft V über die Balkenhöhe verteilt.

Bei Balken von I-förmigem Querschnitt (Abb. 36c) darf aber die lotrechte Scherkraft als annähernd gleichförmig über die Höhe h des Stegs verteilt angenommen werden; die Annahme $\xi = 0$ bedingt daher die Ausbildung der Konstruktion derart, daß sich auch die äußeren Kräfte (Lasten und Stützdrücke) gleichförmig über die Steghöhe h verteilen.

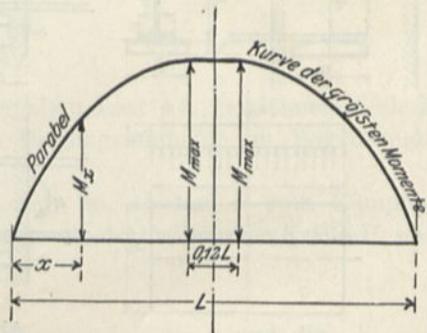


Abb. 37.

Der auf Grund der Gleichung $W = \frac{M_{\max}}{k_b}$ ermittelte Trägerquerschnitt kann der Abnahme der Biegemomente entsprechend allmählich verkleinert werden. Zur Berechnung des an irgendeiner Stelle x (Abb. 37) erforderlichen Widerstandsmoments W_x hat man das an dieser Stelle auftretende größte Biegemoment M_x zu ermitteln; trägt man alle diese M_x senkrecht zur Balkenachse auf, so ergibt die Verbindungslinie ihrer

Endpunkte die Kurve der größten Momente, und diese darf bei einem Träger auf 2 Stützen sowohl für die ständige Last als auch für die bewegliche Verkehrslast durch eine gerade Linie von der Länge $0,12 L$ und zwei sich an diese tangential anschließende Parabelstücke (Abb. 37) ersetzt werden. Zur Berechnung von M_x dient die Tafel 4 S. 200.

b) **Berechnung der Auflagerung im Mauerwerk.** Aus den gegebenen Lasten Q und P wird der größte Auflagerdruck N und beim eingespannten Balken außerdem das größte Spannungsmoment M berechnet, wobei man etwa bewegliche Lasten in die ungünstigste Stellung zu bringen hat. Aus der zulässigen Beanspruchung k_m des Mauerwerks und der bekannten Trägerbreite b berechnet sich dann beim

Träger mit frei drehbaren Enden (Abb. 38) die erforderliche Auflagerfläche

$$\text{zu } F = \frac{N}{k_m} \text{ und daraus die erforderliche Auflagerlänge zu } a = \frac{F}{b} = \frac{N}{b k_m};$$

eingespannten Träger (Abb. 39) die erforderliche Einspannlänge a aus der Bedingung, daß die größte Druckspannung σ_{\max} an der Vorderkante höchstens gleich k_m sein darf, also aus der Gleichung

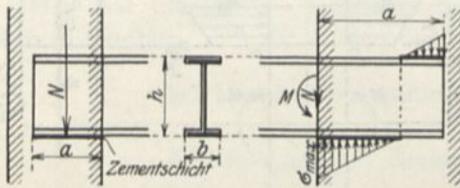


Abb. 38.

$$\frac{N}{ab} + \frac{6(M + N \frac{a}{2})}{a^2 b} = k_m$$

$$\text{zu } a = \frac{2N}{b k_m} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} b k_m \frac{M}{N^2}} \right).$$

Abb. 39.

Wird a größer als die Trägerhöhe h oder als die zur Verfügung stehende Mauerstärke, so

stehen zu seiner Verkleinerung folgende Mittel zur Verfügung:

α) Vergrößerung der zulässigen Druckbeanspruchung k_m durch Anordnung von Mauerwerk aus Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel ($k_m = 18 \text{ kg/cm}^2$) oder aus Klinkern in Zementmörtel ($k_m = 35 \text{ kg/cm}^2$) oder aber durch Unterlegen eines Werksteins (z. B. Granit mit $k_m = 60 \text{ kg/cm}^2$, Sand- oder Kalkstein mit $k_m = 20 \text{ kg/cm}^2$) oder endlich durch Anwendung beider Maßregeln.

Abb. 40. Frei auflieg. Träger.

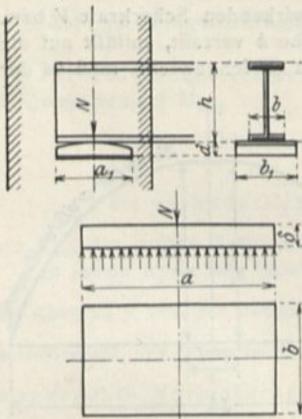


Abb. 42. Auflagerplatte.

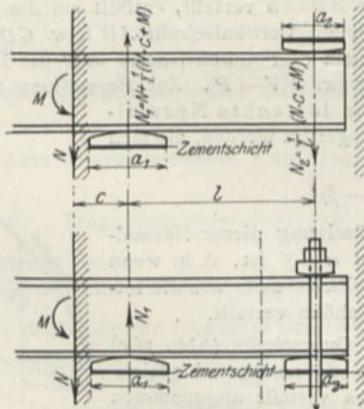


Abb. 41. Eingespannter Träger.

β) Vergrößerung der Auflagerbreite b durch Anordnung einer Auflagerplatte von der größeren Breite b_1 (Abb. 40 und 41). Die Dicke δ dieser Platte berechnet sich nach Abb. 42 (in der man sich die eine Plattenhälfte in eine feste Wand eingespannt zu denken hat) aus der Gleichung

$$\frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{b \delta^2}{6} k_b \text{ zu}$$

$$20) \delta = \sqrt{\frac{3 N a}{4 k_b b}}$$

wobei die zulässige Beanspruchung für Gußeisen $k_b = 250 \text{ kg/cm}^2$, für Stahlformguß $k_b = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und für Schmiedstahl $k_b = 1400 \text{ kg/cm}^2$ beträgt.

Steht beim eingespannten Balken (Abb. 41a) zur Aufnahme des Stützdrucks N_2 oberhalb der Auflagerplatte nicht genügend oder überhaupt kein Mauergewicht zur Verfügung, so muß der Träger nach Abb. 41b bei N_2 im Mauerwerk nach unten verankert werden. Die Tiefe t der Verankerung

ist so zu wählen, daß das Gewicht des auf der Ankerplatte ruhenden Mauerwerks mindestens gleich dem 1,5- bis 2,5fachen von N_2 ist.

γ) Gleichzeitige Vergrößerung der zulässigen Druckbeanspruchung k_m und der Auflagerbreite b z. B. durch Anordnung einer Auflagerplatte auf einem Werkstein.

2. Bogenträger.

Außer den früheren Größen erfordert die Berechnung noch die Angabe der Pfeilhöhe f ; sie beschränkt sich hier auf den nach der Parabel gekrümmten Dreigelenkbogen; die Ergebnisse dürfen bei Hochbaukonstruktionen hinreichend genau auch auf flache Kreisbögen mit dem Pfeilverhältnis $\frac{f}{L} = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ übertragen werden.

a) Ermittlung der Stützdrücke, Biegemomente, Längs- und Scherkräfte.

α) Volle senkrechte Belastung (p kg/m² Grundriß, Abb. 43).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = Q$ zu $N_1 = N_2 = \frac{Q}{2}$.

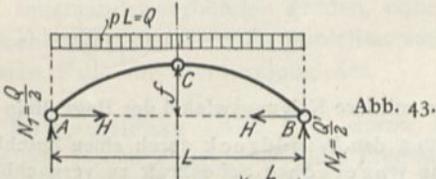


Abb. 43.

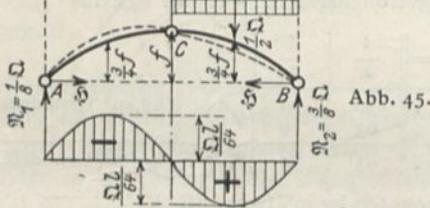


Abb. 45.

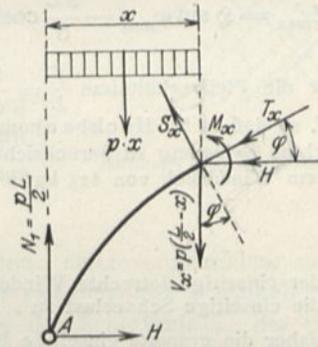


Abb. 44.

Denkt man sich die rechte Bogenhälfte entfernt und setzt für die übriggebliebene linke die Summe aller Momente für C als Drehpunkt gleich Null, so ergibt sich $N_1 \cdot \frac{L}{2} - \frac{Q}{2} \cdot \frac{L}{4} - Hf = 0$, folglich der Horizontalschub

$$21) \quad H = \frac{QL}{8f} = \frac{pL^2}{8f}$$

Das mit der Polweite H zu der gleichförmig verteilten Last pL gezeichnete Seileck fällt mit der Bogenlinie ACB zusammen, so daß Biegemomente im Bogen nicht auftreten.

Ist φ der Neigungswinkel der Bogenlinie in dem im Abstand x vom Kämpfergelenk A gelegenen Querschnitt (Abb. 44), so erzeugen die dort wirkenden Kräfte H und

$$V_x = p \left(\frac{L}{2} - x \right) \text{ die}$$

tangentiale Normal- oder Längskraft $T_x = H \cos \varphi + V_x \sin \varphi$ und die

radiale Transversal- oder Scherkraft $S_x = H \sin \varphi - V_x \cos \varphi$ (die zur Berechnung der Nietteilung nach Gl. 26) dient). Da für den Parabelbogen $M_x = 0$ und

$\operatorname{tg} \varphi = \frac{8f}{L^2} \left(\frac{L}{2} - x \right)$ ist, so folgt $T_x = \frac{H}{\cos \varphi}$ und $S_x = 0$.

β) Einseitige senkrechte Belastung (p kg/m² Grundriß, Abb. 45).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = Q$ zu $N_1 = \frac{1}{8} Q$ und $N_2 = \frac{3}{8} Q$.

Der Horizontalschub ergibt sich auf demselben Wege wie vorher zu

$$22) \quad \mathfrak{H} = \frac{\Omega L}{16f} = \frac{p L^2}{16f}.$$

Das mit der Polweite \mathfrak{H} zu der einseitig verteilten Last $\frac{1}{2} p L$ gezeichnete Seileck besteht aus der geraden Linie AC und einer sich an diese in C tangential anschließenden, oberhalb der Bogenlinie CB verlaufenden Parabel. Es treten daher auf der unbelasteten Gewölbehälfte negative, auf der belasteten positive Biegemomente \mathfrak{M}_x auf, die ihren Größtwert in $\frac{1}{4}$ der Spannweite mit

$$23) \quad \mathfrak{M}_{\max} = -\mathfrak{M}_{\min} = \frac{\Omega L}{64} = \frac{p L^2}{64}$$

erreichen; die an dieser Stelle gleichzeitig auftretende Längs- und Scherkraft berechnet

sich mit $\operatorname{tg} \varphi_{\max} = \frac{2f}{L}$ und $\mathfrak{S}_x = \frac{pL}{8}$ zu

$$\mathfrak{T}_{\max} = \mathfrak{H} \cos \varphi_{\max} + \frac{pL}{8} \sin \varphi_{\max} = \mathfrak{H} \left(\cos \varphi_{\max} + \frac{2f}{L} \sin \varphi_{\max} \right) = \frac{\mathfrak{H}}{\cos \varphi_{\max}} \quad \text{und}$$

$$\mathfrak{S}_{\max} = \mathfrak{H} \sin \varphi_{\max} - \frac{pL}{8} \cos \varphi_{\max} = 0.$$

Für die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{L} = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ ist der mittlere Neigungswinkel der Bogenlinie kleiner als 25° , so daß es für Hochbaukonstruktionen genügt, den Winddruck durch einen Zuschlag zur senkrechten Belastung zu berücksichtigen, also seine wagerechte Seitenkraft zu vernachlässigen. Bei einem Winddruck von 125 kg/m^2 rechtwinklig getroffener Fläche ergibt sich für

$\frac{f}{L} =$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	
der einseitige lotrechte Winddruck zu	30	20	15	kg/m ² Grundriß,
die einseitige Schneelast zu	65	70	70	" " ;
daher die gesamte einseitige Belastung zu . . .	95	90	85	kg/m ² Grundriß.

Meist rechnet man mit einer einseitigen Last von 100 kg/m^2 Grundriß.

b) Berechnung des Trägerquerschnitts.

Ist für einen Bogenquerschnitt M_{\max} das größte Biegemoment, T_{\max} die gleichzeitig auftretende Längskraft, F der Flächeninhalt und W das Widerstandsmoment des gewählten Querschnitts, so darf die größte auftretende Spannung

$$\sigma_{\max} = \frac{T_{\max}}{F} + \frac{M_{\max}}{W}$$

die als zulässig festgesetzte Grenze k nicht überschreiten.

c) Berechnung der Gelenke.

a) Zylindergelenke (Abb. 46). Ist H_{\max} der größte auf das Gelenk wirkende Horizontalschub, V_{\max} die gleichzeitig mit H_{\max} auftretende lotrechte Scherkraft, so wirkt auf das Gelenk die Normalkraft

$$T = H_{\max} \cos \alpha + V_{\max} \sin \alpha$$

und die Transversalkraft

$$S = H_{\max} \sin \alpha - V_{\max} \cos \alpha,$$

wenn α der Neigungswinkel der Bogenlinie am Gelenkpunkt ist. Zur sicheren Aufnahme der Kraft S wird der Lichtraum e zwischen den beiden, den Zylinder umfassenden Gelenkkörpern nur gerade so groß gewählt, daß er die freie Drehbarkeit der Bogenteile gestattet; hierzu genügt je nach der Spannweite das Maß $e = 20$ bis 40 mm , so daß jeder Körper den Zylinder mindestens auf das 0,8fache des halben Umfangs, also auf

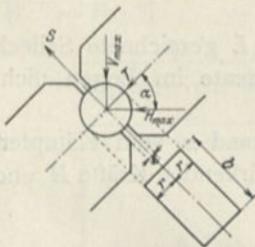


Abb. 46. Zylindergelenk.

die Länge $0,8 \pi r \approx \sim \frac{5}{2} r$ umfaßt. Unter der Annahme, daß sich T annähernd gleichförmig über die Hälfte des berührten Umfangs verteilt, ergibt sich die Gleichung $\frac{5}{4} r b \sigma = T$, aus der sich bei gegebenem r die Beanspruchung zu

$$24a) \quad \sigma = \frac{0,8 T}{b r}$$

und bei gegebener zulässiger Beanspruchung k der Zylinderhalbmesser zu

$$24b) \quad r = \frac{0,8 T}{b k}$$

berechnet; hierin ist für Körper

$$\begin{aligned} \text{in Gußeisen} \quad k &= 600 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{in Stahlformguß} \quad k &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ zulässig.} \end{aligned}$$

Kann bei einem bestimmten Belastungsfall (z. B. bei Hallen durch Wind von innen) die Normalkraft T negativ, also eine Zugkraft werden, so müssen die beiden Gelenkkörper miteinander verbunden werden, ohne daß dabei die freie Drehbarkeit des Gelenks vernichtet wird. Einfacher ist in diesem Falle die Verwendung der

β) Bolzgelenke (Abb. 47), deren Berechnung auf Abscheren, Lochleibungsdruck und Biegung für die Kraft $R = \sqrt{V_{\max}^2 + H_{\max}^2}$ nach den Regeln des 2. Kap. erfolgt (vgl. Aufg. 6).

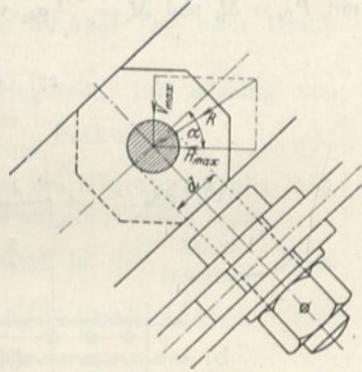


Abb. 47. Bolzgelenk.

γ) Federgelenke (Abb. 48) bestehen aus zwei Teilen: einer tangentialen, zur Aufnahme der Längskraft T bestimmten Platte A und einer radialen, aus 4 winkelförmigen Stahlblechen zusammengesetzten Feder F zur Aufnahme der Scherkraft S ; der Gelenkpunkt liegt in der Mitte C der Tangentialplatte A . Um die Drehbarkeit des Gelenks zu ermöglichen, wird die Platte A auf eine gewisse Länge λ ($= 150$ bis 200 mm) nicht mit dem Bogen vernietet (Abb. 48b) und der abstehende Schenkel der 4 Winkelbleche nach unten verbreitert (Abb. 48c).

Ist b die Breite, δ die Stärke der Tangentialplatte A ,

a die Höhe, δ_1 die Stärke jeder der 4 Federn F , so ist die Druckspannung in der Platte $\sigma = \frac{T}{b \delta}$ und die Scherspannung in den Federn $\sigma_s = \frac{S}{2 a \delta_1}$. Zu diesen Spannungen treten die Biegungsspannungen σ_b bei einer Winkeländerung im Gelenkpunkt hinzu. Die Länge s der Sehne AC des Dreigelenkbogens ACB (Abb. 49) ändert sich bei einer Temperaturänderung von t^0 um $\epsilon t s$ ($\epsilon =$ linearer Ausdehnungskoeffizient $= 12 \cdot 10^{-6}$), wobei sich das Gelenk C um Δf hebt bzw. Δf_1 senkt. Aus $(s + \epsilon t s)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f + \Delta f)^2$ bzw. $(s - \epsilon t s)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f - \Delta f_1)^2$ folgt mit Vernachlässigung der kleinen Größen Δf^2 und Δf_1^2 der Wert $\Delta f = \Delta f_1 = \epsilon t \frac{s^2}{f}$. Aus $\frac{\sin \Delta \alpha}{\sin(\alpha - \Delta \alpha)} = \frac{\Delta f}{s}$ bzw. $\frac{\sin \Delta \alpha_1}{\sin(\alpha + \Delta \alpha_1)} = \frac{\Delta f_1}{s}$ folgt mit $\sin(\alpha + \Delta \alpha_1) \sim \sin \alpha = \sin(\alpha - \Delta \alpha)$, $\sin \alpha = \frac{L}{2s}$ und $\sin \Delta \alpha \approx \Delta \alpha = \sin \Delta \alpha_1$ die Winkeländerung $\Delta \alpha = \Delta \alpha_1 = \epsilon t \frac{L}{2f}$.

Zur Berücksichtigung der bei einseitigem Schnee- und Winddruck eintretenden zusätzlichen Winkeländerung führt man in die Rechnung den doppelten Wert

$$25) \quad \Delta \alpha = \Delta \alpha_1 = \epsilon t \frac{L}{f}$$

ein. Der infolge dieser Winkeländerung in Platte und Feder eintretende Biegungszustand ist für eine Temperaturerniedrigung in Abb. 48e und 48f dargestellt. Die Platte A ist als ein bei C ein-

gespannter Balken von der Länge $\frac{\lambda}{2}$ anzusehen, dessen Endtangente sich infolge des gleichbleibenden Moments M um $\Delta\alpha$ gedreht hat; mit

$$\Delta\alpha = \frac{M \frac{\lambda}{2}}{EJ} \quad \text{und} \quad M = W\sigma_b = \frac{2J}{\delta} \sigma_b \quad \text{wird} \quad \Delta\alpha = \frac{\lambda\sigma_b}{E\delta}, \quad \text{daher}$$

$$26) \quad \sigma_b = E \frac{\delta}{\lambda} \Delta\alpha = \varepsilon E t \frac{\delta}{\lambda} \frac{L}{f}.$$

Jede der 4 Federn öffnet sich am unteren Ende um $h\Delta\alpha$; aus Abb. 48f folgt $h\Delta\alpha = \frac{P\lambda_1^3}{3EJ_1}$; mit $P\lambda_1 = M_1$ und $M_1 = \frac{2J_1}{\delta_1} \sigma_{b1}$ wird $h\Delta\alpha = \frac{2\lambda_1^3 \sigma_{b1}}{3E\delta_1}$, daher

$$27) \quad \sigma_{b1} = \frac{3}{2} E \frac{\delta_1}{\lambda_1} \frac{h}{\lambda_1} \Delta\alpha = \frac{3}{2} \varepsilon E t \frac{\delta_1}{\lambda_1} \frac{h}{\lambda_1} \frac{L}{f}.$$

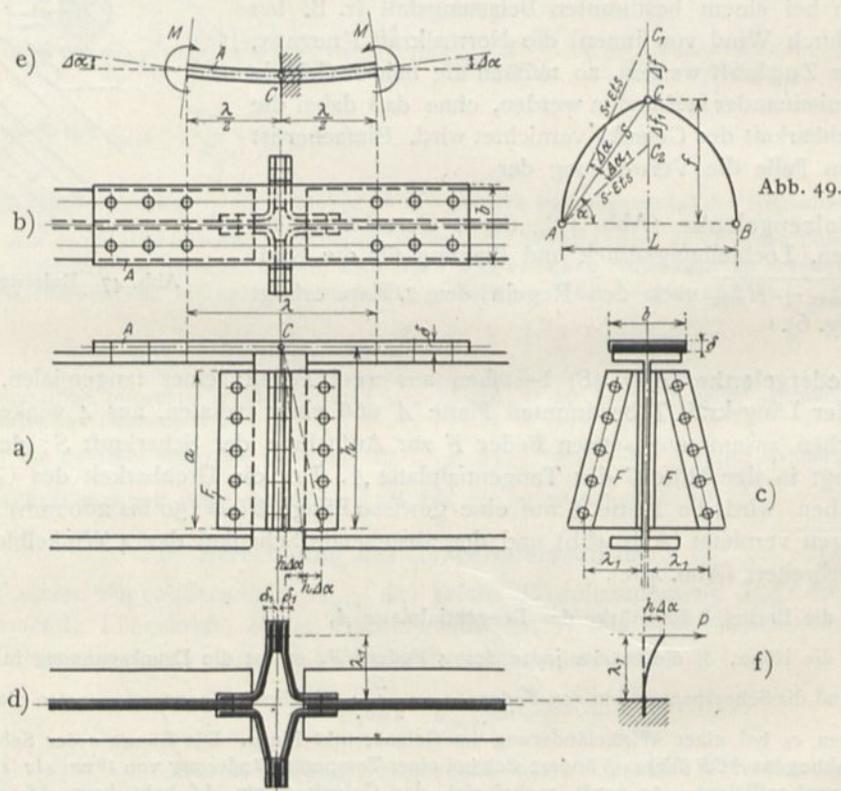


Abb. 48 a-f. Federgelenk.

Zahlenbeispiel. $L = 20,0$ m; $f = 9,25$ m; $b = 200$ mm; $\delta = 12$ mm; $a = 400$ mm; $\delta_1 = 6$ mm; $h = 450$ mm; $\lambda = 150$ mm; $\lambda_1 = 200$ mm; $t = \pm 35^\circ$; $E = 2,15 \cdot 10^6$. Für das Scheitelgelenk sei $T = 10000$ kg und $S = 4000$ kg. Dann wird

$$\Delta\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot \frac{20,0}{9,25} = 9 \cdot 10^{-4}.$$

$$\text{Platte } A: \quad \sigma = \frac{10000}{20,0 \cdot 1,2} = 420 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_b = 2,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,2}{15,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 170 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{\max} = 590 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Feder } F: \quad \sigma_s = \frac{4000}{2 \cdot 40,0 \cdot 0,6} = 170 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{b1} = \frac{3}{2} \cdot 2,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,6}{20,0} \cdot \frac{45,0}{20,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

Da mit dem Vorzeichen von t auch die Art der Beanspruchung in Platte und Feder wechselt, ist die zulässige Spannung gegenüber der für die übrigen Konstruktionsteile festgesetzten Beanspruchung um 40 bis 50 v. H. zu vermindern.

II. Fachwerkträger.

1. Ein Fachwerk ist ein Gebilde aus einzelnen geraden Stäben, die in ihren Endpunkten, den „Knotenpunkten“, miteinander verbunden sind. Man unterscheidet:

reine Fachwerke, bei denen alle Knotenpunkte als reibungslose Gelenke ausgebildet sind, so daß die einzelnen Stäbe durch eine in den Knotenpunkten angreifende äußere Belastung entweder nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, und

gemischte Fachwerke, bei denen einzelne oder auch alle Knotenpunkte biegeunfest ausgebildet sind, so daß einzelne oder auch alle Stäbe durch eine in den Knotenpunkten angreifende äußere Belastung nicht nur auf Zug oder Druck, sondern auch auf Biegung beansprucht werden.

Die Fachwerke werden in ebene und räumliche eingeteilt. Ein allseitig von geraden Stäben begrenztes Ebenengebilde heißt ein ebenes Fachwerk. Ebenen Fachwerken begrenztes Raumgebilde heißt ein räumliches Fachwerk.

2. Soll ein Fachwerk unter dem Einfluß äußerer Kräfte im Gleichgewicht sein, so muß es sowohl seiner Form als auch seiner Lage nach unverschieblich sein.

A. Seiner Form nach oder innerlich unverschieblich ist das ebene/räumliche Fachwerk, wenn es bei $\frac{n}{v}$ Knotenpunkten durch $\frac{2n-3}{3v-6}$ voneinander unabhängige Stücke (nämlich $\frac{s}{\sigma}$ Seiten und $\frac{w}{\omega}$ Winkel) bestimmt ist.

Das einfachste ebene/räumliche Fachwerk ist das Dreieck mit drei Knotenpunkten und drei Stäben; zum Anschluß eines neuen Knotenpunktes sind zwei nicht in derselben Ebene liegende neue Stäbe, zum Anschluß von $\frac{n-3}{v-4}$ Knotenpunkten daher $\frac{2(n-3)}{3(v-4)}$ voneinander unabhängige Stäbe erforderlich; das dann entstehende ebene/räumliche Fachwerk von $\frac{n}{v}$ Knotenpunkten ist durch $\frac{2(n-3)+3}{3(v-4)+6} = \frac{2n-3}{3v-6}$ Stäbe bestimmt. Das Raumfachwerk insbesondere ist auch dann innerlich unverschieblich, wenn alle es bildenden ebenen Fachwerke innerlich unverschieblich sind.

Die $\frac{2n-3}{3v-6}$ Stäbe sind nicht voneinander unabhängig, wenn sie ein inneres Gleichgewichtssystem bilden, d. h. wenn sich beim Fehlen äußerer Kräfte und bei Annahme einer beliebigen Stabkraft die Spannkraften in allen übrigen Stäben aus den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene/ des Raumes eindeutig bestimmen lassen.

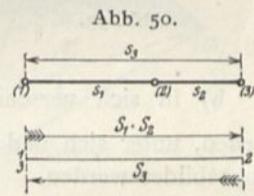


Abb. 50.

Abb. 50a.

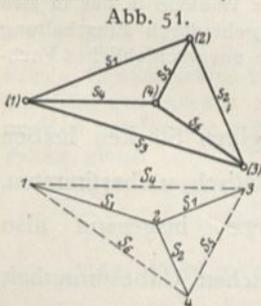


Abb. 51a.

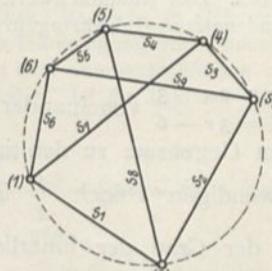


Abb. 52.

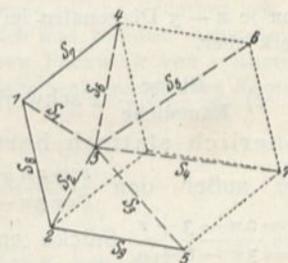


Abb. 52a.

Beispiele sind das Dreieck (Abb. 50), bei dem alle $\frac{n-3}{v-4} = \frac{2 \cdot 3 - 3}{3 \cdot 3 - 6} = 3$ Stäbe in einer Linie liegen; aus Tetraeder (Abb. 51), bei dem alle $\frac{n-3}{v-4} = \frac{2 \cdot 4 - 3}{3 \cdot 4 - 6} = 6$ Stäbe in einer Ebene liegen; aus der beliebig angenommenen Stabkraft S_2 im Stabe s_2 ergeben sich die Spannkraften in den übrigen Stäben eindeutig durch den geschlossenen Kräfteplan (Abb. 50a). Ein ebenes Fachwerk von $n=6$ Knotenpunkten erfordert zur inneren Unverschieblichkeit $2n-3=9$ Stäbe; bilden 6 Stäbe die Seiten eines

einem Kegelschnitt einbeschriebenen Sechsecks, die übrigen 3 aber dessen 3 Hauptdiagonalen (Abb. 52), so sind die 9 Stäbe auf Grund des Paskalschen Satzes nicht unabhängig voneinander; nimmt man z. B. die Kraft S_8 im Stabe s_8 beliebig an, so liefert der geschlossene Kräfteplan (Abb. 52a) eindeutig die Spannkraften in allen übrigen Stäben.

a) Ist $\frac{z = s + w}{\zeta = \sigma + \omega}$ die Zahl der das ebene räumliche Fachwerk bestimmenden, voneinander unabhängigen Stücke, so heißt das Fachwerk

in sich unverschieblich, wenn $\frac{z = 2n - 3}{\zeta = 3v - 6}$ ist, dagegen

in sich verschieblich, wenn $\frac{z < 2n - 3}{\zeta < 3v - 6}$ ist. Der Grad der Verschieblichkeit wird durch die Zahl $\frac{f = 2n - 3 - z}{\varphi = 3v - 6 - \zeta}$ angegeben, für das Raumfachwerk auch durch die Summe der Verschieblichkeitsgrade der es bildenden ebenen Fachwerke.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen Gelenkring (Abb. 53) (mit $z = s = n$) $f = n - 3$; dem Raumfachwerk (Abb. 54) (mit $v = 2n$ und $\zeta = \sigma + \omega = 2n + 2n = 4n$) $\varphi = 6n - 6 - 4n = 2n - 6$; das Fachwerk wird aus n schrägliegenden, in sich unverschieblichen ebenen Fachwerken von Trapezform und 2 wagerechten, n -eckigen Gelenkringen gebildet; für letztere ist $f = n - 3$, daher für das Raumfachwerk $\varphi = 2f = 2n - 6$.

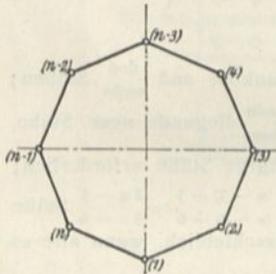


Abb. 53.

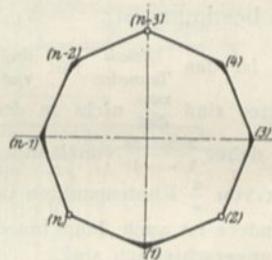


Abb. 53a.

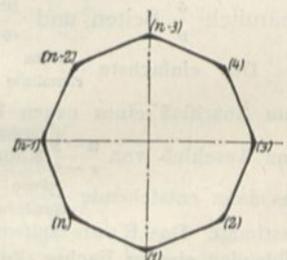


Abb. 53b.

b) In sich verschiebliche ebene räumliche Fachwerke können durch Hinzufügung von $\frac{f}{\varphi}$ neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu unverschieblichen ausgebildet werden.

Der n -eckige Gelenkring (Abb. 53) geht durch die biegungsfeste Ausbildung von $n - 3$ Knotenpunkten, d. h. durch Hinzufügung von $w = n - 3$ voneinander unabhängigen Winkeln in das in sich unverschiebliche Fachwerk Abb. 53a über. Das Raumfachwerk (Abb. 54) geht durch Einschaltung von je $n - 3$ Diagonalen im oberen und unteren Gelenkring in ein in sich unverschiebliches Fachwerk über.

c) Ebene Räumliche Fachwerke mit $\frac{z = 2n - 3}{\zeta = 3v - 6}$ voneinander unabhängigen Stücken heißen innerlich statisch bestimmt im Gegensatz zu den innerlich statisch unbestimmten, die außer den $\frac{z = 2n - 3}{\zeta = 3v - 6}$ „notwendigen“ noch $\frac{r}{\varrho}$ überzählige, insgesamt also $\frac{z_r = 2n - 3 + r}{\zeta_\varrho = 3v - 6 + \varrho}$ Stücke enthalten; der Grad der innerlichen statischen Unbestimmtheit wird durch die Zahl $\frac{r = z_r - 2n + 3}{\varrho = \zeta_\varrho - 3v + 6}$ angegeben.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen, gelenklosen (biegungsfesten) Stabring (Abb. 53b) mit $s = n$ Seiten, $w = n$ Winkeln (daher $z_r = s + w = 2n$) $r = 2n - 2n + 3 = 3$; dem Raumfachwerk (Abb. 54) mit gelenklosem oberen und unteren Ring bei $v = 2n$ Knotenpunkten, $\sigma = 4n$ Seiten, $\omega = 2n$ Winkeln (daher $\zeta_\varrho = \sigma + \omega = 6n$) $\varrho = 6n - 3 \cdot 2n + 6 = 6$.

d) Einzelne oder auch alle Stäbe eines ebenen Fachwerks können für sich wieder als ebene räumliche Fachwerke ausgebildet werden und heißen dann ebene räumliche Scheiben, die Fachwerke selbst aber zusammengesetzte oder erweiterte im Gegensatz zu den vorher besprochenen einfachen.

α) Zwei in sich unverschiebliche in derselben Ebene liegende räumliche Scheiben von n_1 bzw. n_2 Knotenpunkten v_1 bzw. v_2 können durch Hinzufügung von $\frac{e}{\varepsilon}$ neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu einem in sich unverschieblichen ebenen räumlichen Fachwerk von $\frac{n}{v}$ Knotenpunkten miteinander verbunden werden. Ist die Zahl der den beiden ebenen räumlichen Scheiben gemeinsamen Knotenpunkte gleich

null, so ist $\frac{n}{v} = \frac{n_1 + n_2}{v_1 + v_2}$ und $\frac{e}{\varepsilon} = \frac{2(n_1 + n_2) - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{3(v_1 + v_2) - 6 - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 6)]} = \frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$;

eins, so ist $\frac{n}{v} = \frac{n_1 + n_2 - 1}{v_1 + v_2 - 1}$ und $\frac{e}{\varepsilon} = \frac{2[n_1 + (n_2 - 1)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{3[v_1 + (v_2 - 1)] - 6 - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 6)]} = \frac{\text{eins}}{\text{drei}}$;

zwei, so ist $\frac{n}{v} = \frac{n_1 + n_2 - 2}{v_1 + v_2 - 2}$ und $\frac{e}{\varepsilon} = \frac{2[n_1 + (n_2 - 2)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)]}{3[v_1 + (v_2 - 2)] - 6 - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 7)]} = \frac{\text{null}}{\text{eins}}$.

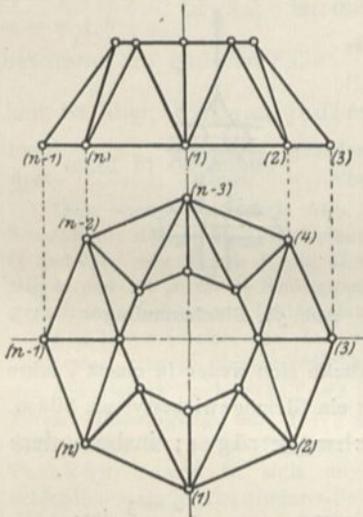


Abb. 54.

Haben daher zwei in sich unverschiebliche in derselben Ebene liegende räumliche Scheiben mehr als einen Knotenpunkte gemeinsam, so bilden sie zusammen ein in sich unverschiebliches ebenes räumliches Fachwerk.

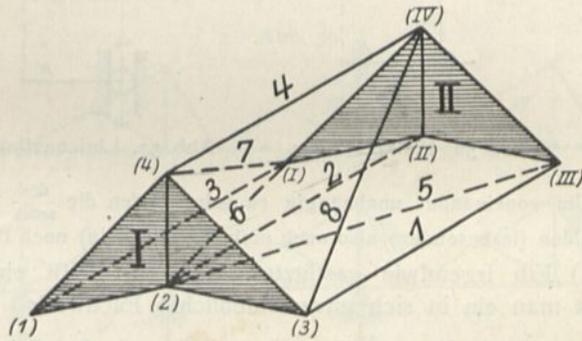


Abb. 55.

β) Zwei nicht in derselben Ebene liegende, in sich unverschiebliche ebene Scheiben von n_1 bzw. n_2 Knotenpunkten können durch Hinzufügung von v neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk von v Knotenpunkten miteinander verbunden werden. Ist die Zahl der den beiden Scheiben gemeinsamen Knotenpunkte gleich

null, so ist $v = n_1 + n_2$ und

$$v = [3(n_1 + n_2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2;$$

eins, so ist $v = n_1 + n_2 - 1$ und

$$v = [3(n_1 + n_2 - 1) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2 - 3;$$

zwei, so ist $v = n_1 + n_2 - 2$ und

$$v = [3(n_1 + n_2 - 2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)] = n_1 + n_2 - 5.$$

Für die beiden ebenen Scheiben I und II (Abb. 55) ohne gemeinsamen Knotenpunkt wird mit $n_1 = 4$ und $n_2 = 4$ die Zahl der hinzuzufügenden Stäbe $v = 8$; es sind daher zwischen den Knotenpunkten beider Scheiben die in Abb. 55 mit 1 bis 8 bezeichneten Stäbe einzuziehen, um beide zu einem in sich unverschieblichen Raumfachwerk zu verbinden.

B. Seiner Lage nach oder äußerlich unverschieblich ist das ebene räumliche Fachwerk, wenn die auf es in seiner eigenen Ebene wirkenden äußeren Kräfte miteinander im Gleichgewicht sind.

Soll die Berechnung des ebenen räumlichen Fachwerks mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene des Raumes möglich sein, so dürfen die äußeren Kräfte bis auf drei beliebig gewählt werden. In diesem Falle darf daher die Anzahl $\frac{a}{\alpha}$ der zur Auflagerung des ebenen räumlichen Fachwerks dienenden unbekannt, voneinander unabhängigen Stützdrücke höchstens drei sechsz betragen; gerade so groß ist aber nach *Adα*) auch die Zahl $\frac{e}{\epsilon}$ der voneinander unabhängigen Stücke, die zur Verbindung des ebenen räumlichen Fachwerks mit der als ebenes räumliches Fachwerk betrachteten Erde zu einem erweiterten ebenen räumlichen Fachwerk erforderlich ist. Die Stützdrücke darf man daher auch durch Auflagerstäbe ersetzen, die das ebene räumliche Fachwerk mit der Erde verbinden.

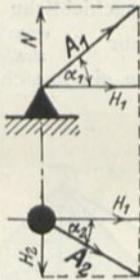


Abb. 56. Punktauflager.

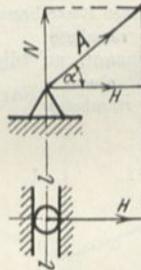


Abb. 57. Linienauflager.

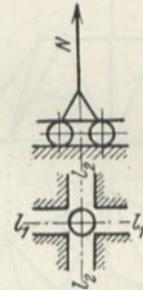


Abb. 58. Flächenauflager.

Um voneinander unabhängig zu sein, dürfen die drei Stützdrücke sich weder in einem Punkte schneiden (insbesondere also auch nicht parallel sein) noch für sich ein Gleichgewichtssystem bilden.

a) Ein irgendwie gestütztes Fachwerk heißt ein Fachwerkträger; insbesondere nennt man ein in sich unverschiebliches Fachwerk

vollständig gestützt (äußerlich statisch bestimmt), wenn $\frac{a}{\alpha} = \frac{3}{6}$ ist;

unvollständig gestützt (äußerlich verschieblich), wenn $\frac{a}{\alpha} < \frac{3}{6}$ ist;

überevllständig gestützt (äußerlich statisch unbestimmt), wenn $\frac{a}{\alpha} > \frac{3}{6}$ ist.

b) Die Stützung der Fachwerke kann erfolgen durch:

α) Punktauflager (Abb. 56): feste Auflager, bei denen weder Ebene noch Richtung noch Größe des Stützdrucks bekannt ist, daher drei Unbekannte (z. B. die 3 Seitenkräfte N , H_1 und H_2 in Abb. 56) auftreten. Das Punktauflager kann durch drei nicht in derselben Ebene liegende Auflagerstäbe ersetzt werden, die das Fachwerk mit der festen Erde verbinden.

β) Linienauflager (Abb. 57): der Auflagerpunkt ist in einer Linie (U in Abb. 57) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung) in die rechtwinklig zu dieser Linie liegende Ebene fällt, während er der Richtung und Größe nach unbekannt bleibt, so daß zwei Unbekannte (z. B. die 2 Seitenkräfte N und H in Abb. 57) auftreten, die durch zwei in jener Ebene, aber nicht in derselben Geraden liegende Auflagerstäbe (Pendelpfeiler) ersetzt werden können.

γ) **Flächenaufleger** (Abb. 58): der Auflagerpunkt ist auf einer Ebene ($l_1 l_2$ in Abb. 58) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung) rechtwinklig zu dieser Ebene wirkt und nur der Größe nach unbekannt bleibt, so daß nur eine Unbekannte (N in Abb. 58) auftritt, die durch einen senkrecht zur Führungsebene stehenden Auflagerstab (Pendelstütze) ersetzt werden kann.

3. Ein Mangel in der äußeren Lage, d. i. eine unvollständige Stützung kann durch Ausbildung der inneren Form nicht ausgeglichen werden. Die Zahl der voneinander unabhängigen Stützdrücke muß daher bei einem $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerk mindestens $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ betragen. Unvollständig gestützte Fachwerke sind für die Ausführung unbrauchbar.

4. Ein Mangel in der inneren Form, d. h. die innere Verschieblichkeit des Fachwerks kann dagegen durch übervollständige Stützung ausgeglichen werden. Man hat nur die zur inneren Unverschieblichkeit fehlenden $\frac{f=2n-3-\varepsilon}{\varphi=3\nu-6-\zeta}$ Stücke durch $\frac{f+m}{\varphi+\mu}$ weitere, unter sich und von den $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ bereits vorhandenen unabhängige Stützdrücke zu ersetzen, so daß dann die Gesamtzahl der voneinander unabhängigen Stützdrücke $\alpha_1 = \frac{f+m}{\varphi+\mu}$ beträgt. Ist dabei $\frac{m=0}{\mu=0}$, so ist der entstandene Fachwerkträger statisch bestimmt, im anderen Falle $\frac{m}{\mu}$ fach statisch unbestimmt. Bedingung für seine Brauchbarkeit ist aber, daß von jedem Knotenpunkt des $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerkträgers mindestens $\frac{\text{zwei}}{\text{drei}}$ nicht in derselben $\frac{\text{geraden Linie}}{\text{Ebene}}$ liegende Stäbe ausgehen.

Das ebene Fachwerk Abb. 59 besteht aus den 3 ebenen Scheiben I, II und III, von denen I und II sowie II und III je einen Knotenpunkt gemeinsam haben; es fehlen daher $\varepsilon = 2 \times 1 = 2$ Stücke, so daß der Grad der inneren Verschieblichkeit des erweiterten Fachwerks $f = 2$ ist; durch Hinzufügung der $f + 3 = 5$ Stützdrücke H, N_1 bis N_4 geht das Fachwerk in den in sich unverschieblichen statisch bestimmten Fachwerkträger (Gerberträger) Abb. 59a über.

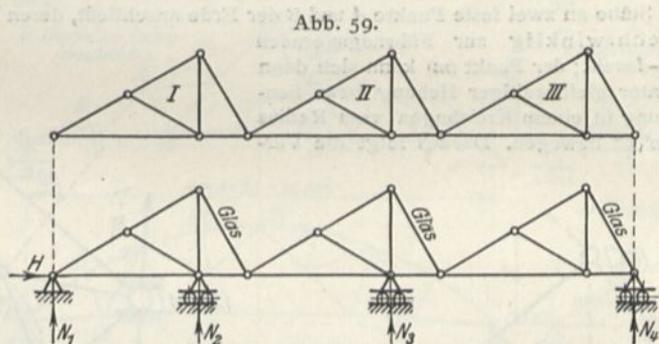


Abb. 59a.

Das räumliche Fachwerk Abbildung 54 hat den inneren Verschieblichkeitsgrad $\varphi = 2n - 6$; durch Hinzufügung der $\varphi + 6 = 2n$ Stützdrücke N_1 bis N_n und H_1 bis H_n geht es in den in sich unverschieblichen statisch bestimmten Fachwerkträger (Schwedlerkuppel) Abb. 79 über.

Damit die α_1 Stützdrücke voneinander unabhängig sind, dürfen sie sich nicht in ein und demselben Punkt schneiden (insbesondere also auch nicht alle parallel sein), weil sonst jede äußere Last das Fachwerk um diesen Schnittpunkt (der bei lauter parallelen Stützdrücken unendlich fern liegt) drehen würde; sie dürfen aber auch kein inneres Gleichgewichtssystem bilden; das tritt dann ein, wenn sich beim Fehlen äußerer Lasten und bei Annahme eines beliebigen der α_1 Stützdrücke alle übrigen Stützdrücke und Stabkräfte aus den $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ Gleichgewichtsbedingungen der Ebene berechnen lassen. Für den n -eckigen Gelenkring von gerader Seitenanzahl, dessen Knotenpunkte auf dem Umfang eines Kreises liegen (Abb. 60), ist beispielsweise $f = n - 3$, daher bei Voraussetzung der statischen Bestimmtheit $\alpha_1 = f + 3 = n$. Läßt man diese n Stützdrücke tangential zum Umkreis wirken, so daß also die n Knotenpunkte radial verschieblich geführt sind, und nimmt etwa N_1 beliebig an, so ergibt der Kräfteplan (Abb. 60a) die letzte Seite $1n$ parallel zu N_n , so daß die n Stützdrücke ein geschlossenes Kräftevieleck (Abb. 60a) und ein geschlossenes Seileck (Abb. 60 mit dem Pol o in Abb. 60a), also ein Gleichgewichtssystem bilden; der Gelenkring

ist daher in sich verschieblich: man kann die ungeraden Knotenpunkte um ein kleines Maß nach innen, die geraden nach außen verschieben, wie es in Abb. 60 gestrichelt angedeutet ist, ohne die Längen der Stäbe s zu ändern. Bei einem Sehnenvieleck von ungerader Seitenanzahl (Abb. 61) bilden die tangential zum Umkreis angeordneten Stützdrücke kein inneres Gleichgewichtssystem, da sich nach Annahme eines beliebigen Wertes für N_1 die letzte Seite $1n$ im Kräfteplan nicht parallel zu N_n ergibt; für den in Abb. 61 vorausgesetzten Fall eines regelmäßigen Vielecks von ungerader Seitenzahl wird $1n \perp N_1$.

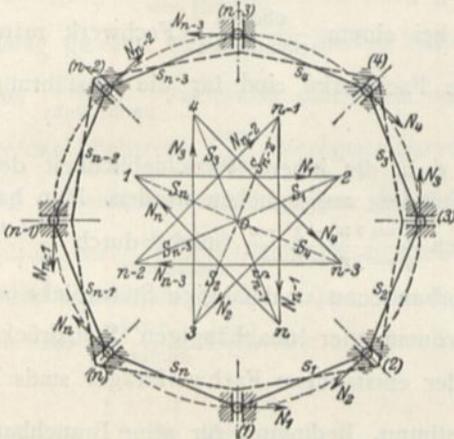


Abb. 60 und 60a.

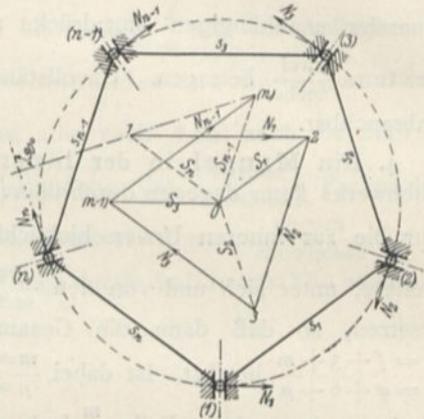


Abb. 61 und 61a.

Die Führung eines Knotenpunkts (m) der Abb. 60 und 61 in einer geraden Linie $l-l$ kann wie in Abb. 62 in Auf- und Grundriß dargestellt, auch dadurch erreicht werden, daß man ihn durch 2 Stäbe an zwei feste Punkte A und B der Erde anschließt, deren Verbindungslinie $A''B''$ im Punkte C'' rechtwinklig zur Führungsgeraden $l-l$ steht; der Punkt (m) kann sich dann unter gleichzeitiger Hebung bzw. Senkung in einem Kreisbogen vom Radius m', C' bewegen. Daraus folgt die Ver-

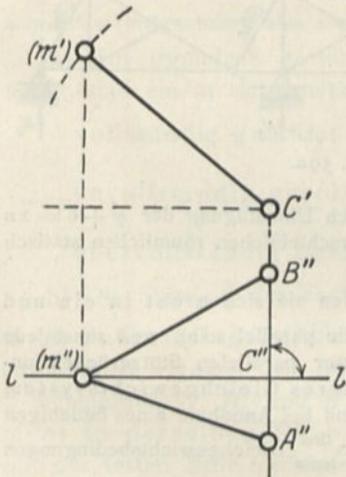


Abb. 62.

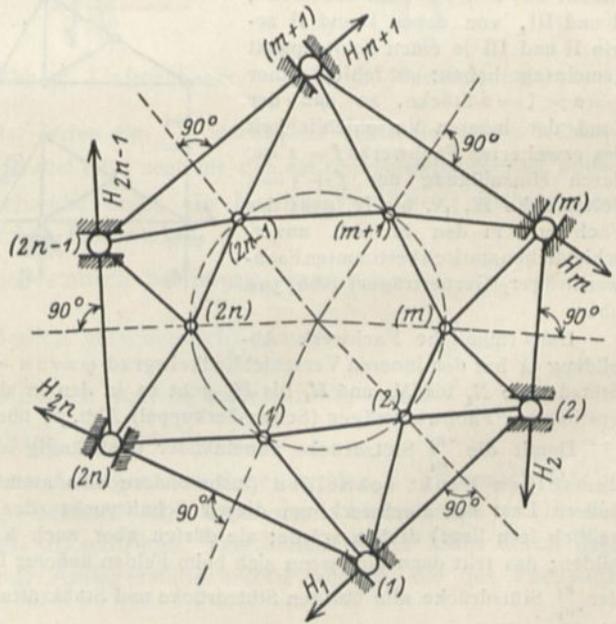


Abb. 63.

schieblichkeit des in Abb. 63 im Grundriß dargestellten Raumfachwerks, bei dem die Knotenpunkte des oberen Ringes von gerader Seitenanzahl auf dem Umfange eines Kreises, die Seiten des unteren Ringes aber rechtwinklig zu den im Grundriß durch die oberen Knotenpunkte gezogenen Radien liegen; die Knotenpunkte des oberen Ringes können sich im Grundriß radial verschieben, wobei sie sich gleichzeitig im Aufriß um die gegenüberliegenden Seiten des unteren Ringes drehen.

5. Die für die Anwendung wichtigsten ebenen Fachwerke werden durch Aneinanderreihen einzelner Dreiecke derart gebildet, daß jedes folgende Dreieck mit dem vorhergehenden eine Seite, also zwei Ecken gemeinsam hat. Ein solches Fachwerk bildet geometrisch ein Vieleck, dessen Umfangsseiten die Gurtstäbe oder Gurtungen (Ober- und Untergurt) und dessen Diagonalen die Zwischen- oder Füllungsstäbe (Schrägstäbe, Streben oder Diagonalen — Senkrechte, Vertikale, Pfosten oder Ständer — Wagerechte, Horizontale oder Riegel) heißen. Die wichtigsten ebenen Fachwerkträger sind:

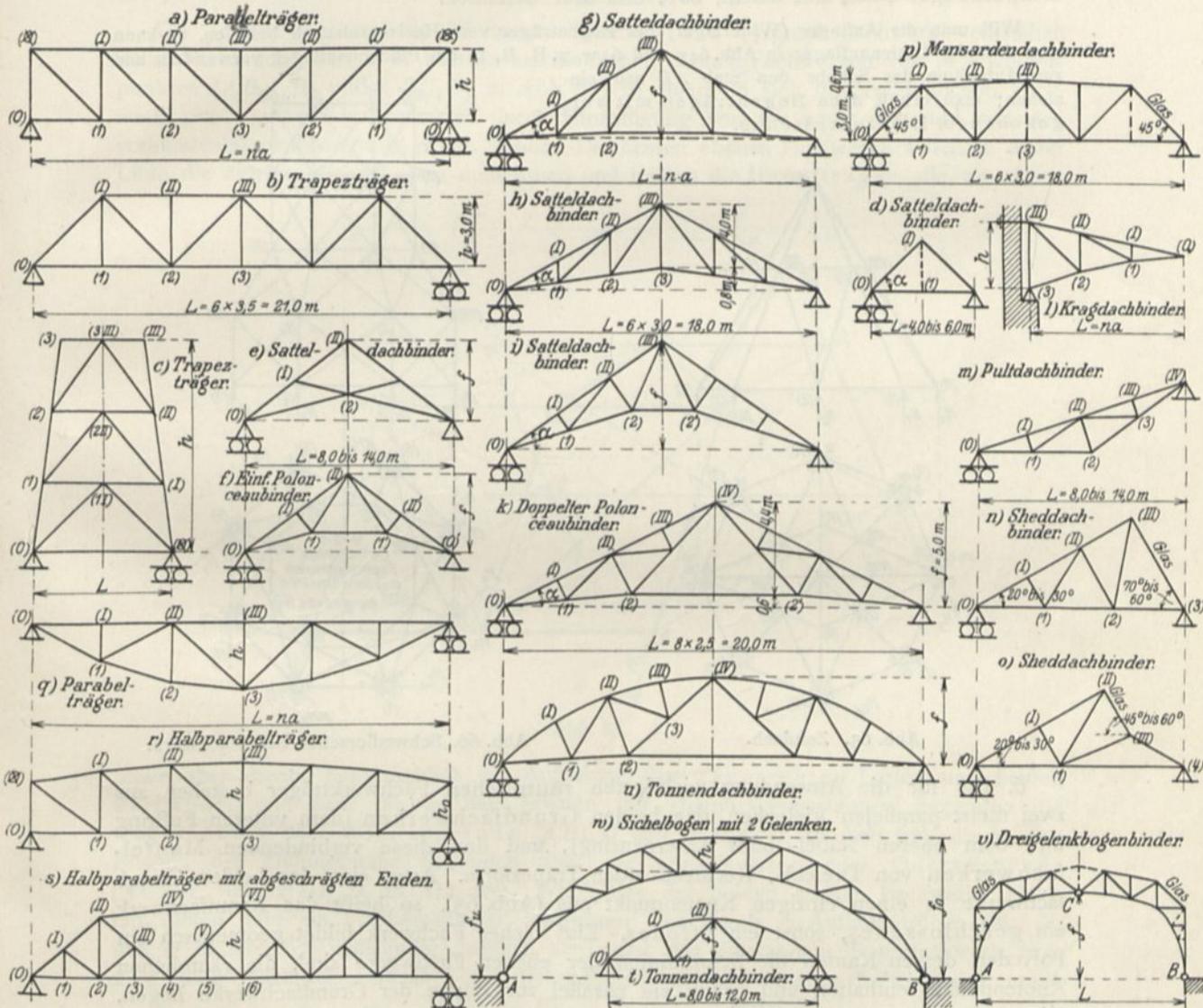


Abb. 64. Ebene Fachwerkträger.

a) Parallel- und Trapezträger (Abb. 64a—64c): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Parallelogramms oder Trapezes.

b) Dreieck- und Binderträger (Abb. 64d—64p): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Sattel-, Pult-, Shed-, Mansarden- oder Kniestockdachs.

c) Kreis-, Parabel- und Ellipsenträger (Abb. 64q—64u); die Knotenpunkte einer oder auch beider Gurtungen liegen auf einer Kreis- oder Korbboegenlinie, Parabel oder Ellipse.

Die Auflagerung dieser äußerlich statisch bestimmten Träger erfolgt in der Regel durch ein Linien- und ein Flächenaufleger mit insgesamt $2 + 1 = 3$ Stützdrücke; solange man nur die äußere Verschieblichkeit des Fachwerks in seiner eigenen Ebene betrachtet, darf man ersteres das feste, letzteres das bewegliche Auflager nennen. Rechtwinklig zur Fachwerkebene setzen diese 3 Stützdrücke einer Verschiebung des ganzen Trägers keinen Widerstand entgegen.

d) **Bogenfachwerkträger** (Abb. 64v—64w): ersetzt man in den Abb. 30 und 32 den vollwandigen Bogen AB bzw. in den Abb. 30 und 33 die beiden Bogenteile AC und CB durch in sich unverschiebliche ebene Scheiben, so erhält man die Bogenfachwerkträger ohne, mit einem, zwei und drei Gelenken.

Will man die Auflager (Widerlager) der Bogenträger vom Horizontalschub befreien, so kann man eins der Linienaufleger in Abb. 64v und 64w, z. B. B , in ein Flächenaufleger verwandeln und zur Aufnahme des Schubs den Stab AB neu einziehen; man erhält dann Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub.

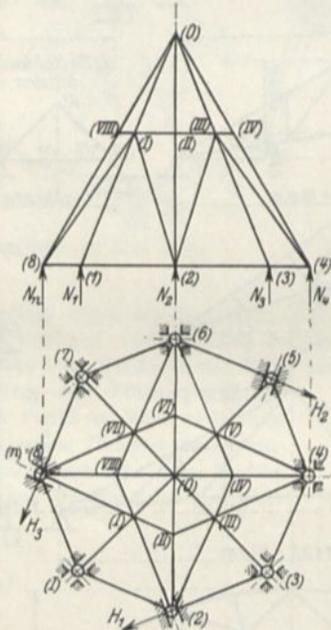


Abb. 65. Zeltdach.

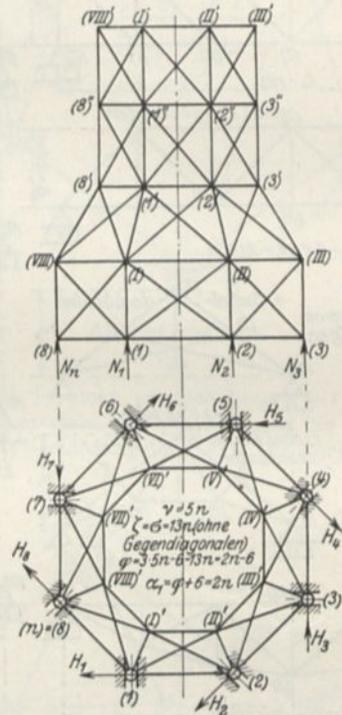


Abb. 66. Schwedlersches Raumfachwerk.

6. Die für die Anwendung wichtigsten **räumlichen** Fachwerkträger bestehen aus zwei meist parallelen Vielecken, den beiden Grundfachwerken (dem unteren Fußring und dem oberen Nabel- oder Laternenring), und den diese verbindenden Mantelfachwerken von Dreieck-, Rechteck- oder Trapezform. Artet eins der beiden Grundfachwerke in einen einzigen Knotenpunkt aus (Abb. 65), so heißt das Raumfachwerk ein geschlossenes, sonst ein offenes. Ein solches Fachwerk bildet geometrisch ein Polyeder, dessen Kanten die Schnittlinien der ebenen Fachwerke sind, die räumlichen Knotenpunkte enthalten und, wenn sie parallel zur Ebene der Grundfachwerke liegen, Ringstäbe, sonst aber Meridian- oder Rippenstäbe heißen; alle übrigen Stäbe werden als Diagonalen bezeichnet. Liegen Ringstäbe nur in den beiden Grundfachwerken (Abb. 79 und 80), so ist das Raumfachwerk ein eingeschossiges, im Gegenfalle ein mehrgeschossiges (Zwischenringe Abb. 65, 66 und 82). Die wichtigsten Raumfachwerkträger sind:

A. Schwedlersche Raumfachwerke: Fuß-, Laternen- und Zwischenringe bilden n -Ecke, die in parallelen (meist wagerechten) Ebenen derart liegen, daß ihre entsprechenden Seiten parallel sind, die Mantelfachwerke daher Trapeze bzw. bei lotrecht stehenden Geschossen Rechtecke bilden. Sind alle Ringe regelmäßige Vielecke und gleichzeitig

die Meridianstäbe ein und desselben Geschosses alle gleich lang, so heißt das Raumfachwerk ein regelmäßiges. Man unterscheidet:

a) **Prismen- und Pyramidenfachwerkträger** (Turmfachwerke, Pfeiler, Zeltdächer, Abb. 65 bis 66): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche eines Prismas oder einer Pyramide.

Für Abb. 65 ist $v = 2n + 1$; $\zeta = \sigma = n + 2n + n + n = 5n$; daher $\varphi = 3(2n + 1) - 6 - 5n = n - 3$ und $\alpha_1 = \varphi + 6 = n + 3$; angeordnet sind 3 Linienuflager und $n - 3$ Flächenuflager mit $3 \cdot 2 + (n - 3) \cdot 1 = n + 3$ Stützdrücken (n lotrechte N_1 bis N_n und 3 wagerechte H_1 bis H_3).

Die in der Anwendung häufigsten Prismen- und Pyramidenfachwerke entstehen durch Verbindung von 2 in sich unverschieblichen ebenen Fachwerken von je n Knotenpunkten (ABA_1B_1 und CDC_1D_1 in Abb. 67) zu einem in sich unverschieblichen Fachwerk von $v = 2n$ Knotenpunkten durch Hinzufügung von $2n$ unter sich und von den vorhandenen unabhängigen neuen Stäben. Die beiden ebenen Fachwerke sollen in erster Linie die senkrechten Lasten aufnehmen und heißen die Hauptträger, die $2n$ neuen

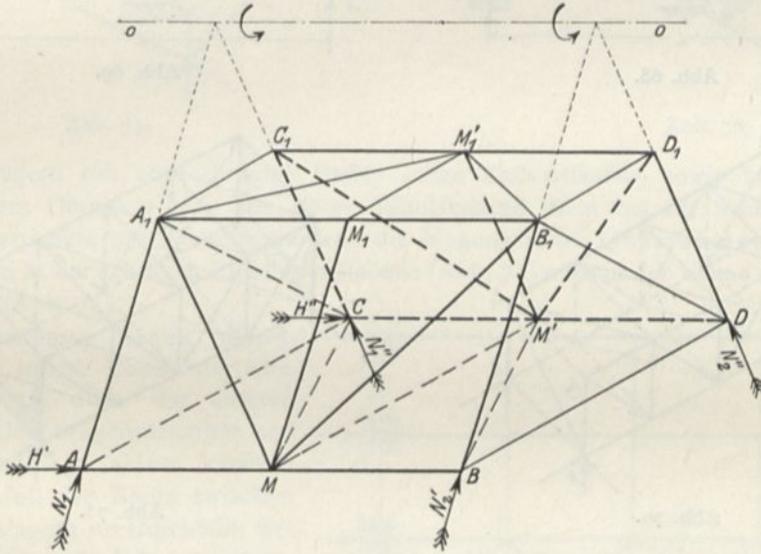


Abb. 67.

Stäbe aber dienen hauptsächlich zur Aufnahme der wagerechten Lasten und heißen Verbände, und zwar die in den Ebenen der Hauptträgergurtungen liegenden die wagerechten oder Windverbände ($ABCD$ und $A_1B_1C_1D_1$ in Abb. 67), die in den Ebenen der Füllungsstäbe liegenden aber die senkrechten oder Querverbände (ACA_1C_1 und BDB_1D_1 in Abb. 67). War jedes der beiden ebenen Fachwerke durch ein Linien- und ein Flächenuflager, insgesamt also durch 3 Auflagerdrücke (N_1 , N_2 und H in Abb. 67) vollständig gestützt, so besitzt das entstandene Raumfachwerk zwar $2 \times 3 = 6$ Stützdrücke; da aber je 3 dieser Stützdrücke und daher auch ihre Resultierende in ein und derselben Ebene ($\frac{N_1', N_2', H'}{N_1'', N_2'', H''}$ in der Ebene $\frac{ABA_1B_1}{CDC_1D_1}$) liegen, so schneiden beide Resultierende die Schnittlinie 0—0 der beiden Fachwerkebenen (die bei parallelen Ebenen unendlich fern liegt); jede diese Linie nicht schneidende äußere Last würde daher das Raumfachwerk um die Achse 0—0 drehen; um das zu verhindern, ist es erforderlich, eins der Auflager A oder C als Punktaflager auszubilden; da dadurch aber die Zahl der Stützdrücke auf $6 + 1 = 7$ steigt, wird das Raumfachwerk einfach äußerlich statisch unbestimmt. Man könnte die statische Bestimmtheit dadurch wiederherstellen, daß man das Fachwerk in sich verschieblich vom ersten Grad ausbildet, indem man die beiden Diagonalen A_1C und B_1D in den Ebenen der Endvertikalen durch die eine

Diagonale $M'M_1$ in der Ebene der Mittelvertikalen ersetzt, verzichtet aber meist darauf, weil die praktische Erfahrung die Vernachlässigung der äußerlichen statischen Unbestimmtheit als zulässig erwiesen hat. In der Regel geht man noch weiter und schreibt dem Raumbachwerk 8 Stützpunkte nach Abb. 68 vor, indem man das Flächenaufleger B in ein Linienauflager verwandelt. Bei einer Länge des Stabes AC von nicht mehr als etwa 6 m, bei der die Änderungen durch Temperaturschwankungen nur unwesentlich sind, wählt man meist sogar 10 Stützdrücke nach Abb. 69, indem man C in ein Punkt- und D in ein Linienauflager verwandelt; man dürfte jetzt die Stäbe AC und BD fortlassen, behält sie aber meistens aus konstruktiven Gründen bei.

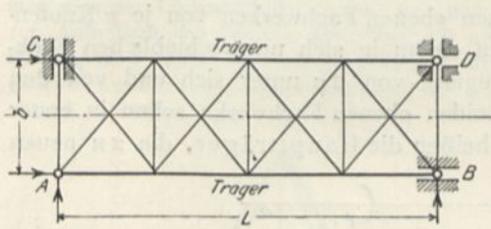


Abb. 68.

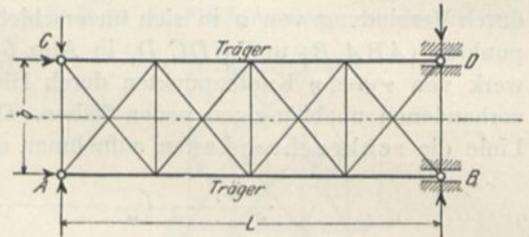


Abb. 69.

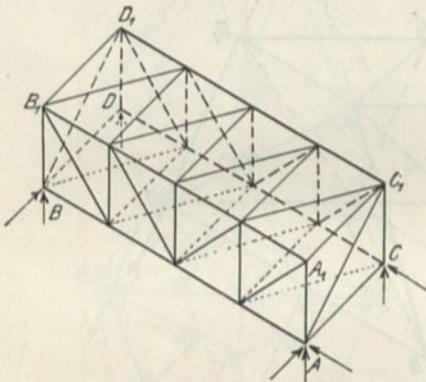


Abb. 70.

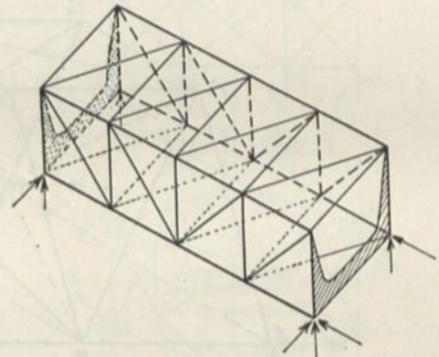


Abb. 71.

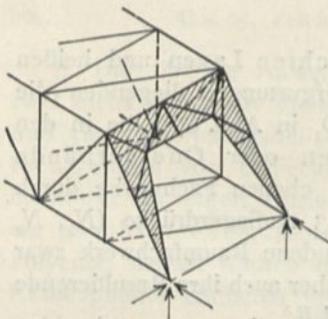


Abb. 72.

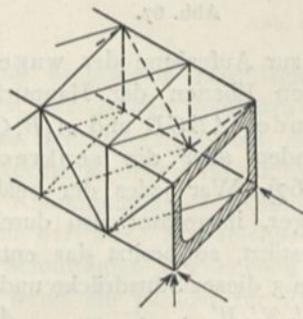


Abb. 73.

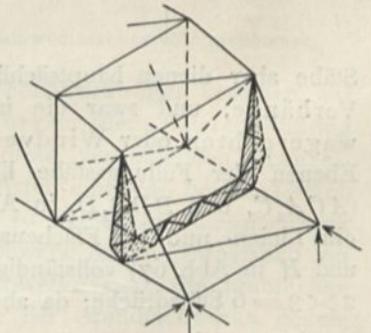


Abb. 74.

Für die Anordnung der $2n$ neu hinzukommenden Stäbe stehen zwei Wege offen:
 α) Anordnung von zwei Windverbänden in den Ebenen der Gurtungen und zwei Querverbänden in den Ebenen der Endfüllungsstäbe (Abb. 70). Der in der Aufлагerebene liegende Windverband $ABCD$ überträgt die auf ihn wirkenden wagerechten Kräfte unmittelbar, der andere $A_1B_1C_1D_1$ durch die beiden Querverbände ACA_1C_1 und BDB_1D_1 auf die Stützpunkte. Muß der Raum zwischen den Hauptträgern zur Durchfahrt frei bleiben, so werden die beiden Stäbe AC_1 und BD_1 der Querverbände durch

zwei Winkel, d. h. durch biegeungsfeste Ausbildung der Knotenpunkte A und B (oder C und D) in der Ebene der Füllungsstäbe ersetzt. Aus Symmetriegründen werden aber in der Regel entweder die beiden unteren Punkte A, C und B, D (Abb. 74) oder aber die beiden oberen Punkte A_1, C_1 und B_1, D_1 (Abb. 72) oder aber endlich die oberen und die unteren Punkte (Abb. 73) biegeungsfest (Abb. 72 und 73) oder als ebene Scheiben (Abb. 74) ausgebildet.

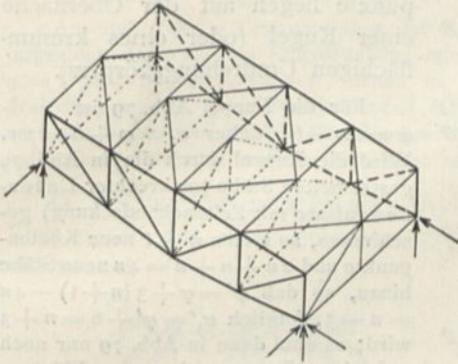


Abb. 75.

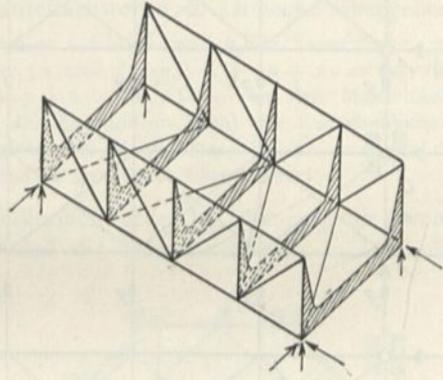


Abb. 76.

Bei Trägern mit abgeschrägten Enden (ohne Endvertikalen) sowie bei Trägern mit gekrümmtem Obergurt kann der obere Windverband nicht bis zur Senkrechten durch die Auflagerpunkte durchgeführt werden; die biegeungsfesten Querrahmen oder Portale liegen dann in der schrägen Enddiagonalebene (Abb. 72) oder in der Ebene einer Zwischenvertikalen (Abb. 74).

β) Anordnung eines Windverbands in der Ebene der oberen (Abb. 75) oder der unteren (Abb. 76) Hauptträgergurtungen und Querverbände in allen Vertikal Ebenen. Muß der Raum zwischen den Hauptträgern zur Durchfahrt frei bleiben, so besteht jedes der Querverbandvierecke nur aus 3 Seiten (Abb. 76), hat also den Verschieblichkeitsgrad $f = 2 \cdot 4 - 3 - 3 = 2$, so daß 2 Knotenpunkte in der Ebene des Vierecks biegeungsfest ausgebildet werden müssen; der Querverband bildet dann einen offenen Halbrahmen.

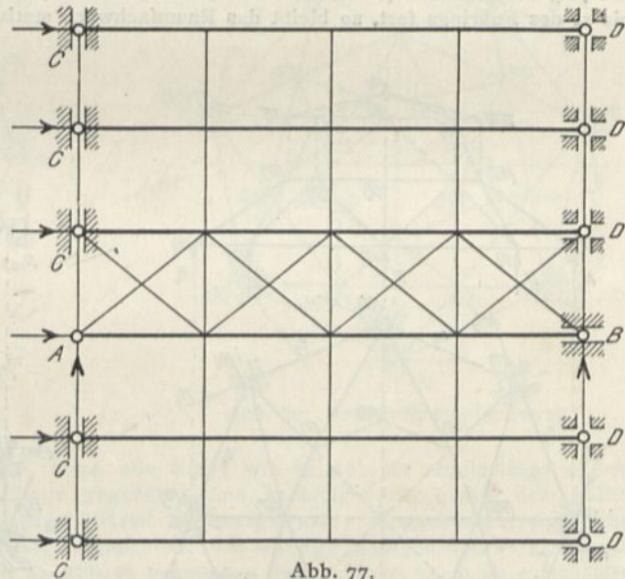


Abb. 77.

Wird an ein aus 2 Hauptträgern von je n Knotenpunkten durch Wind- und Querverbände gebildetes Raumfachwerk ein neuer Hauptträger von n Knotenpunkten durch n neue, unter sich und von den vorhandenen unabhängige Stäbe angeschlossen, so hat das entstehende neue, erweiterte Raumfachwerk $\nu = 3n$ Knotenpunkte und $\zeta = \sigma = 3(2n - 3) + 2n + n = 9n - 9$ Stäbe, daher den inneren Verschieblichkeitsgrad $\varphi = 3 \cdot 3n - 6 - (9n - 9) = 3$, der aber durch die übervollständige Stützung durch die 3 Stützdrücke des neu hinzukommenden Hauptträgers ausgeglichen wird.

An zwei zu einem innerlich und äußerlich unverschieblichen Raumfachwerk miteinander verbundene Hauptträger können daher beiderseits beliebig viele neue Hauptträger dadurch hinreichend angeschlossen werden, daß jeder Knotenpunkt eines neu hinzukommenden Trägers mit dem entsprechenden Knotenpunkt des nächst vorhergehenden durch einen Stab verbunden wird (Abb. 77). Jeder neu hinzukommende Träger erhält dabei ein Linien- und ein Flächenauflager (C und D). Ordnet

man aber wegen der Längenänderungen bei Temperaturschwankungen in diesen n neuen Verbindungsstäben bewegliche Gelenke (g in Abb. 78) an, so müssen an jeder Seite eines solchen mit Gelenken versehenen Feldes je 2 Hauptträger durch Wind- und Querverbände zu einem in sich unverschieblichen Raumbachwerk miteinander verbunden werden.

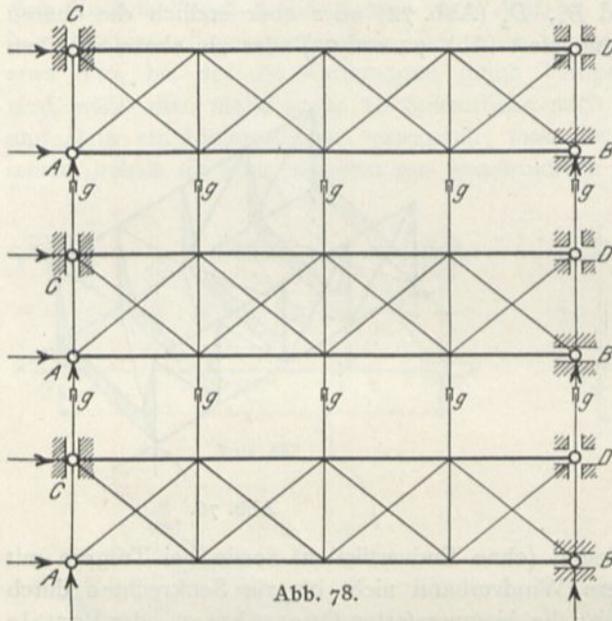


Abb. 78.

b) **Kuppelfachwerkträger** (Abbildung 79): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche einer Kugel (oder eines krummflächigen Umdrehungskörpers).

Für die Kuppel Abb. 79 ist $\varphi = 2n - 6$, daher $\alpha_1 = \varphi + 6 = 2n$. Wird die Kuppel durch die in Abb. 79 gestrichelten Stäbe (senkrechter Laternenaufsatz mit Zelt Dachabdeckung) geschlossen, so treten $n + 1$ neue Knotenpunkte und $2n + n + n = 4n$ neue Stäbe hinzu, so daß $\varphi' = \varphi + 3(n + 1) - 4n = n - 3$, folglich $\alpha_1' = \varphi' + 6 = n + 3$ wird; es sind dann in Abb. 79 nur noch 3 Linienauflager und $n - 3$ Flächenauflager erforderlich; läßt man aber die n Linienauflager mit ihren $2n$ Stützdrücken bestehen, so wird die Kuppel $\mu = 2n - (n + 3) = (n - 3)$ fach äußerlich statisch unbestimmt.

Ordnet man bei der oben offenen Kuppel in den Knotenpunkten des Fuhrings Punktauflager mit je 3 Stützdrücken (1 lotrechten und 2 wagerechten, Abb. 56) an und läßt dafür die n Stäbe s_1 bis s_n des Fuhrings fort, so bleibt das Raumbachwerk statisch bestimmt.

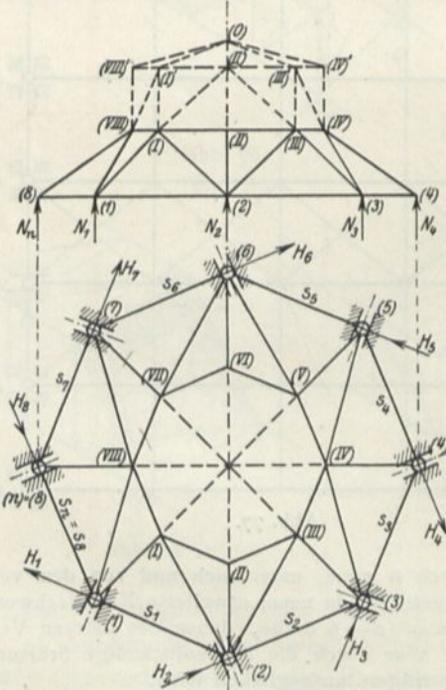


Abb. 79. Schwedlersches Raumbachwerk.

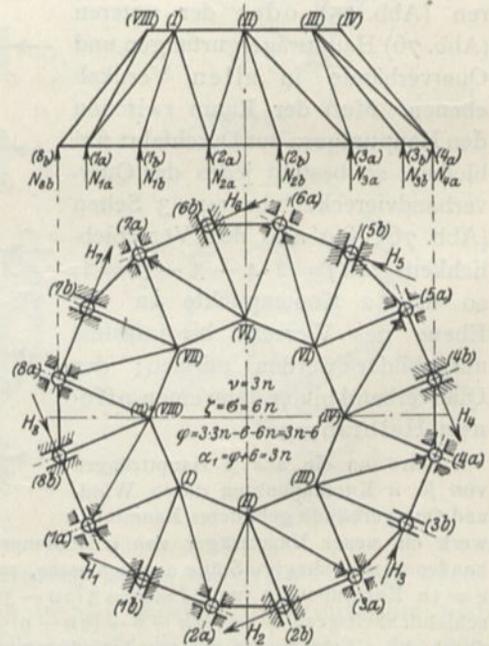


Abb. 80. Zimmermannsches Raumbachwerk.

B. Zimmermannsche Raumbachwerke (Abb. 80): Schwedlerfachwerke, bei denen die Ecken des unteren Grundfachwerks abgeschragt sind, so daß dieses doppelt soviel

beiden Punkte verteilt. Aus den Knotenlasten bestimmt man die Stützdrücke und darauf die Spannkraften sämtlicher Stäbe (die „Stabkräfte“) entweder rechnerisch oder zeichnerisch.

Greifen bei einem reinen Fachwerk die äußeren Kräfte nur in den Knotenpunkten an, so entsteht in jedem Stab entweder nur eine Zug- oder eine Druckkraft; greifen aber auch zwischen zwei Knotenpunkten Kräfte an, so tritt zu der Zug- oder Druckkraft des zwischen ihnen liegenden Stabes noch ein Biegemoment, das bei der Festsetzung der Querschnittsabmessungen zu berücksichtigen ist.

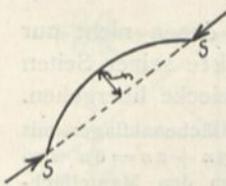


Abb. 83.

Außer durch die äußeren Lasten kann aber in einem Stabe auch durch die Stabkraft S selbst ein Biegemoment hervorgerufen werden, wenn nämlich der Stab in der Ausführung gekrümmt wird (Abb. 83). Ist f die Pfeilhöhe der Krümmung, so ist das auftretende Moment $M = \pm S f$, wobei das Pluszeichen einer Zug-, das Minuszeichen einer Druckkraft S entspricht.

Geht ein durch die äußeren Lasten oder durch die Stabkrümmung oder durch beide Ursachen auf Biegung beanspruchter Stab über mehr als 2 Fachweiten ununterbrochen durch, so darf man bei der Querschnittsbestimmung die berechneten Momente mit ihrem 0,8fachen Wert in Rechnung stellen.

2. Berechnung der Auflagerung im Mauerwerk.

Für Spannweiten bis etwa 20 m wird für die Fachwerkträger dieselbe Auflagerung wie für die vollwandigen Träger gewählt; über diese Spannweiten hinaus werden Kipp- und Rollenlager verwendet, deren Berechnung an Hand ihrer konstruktiven Ausbildung unter B II erledigt wird.

B. Konstruktion der Träger.

I. Vollwandige Träger.

Die Träger werden als auf Biegung beanspruchte Konstruktionsteile mit Rücksicht auf die größere Festigkeit des Flußeisens durchweg aus diesem Material hergestellt.

Nur in den Fällen, wo nicht die günstige Materialausnutzung, sondern die leichte und billige Formgebung ausschlaggebend ist (z. B. bei Auflagerplatten, Trägerzwischenstücken), wird Gußeisen bzw. Stahlformguß verwendet.

Bei jedem Träger treten durch die Belastung entweder im oberen oder im unteren Querschnittsteil Druckspannungen auf. Mit diesen Druckspannungen ist aber

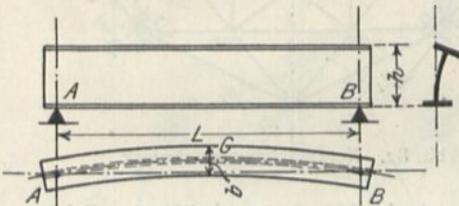


Abb. 84.

stets die Gefahr des Ausknickens des gedrückten Teils verbunden, derart, daß die ursprünglich gerade Achse AB (Abb. 84) im Grundriß die gekrümmte Lage ACB anzunehmen strebt. Diese Gefahr ist um so größer, je kleiner die Trägerbreite b im Verhältnis zur Spannweite L und Höhe h ist. Bei keinem Träger — ob vollwandig, ob fachwerkförmig gegliedert — darf diese Knickgefahr des „Druckgurts“ außer acht gelassen werden; und wenn der Träger nicht schon durch die gesamte Konstruktionsanordnung selbst gegen seitliches Ausweichen gesichert ist (z. B. die Deckenträger durch die Deckenbalken bzw. Deckenfüllung, die Dachbinder durch Pfetten und Windverband, die Brückenträger durch Quer- und Windverbände), sind stets besondere Vorkehrungen gegen das Ausknicken des Druckgurts zu treffen.

1. Querschnittsformen.

Soll eine Querschnittsform wirtschaftlich zur Verwendung als Träger sein, so muß einmal die Schwerachse in der Mitte der Höhe liegen; denn da für Flußeisen die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck gleich groß sind, so sollen auch die tat-

sächlich auftretenden größten Zug- und Druckspannungen gleich groß sein; dann aber die Hauptmasse der Flächenteile möglichst weit von der Schwerachse entfernt liegen, damit das Trägheitsmoment und damit das Widerstandsmoment möglichst groß wird.

Beide Bedingungen erfüllt der H-förmige Querschnitt.

Beispielsweise hat das Flacheisen ^{300/44} bei 103,6 kg/m Gewicht ein Widerstandsmoment $\frac{1}{4} \cdot 4,4 \cdot 30,0^2 = 660 \text{ cm}^3$, während das gleich tragfähige HNP. 30 nur 54,5 kg/m wiegt.

a) Gewalzte Träger. Von den Walzprofilen werden als Träger die H-, L- und Z-Eisen, bei Decken und Dachkonstruktionen auch die A-Eisen verwendet.

Eine Verstärkung der gewalzten Träger kann erzielt werden durch:

a) auf- und untergelegte Flacheisen (Gurtplatten oder Lamellen, Abb. 85). Abgesehen von der Schwierigkeit der Nietung in den nur schmalen Flanschen der H-Eisen, hat diese Anordnung den Nachteil, daß die Flanschen durch die Nietlöcher, die bei der Berechnung des Widerstandsmoments in Abzug gebracht werden müssen, eine beträchtliche Verschwächung erfahren; sie wird daher nur ausnahmsweise verwendet.

Die horizontale Scherkraft H (Abb. 86) für den Nietabstand t berechnet sich nach Gl. 18 zu $H = \xi t = V \frac{S}{J} t$; da diese Kraft durch den Scherwiderstand der beiden hintereinander sitzenden Niete vom Durchmesser d aufgenommen werden muß, ist auch $H = 2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) k_s$; daraus ergibt sich die Nietteilung zu

$$28) \quad t = 2 \frac{\left(\frac{\pi d^2}{4} \right) k_s \cdot J}{V \cdot S},$$

wobei J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts, S das statische Moment der an einen Flansch angeschlossenen Lamellen (beide ohne Nietverschwächung) bedeutet (Beispiel vgl. Aufg. 74). Die Scherkraft V nimmt ihren größten Wert $V_{\max} = N$ am Auflager an; die hier erforderliche kleinste Nietteilung t_{\min} kann der Abnahme der Scherkraft entsprechend allmählich vergrößert werden, darf aber das Maß

$$29) \quad t_{\max} = \begin{matrix} 6d \text{ bis } 8d & \text{für den Druckgurt} \\ 8d \text{ bis } 10d & \text{für den Zuggurt} \end{matrix}$$

nicht überschreiten.

β) Verdoppelung bzw. Vervielfachung der Träger (Abb. 87). Um hierbei die nebeneinanderliegenden Träger in der gleichen Höhenlage zu erhalten, was zur Erzielung einer gleichmäßigen Lastverteilung erforderlich ist, müssen sie in 1,5 bis 2,5 m Entfernung, vor allem aber da, wo größere Einzellasten wirken (insbesondere also stets an den Auflagerstellen), miteinander verbunden werden.

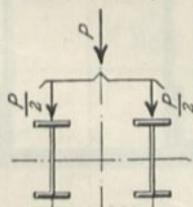


Abb. 87.



Abb. 88.

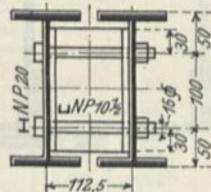


Abb. 89.

Bei Trägern von geringer Höhe, wie sie besonders zur Überdeckung von Maueröffnungen dienen, erfolgt die Verbindung durch Schraubenbolzen mit übergeschobenem Gasrohrstück (Abb. 88) oder besser mit eingeschaltetem L-Eisenstück (Abb. 89).

Bei größerer Trägerhöhe sind dagegen stets besondere Zwischenstücke aus Gußeisen anzuordnen (Abb. 90), die sich ringsum an die Träger anlegen und durch ihren

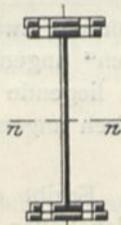
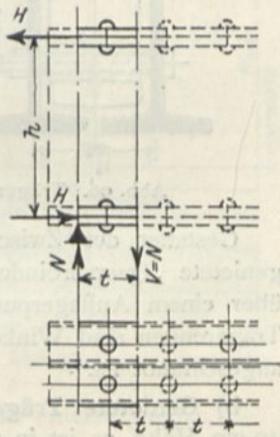


Abb. 85.

Abb. 86.

Biegungswiderstand eine Höhenverschiebung des einen Trägers gegen den anderen verhindern; bis etwa 40 cm Trägerhöhe werden dabei 2, darüber hinaus 3 Verbindungsschrauben eingesetzt.

Der Schraubendurchmesser d wird bis etwa 30 cm Höhe zu $\frac{3}{4}$ " , bis etwa 40 cm Höhe zu $\frac{7}{8}$ " , darüber hinaus zu 1" , die Breite des Zwischenstücks zu $b \geq 3d$, seine Stärke zu $\delta = 0,6d$ gewählt.

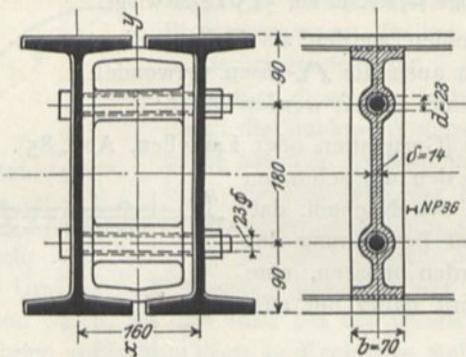


Abb. 90. Trägerzwischenstück.

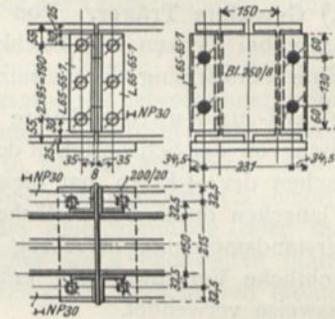


Abb. 91. Genietetes Querverbinding.

Gestattet der Zwischenraum zwischen den Trägern das Nieten, so können auch genietetete „Querverbindungen“ angeordnet werden; eine solche ist in Abb. 91 für die über einem Auflagerpunkt liegende Stoßstelle eines Doppelträgers dargestellt: an den Trägerenden sind Winkelisen angenietet, zwischen die ein Querblech eingeschaltet und angeschraubt ist.

b) **Genietetete Träger.** Ergibt die Rechnung ein Walzprofil von mehr als etwa 40 cm Höhe, so ist in vielen Fällen die Verwendung zusammengenieteter H-Profile, der „Blechträger“, vorteilhafter, die aus einem lotrechten, oben und unten durch je 2 gleichschenklige oder ungleichschenklige „Gurtwinkel“ gesäumten „Stehblech“ (Abb. 92a) und meist Lamellen (Abb. 92b) bestehen. Erfordert dabei die Übertragung der Last eine breite Auflagerfläche (z. B. bei der Überdeckung von Maueröffnungen), so verwendet man die Kastenträger, die aus L-Eisen und Lamellen (Abb. 93) oder aber meist aus Stehblechen, Gurtwinkeln und Lamellen (Abb. 94) bestehen.

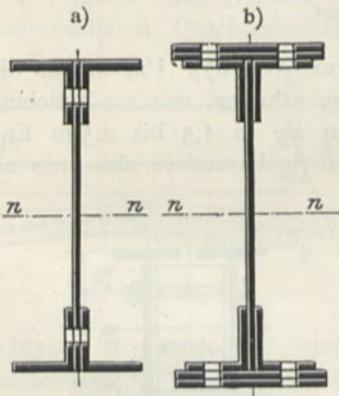


Abb. 92 a u. b. Blechträger.

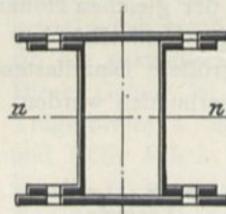


Abb. 93.

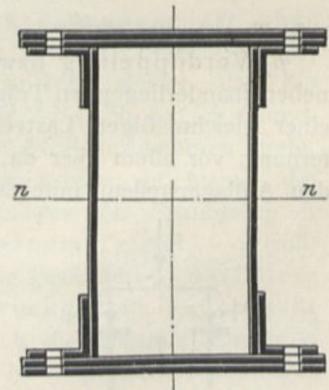


Abb. 94.

Abb. 93–94. Kastenträger.

Hätte z. B. die Rechnung ein erforderliches Widerstandsmoment $W = 7200 \text{ cm}^3$ ergeben, so würden 2 H-NP. 55 mit $W = 2 \cdot 3600 = 7200 \text{ cm}^3$ und einem Gewicht $g = 2 \cdot 166,4 = 332,8 \text{ kg/m}$ genügen; demselben Widerstandsmoment entspricht der Blechträger Abb. 108 $\left(\frac{900}{12} + 4 \sqrt{120 \cdot 11 + 2 \frac{260}{12}} \right)$ mit einem Gewicht von nur 213 kg/m; er hat aber dafür den Nachteil der größeren Konstruktionshöhe (924 gegen 550 mm) und vor allem den der erheblich kostspieligeren Herstellung in der Werkstatt. Ob der Minderaufwand an Gewicht oder aber der Mehraufwand für die Werkstattarbeit

ausschlaggebend ist, kann nur von Fall zu Fall an Hand der Material- und Arbeitslohnkosten entschieden werden.

Bei der Berechnung des Trägheits- und Widerstandsmoments eines Blechträgers sind in jeder Gurtung zwei lotrechte Nietlöcher und außerdem 15% der Stehblechstärke in Abzug zu bringen.

Ein weiterer Vorteil der genieteten Träger gegenüber den gewalzten liegt darin, daß man den Querschnitt entsprechend der Abnahme der größten Biegemomente verkleinern kann, sei es durch die (nur selten ausgeführte) Verringerung der Stehblechhöhe, sei es durch Fortlassen der Lamellen. Aus der in Abb. 37 dargestellten Kurve der größten Momente und aus der gegebenen zulässigen Biegebeanspruchung k_b ergibt sich unmittelbar die in Abb. 95 dargestellte Kurve der größten erforderlichen Widerstandsmomente. Trägt man die wirklich vorhandenen Widerstandsmomente (W_0 ohne, W_1 mit je 1, W_2 mit je 2, W_3 mit je 3 Lamellen oben und unten) auf, so erhält man die in Abb. 95 dargestellte treppenförmige Linie, die die Kurve der größten erforderlichen Widerstandsmomente umschließen muß und daher unmittelbar die für die einzelnen Lamellen erforderliche halbe Länge λ ergibt; in der Ausführung muß 2λ noch um ein Maß u beiderseits verlängert werden, um die für den Anschluß der betreffenden Lamelle erforderliche Nietanzahl unterzubringen.

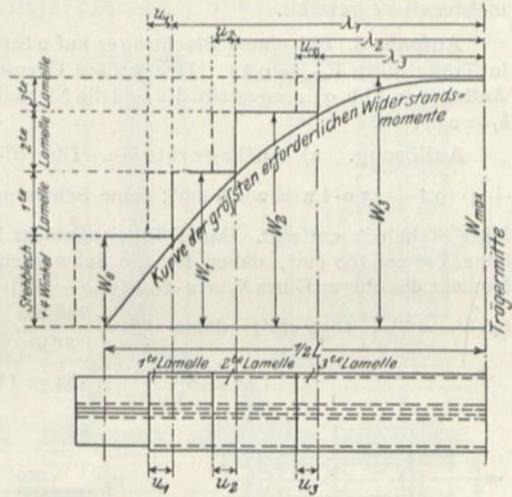


Abb. 95.

Das an der Stelle x (Abb. 37) erforderliche Widerstandsmoment W_x ergibt sich aus W_{\max} aus der Parabelgleichung

$$\frac{W_{\max} - W_x}{W_{\max}} = \left(\frac{0,44 L - x}{0,44 L} \right)^2;$$

setzt man $0,44 L - x = \lambda_x - 0,06 L$, so berechnet sich die theoretisch erforderliche Gesamtlänge $2\lambda_x$ einer Lamelle zu

$$2\lambda_x = L \left(0,12 + 0,88 \sqrt{1 - \frac{W_x}{W_{\max}}} \right).$$

Zur Berechnung von $2\lambda_x$ dient die folgende Zahlenreihe; für zwischenliegende Werte von $\frac{W_x}{W_{\max}}$ kann unter Benützung der Werte $\Delta \frac{2\lambda_x}{L} : \Delta \frac{W_x}{W_{\max}}$ geradlinig eingeschaltet werden.

$\frac{W_x}{W_{\max}}$	$\frac{2\lambda_x}{L}$	$\Delta \frac{2\lambda_x}{L}$									
		$\Delta \frac{W_x}{W_{\max}}$									
0,05	0,978	0,458	0,30	0,856	0,516	0,55	0,710	0,638	0,80	0,514	0,930
0,10	0,955	0,470	0,35	0,829	0,536	0,60	0,677	0,674	0,85	0,461	1,054
0,15	0,931	0,488	0,40	0,802	0,558	0,65	0,641	0,720	0,90	0,398	1,250
0,20	0,907	0,500	0,45	0,773	0,580	0,70	0,602	0,772	0,95	0,317	1,630
0,25	0,882	0,516	0,50	0,742	0,608	0,75	0,560	0,840	1,00	0,120	3,940
					0,638			0,930			

Die horizontale Scherkraft H (Abb. 96) für den Nietabstand t berechnet sich nach Gl. 18) zu $H = \xi t = V \frac{S}{J} t$. Da die Niete zwischen Gurtwinkeln und Stehblech doppelschnittig sind, die Blechdicke δ aber in der Regel kleiner als $\frac{1}{2} \pi d$ ist, so muß H durch den Widerstand des Niets auf Lochleibungsdruck aufgenommen werden; daher $H = d \delta k_1 = 2 d \delta k_2$. Aus beiden Gleichungen folgt die Nietteilung

$$30) \quad t = \frac{d \delta k_1}{V} \frac{J}{S} = \frac{2 d \delta k_2}{V} \frac{J}{S},$$

wobei J das Trägheitsmoment des ganzen Blechträgerquerschnitts, S aber das statische Moment eines Gurts (2 Winkel + Lamellen) bedeutet, beide Werte ohne Nietabzug berechnet. Die kleinste Nietteilung am Auflager ($V_{\max} = N$) kann der Abnahme der Scherkraft V entsprechend unter Berücksichtigung der Gl. 29) allmählich vergrößert werden. Für Trägerhöhen $h \geq \frac{L}{10}$ kann $\frac{J}{S}$ mit hinreichender Genauigkeit gleich der Entfernung h_1 der Wurzelnlinien eingeführt werden.

Die Nietteilung t_1 zwischen Gurtwinkeln und Lamellen ist nach Gl. 24) zu berechnen, wird aber meistens $= t$ gewählt.

Aufgabe 8. Bei einem Blechträger auf 2 Stützen beträgt die Scherkraft am Auflager $V_{\max} = 30,0 t$ in Trägermitte $V_{\min} = 9,3 t$. Der größte Querschnitt in Mitte ist in Abb. 105, der Querschnitt am Auflager in Abb. 97 dargestellt. Es sind die Nietteilungen an beiden Orten zu berechnen. $h_s = 750 \text{ kg/cm}^2$; $k_1 = 2 k_2$.

Auflösung. a) Auflagerstelle. Die Fläche des Querschnitts berechnet sich zu $80,0 \cdot 1,2 + 4 \cdot 19,1 + 25,0 \cdot 1,2 = 202,8 \text{ cm}^2$; seine Schwerachse $n-n$ liegt um $e = \frac{25,0 \cdot 1,2 \cdot 40,6}{202,8} = 6,0 \text{ cm}$ von Mitte Stehblech entfernt. Das Trägheitsmoment beträgt ohne Nietabzug für die Mitte der Stehblechhöhe $J = 206160 \text{ cm}^4$, daher für die Schwerachse $J_n = J - 202,8 \cdot 6,0^2 = 198860 \text{ cm}^4$, das statische Moment des oberen Gurts $S_0 = 2 \cdot 19,1 (34,0 - 2,8) + 30,0 \cdot 34,6 = 2230 \text{ cm}^3$, das des unteren $S_u = 2 \cdot 19,1 (46,0 - 2,8) = 1650 \text{ cm}^3$; daher $\frac{J_n}{S_0} = \frac{198860}{2230} = 84 \text{ cm}$ und nach Gl. 30):

$$t = \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 750}{30000} \cdot 84 = 11,6 \text{ cm}.$$

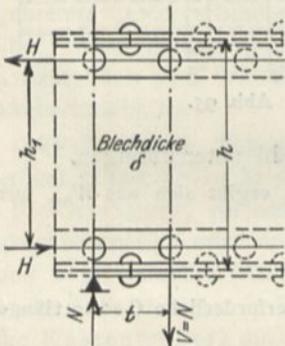


Abb. 96.

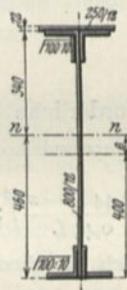


Abb. 97.

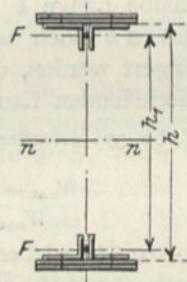


Abb. 98.

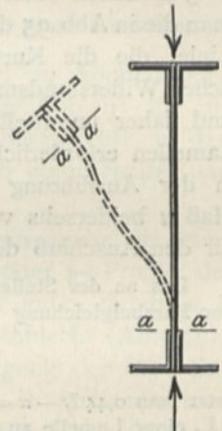


Abb. 99.

b) Trägermitte. Für die Schwerachse (Abb. 105) wird $J = 360460 \text{ cm}^4$ und $S = 2 \cdot 19,1 (40,0 - 2,8) + 2 \cdot 30,0 \cdot 41,2 = 3890 \text{ cm}^3$, daher $\frac{J}{S} = 93 \text{ cm}$ und $t = \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 750}{9320} \cdot 93 = 41,4 \text{ cm}$; da $t > 8d$ wird, so ist $d_{\max} = 6d$ bis $8d = 138$ bis 184 mm zu wählen.

Für die Nietteilung zwischen Lamellen und Gurtwinkeln wird $S_1 = 2 \cdot 30,0 \cdot 41,2 = 2470 \text{ cm}^3$, $\frac{J}{S_1} = 145 \text{ cm}$, daher mit $\frac{\pi d^3}{4} = 4,2 \text{ cm}^3$ nach Gl. 28): $t_1 = \frac{2 \cdot 4,2 \cdot 750}{9300} \cdot 145 = 87,4 \text{ cm}$.

Zur vorläufigen Querschnittsermittlung bei gegebener Stehblechhöhe h setzt man das Trägheitsmoment annähernd gleich $2F \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{Fh^3}{2}$, wo F die Querschnittsfläche einer Gurtung (2 Winkel + Lamellen, Abb. 98) bedeutet; daraus ergibt sich das Widerstandsmoment genau genug zu $J: \frac{h}{2} = Fh$

und endlich der erforderliche Gurtquerschnitt zu $F = \frac{W}{h}$, wenn W das durch die Rechnung ermittelte erforderliche Widerstandsmoment ist. Nach Ermittlung von F ist, falls keine Zahlentafeln zur Hand sind, das genaue Widerstandsmoment unter Berücksichtigung der Nietverschwächungen zu berechnen.

Infolge der im Verhältnis zu seiner Höhe nur sehr geringen Stärke des Stehblechs ist der Druckgurt eines Blechträgers in besonderem Maße der Gefahr der seitlichen Ausbiegung nach Abb. 84 ausgesetzt; sie wird noch dadurch erhöht, daß das Stehblech an den Angriffspunkten größerer Einzellasten infolge seines zur lotrechten Schwerachse sehr kleinen Trägheitsmoments durch die Kraft \mathfrak{z} (Abb. 36e) zusammengedrückt wird, also die in Abb. 99 angedeutete gestrichelte Lage anzunehmen bestrebt ist, wobei die Stellen $a-a$, an denen es die Gurtwinkel verläßt, die für das Abbiegen und Ausknicken gefährlichsten

Der bewegliche Stoß wird entweder durch einen Gelenkbolzen mit Langloch (Abb. 104, die das bewegliche Gelenk der Aufgabe 5 darstellt) oder aber durch Anordnung eines beweglichen Auflagers (vgl. 10. und 11. Kap.) ausgebildet.

Man unterscheidet (DIN 1034) Paßstöße, bei denen die Stirnflächen der gestoßenen Teile sich berühren sollen, in der Zeichnung durch eine Linie dargestellt; normale Stöße, bei denen ein unmittelbares Aufeinanderliegen der Stirnflächen der gestoßenen Teile bei normaler, guter Werkstattarbeit nicht verlangt wird, in der Zeichnung durch zwei Linien dargestellt (Abb. 101) und Fugestöße, bei denen zwischen den Stirnflächen der gestoßenen Teile ein bestimmter Zwischenraum einzuhalten ist, in der Zeichnung durch zwei Linien mit Angabe des geforderten Abstandes dargestellt (Abb. 104).

b) Muß der Stoß zwischen zwei Stützpunkten angeordnet werden, so ist für jeden einzelnen Querschnittsteil eine besondere Stoßlasche anzuordnen, derart, daß die Summe der Widerstandsmomente aller Stoßlaschen mindestens gleich dem an der Stoßstelle erforderlichen Widerstandsmoment ist. Jede Stoßlasche ist dabei beiderseits der Stoßstelle mit so viel Nietenzuschließen, daß die Summe der Nietquerschnittsflächen mindestens gleich dem ν -fachen (Gl. 3) der Fläche des durch die betreffende Lasche gedeckten Querschnittsteils ist.

c) Bei Blechträgern werden bis zu etwa 14 m Spannweite nur senkrechte Stöße der Blechwand erforderlich.

a) Liegt der Stehblechstoß in Trägermitte, wo das größte Biegemoment auftritt, so ist das volle Stehblech durch Laschen zu decken, deren Widerstandsmoment mindestens gleich dem des Stehblechs selbst sein muß.

Aufgabe 9. Das Stehblech des in Abb. 105 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen ist am Ort des Maximalmoments gestoßen; der Stoß ist zu berechnen und aufzuzeichnen. $k = 800 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = 800 : 750 = \frac{16}{15}$); $k_l = 2 k_s$.

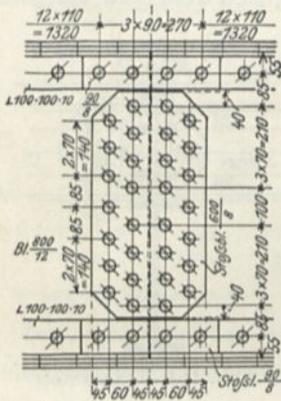


Abb. 105. Stehblechstoß.

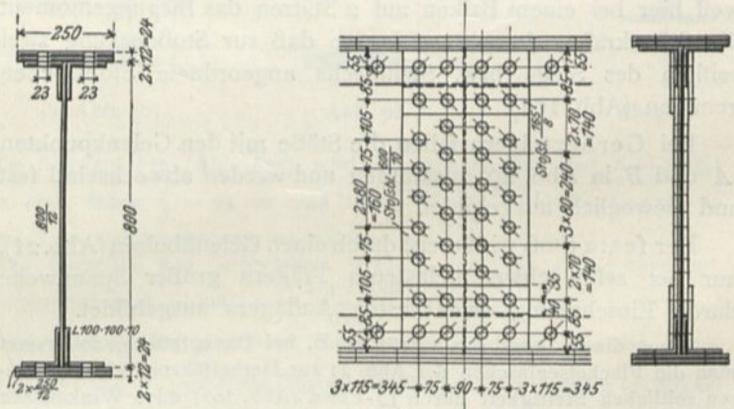


Abb. 106. Stehblechstoß.

Auflösung. Der Stoß ist in Abb. 105 dargestellt; zur Stoßdeckung sind unmittelbar auf das Stehblech 2 Laschen 600/8, auf die Winkelschenkel aber 2·2 Laschen 90/8 mit insgesamt $2 \cdot 0,8 \cdot \frac{78,0^3}{12} = 63270 \text{ cm}^4$ Trägheitsmoment gelegt. Das Trägheitsmoment des Stehblechs beträgt

$$J_s = 1,2 \cdot \frac{80,0^3}{12} = 51200 \text{ cm}^4, \text{ sein Widerstandsmoment } W_s = \frac{51200}{42,4} = 1210 \text{ cm}^3, \text{ so daß es das Moment}$$

$M_s = 1210 \cdot 800 = 968000 \text{ cmkg}$ aufzunehmen hat. Mit $F = 80,0 \cdot 1,2 = 96,0 \text{ cm}^2$ wird nach Gl. 3):

$$F_s = \frac{15}{16} \cdot 96,0 = 102,4 \text{ cm}^2 \text{ und mit } d = 23 \text{ mm nach Gl. 8): } z_s = \frac{102,4}{2 \cdot 4,2} = 13 \text{ Stück bzw. nach Gl. 9):}$$

$$z_l = \frac{102,4}{22 \cdot 2,3 \cdot 1,1} = 19 \text{ Stück (vorhanden 19 Stück).}$$

γ) Bei mehr als 14 m Spannweite werden außer im Stehblech auch in den Gurtwinkeln und Lamellen Stöße erforderlich, die sämtlich tunlichst an ein und dieselbe Trägerstelle als „konzentrierte Stöße“ gelegt werden, und zwar zweckmäßig an eine zwischen den Aussteifungen der Blechwand liegende Stelle, um in der Anordnung der Niete freie Hand zu haben.

Aufgabe 11. Es soll der Stoß des in Abb. 108 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = \frac{1}{3}$); $k_t = 2 k_s$.

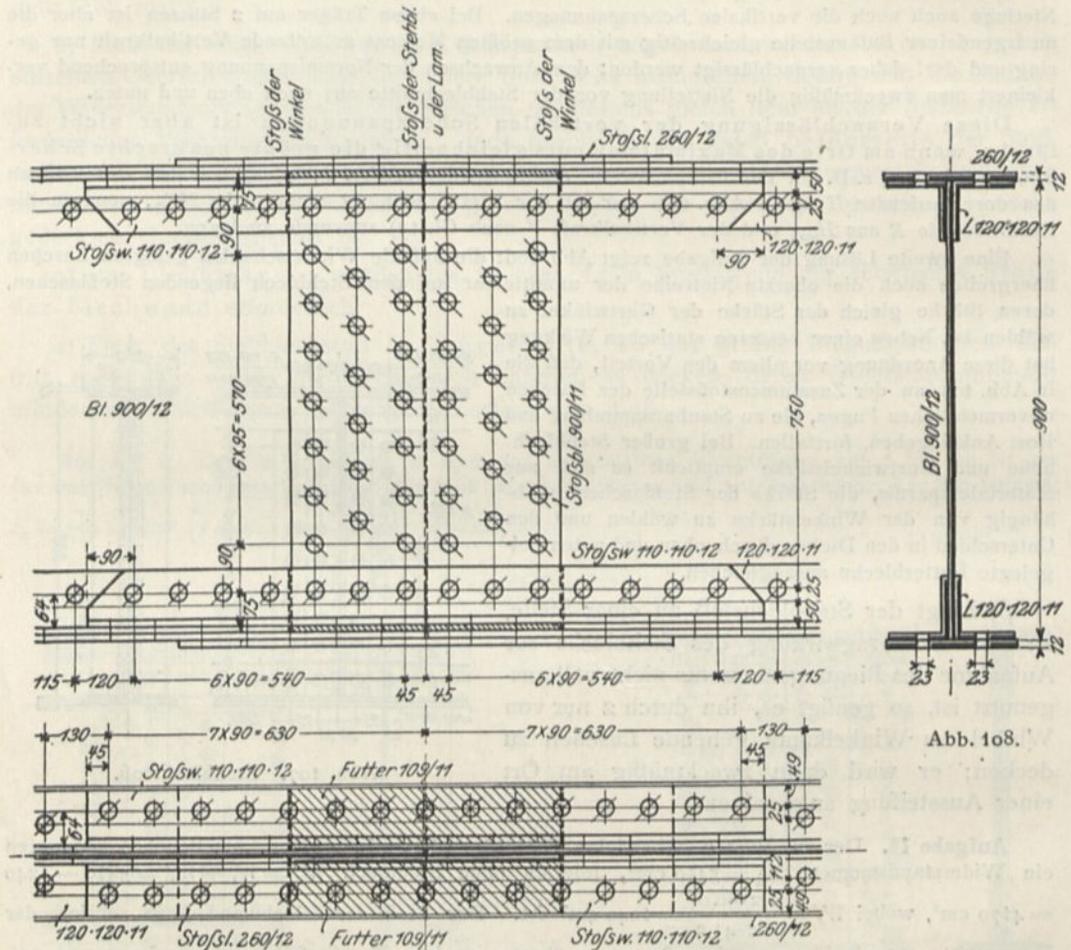


Abb. 108a. Stoß eines Blechträgers.

Auflösung. Der Stoß ist in Abb. 108a dargestellt. Die Gurtwinkel sind zweimal gestoßen, so daß die beiderseitigen Decklaschen des Stehblechs über dessen ganze Höhe durchgehen können; auf die Länge dieser Decklaschen werden dadurch oben und unten je 2 wagerechte Futterplatten von der Dicke der Winkelschenkel erforderlich, die unter Umständen zur Stoßdeckung der Lamellen mitbenutzt werden können. Der Lamellenstoß fällt mit dem Stehblechstoß zusammen und ist durch eine Lasche $\frac{260}{12}$, der Winkel 120-120-11 mit $25,4 \text{ cm}^2$ Fläche aber durch einen Winkel 110-110-12 mit $25,1 \text{ cm}^2$ Fläche gedeckt. Das gesamte Widerstandsmoment aller Stoßlaschen berechnet sich bei Abzug der Nietverschwächungen und ohne Berücksichtigung der wagerechten Futterbleche zu 8600 cm^3 gegenüber 7260 cm^3 des Querschnitts Abb. 108.

Stehblechstoß. $F = 90,0 \cdot 1,2 = 108,0 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 108,0 = 36,0 \text{ cm}^2$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 8): $z_s = \frac{144,0}{2 \cdot 4,2} = 18$ Stück und nach Gl. 9): $z_t = \frac{144,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 26$ Stück (vorhanden 26 Stück). Ferner wird mit $\sum e^2 = 3 \cdot 75^2 + 2(57^2 + 38^2 + 19^2) + 9,5^2 + 28,5^2 + 47,5^2 = 30140 \text{ cm}^2$, $e_{\max} = 75 \text{ cm}$

und $M_s = \frac{1,2 \cdot 90,0^2}{12 \cdot 4,2} \cdot 1000 = 1578000 \text{ cmkg}$ nach Gl. 11): $H_{\max} = 1578000 \frac{75}{30140} = 3900 \text{ kg}$, daher die Beanspruchung auf

Abscheren: $\sigma_s = \frac{3900}{2 \cdot 4,2} = 470 \text{ (zul. 750) kg/cm}^2$,

Lochleibungsdruck: $\sigma_l = \frac{3900}{2,3 \cdot 1,2} = 1420 \text{ (zul. 1500) kg/cm}^2$.

Winkelstoß. $F = 25,4 - 2,3 \cdot 1,1 = 22,9 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 22,9 = 30,5 \text{ cm}^2$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 4): $n_s = \frac{30,5}{4,2} = 8 \text{ Stück}$ und nach Gl. 5): $n_l = \frac{30,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,1} = 6 \text{ Stück}$ (vorhanden in jedem Schenkel je 4 Stück).

Lamellenstoß. $F = (26,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 25,7 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 25,7 = 34,3 \text{ cm}^2$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 4): $n_s = \frac{34,3}{4,2} = 9 \text{ Stück}$ und nach Gl. 5): $n_l = \frac{34,3}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 7 \text{ Stück}$ (vorhanden $2 \times 5 = 10 \text{ Stück}$).

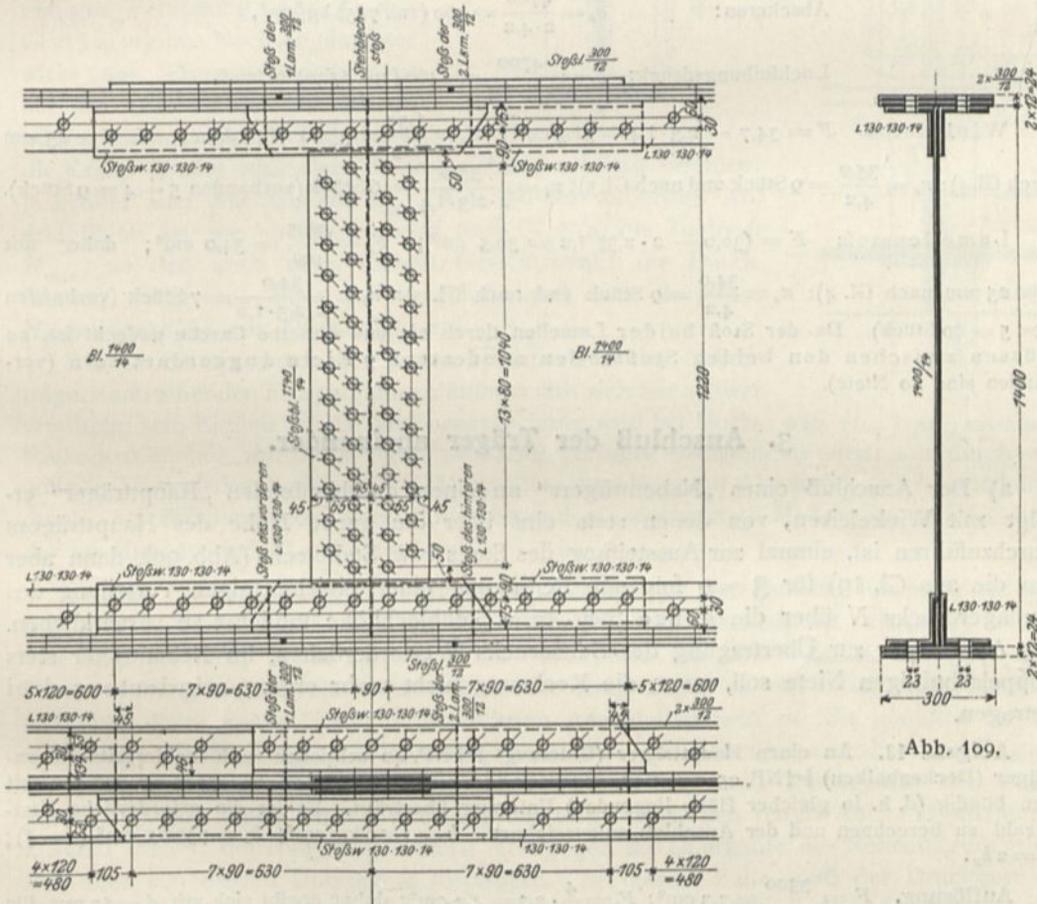


Abb. 109a. Stoß eines Blechträgers.

Abb. 109.

Aufgabe 12. Es soll der Stoß des in Abb. 109 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $k = 850 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 0,9 \cdot 850 = 765 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = \frac{10}{9}$); $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Abb. 109a dargestellt. Die Stöße der beiden Winkel eines Gurts sind symmetrisch zu beiden Seiten des Stehblechstoßes versetzt angeordnet, so daß die lotrechten Schenkel der Stoßwinkel den zwischen den Gurtwinkeln sitzenden Teil des Stehblechs mitdecken; der übrige Teil der Blechwand ist durch 2 Laschen $\frac{1140}{14}$ gedeckt. Die Stöße der beiden Lamellen eines Gurts sind ebenfalls symmetrisch zum Stehblechstoß angeordnet und durch eine gemeinsame Stoßlasche $\frac{300}{12}$ gedeckt.

Stehblechstoß. Der mittlere Teil des Stehblechs nimmt das Moment $M_s' = \frac{1,4 \cdot 114,0^3}{12 \cdot 72,4} \cdot 850$
 $= 1040000 \text{ cmkg}$ auf; daher mit $n = 14$ und $e_{\max} = 104 \text{ cm}$ nach Gl. 13 b): $H_{\max}' = \frac{6 \cdot 13}{14 \cdot 27} \cdot \frac{2040000}{104} = 4100 \text{ kg}$
 und die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren: } \sigma_s = \frac{4100}{2 \cdot 4,2} = 490 \text{ (zul. 765) kg/cm}^2,$$

$$\text{Lochleibungsdruck: } \sigma_l = \frac{4100}{2,3 \cdot 1,4} = 1280 \text{ (zul. 1530) kg/cm}^2.$$

Die in den Gurtwinkeln sitzenden Teile des Stehblechs nehmen das Moment $M_s'' = \frac{1,4(140,0^3 - 114,0^3)}{12 \cdot 72,4} \cdot 850 = 1690000 \text{ cmkg}$ auf; daher wird mit $\Sigma e^2 = 3 \cdot 122^2 \text{ cm}^2$ und $e_{\max} = 122 \text{ cm}$
 nach Gl. 11): $H_{\max}'' = 1690000 \frac{122}{3 \cdot 122^2} = 4700 \text{ kg}$ und die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren: } \sigma_s = \frac{4700}{2 \cdot 4,2} = 560 \text{ (zul. 765) kg/cm}^2,$$

$$\text{Lochleibungsdruck: } \sigma_l = \frac{4700}{2,3 \cdot 1,4} = 1460 \text{ (zul. 1530) kg/cm}^2.$$

Winkelstoß. $F = 34,7 - 2,3 \cdot 1,4 = 31,5 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{1,53}{0,9} = 35,0 \text{ cm}^2$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$
 nach Gl. 4): $n_s = \frac{35,0}{4,2} = 9 \text{ Stück}$ und nach Gl. 5): $n_l = \frac{35,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 6 \text{ Stück}$ (vorhanden $5 + 4 = 9 \text{ Stück}$).

Lamellenstoß. $F = (30,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 30,5 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{30,5}{0,9} = 34,0 \text{ cm}^2$; daher mit
 $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 4): $n_s = \frac{34,0}{4,2} = 9 \text{ Stück}$ und nach Gl. 5): $n_l = \frac{34,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 7 \text{ Stück}$ (vorhanden
 $2 \times 5 = 10 \text{ Stück}$). Da der Stoß beider Lamellen durch ein und dieselbe Lasche gedeckt ist, so
 müssen zwischen den beiden Stoßstellen mindestens 9 Niete angeordnet sein (vor-
 handen sind 10 Niete).

3. Anschluß der Träger aneinander.

a) Der Anschluß eines „Nebenträgers“ an einen durchlaufenden „Hauptträger“ er-
 folgt mit Winkeleisen, von denen stets eins über die ganze Höhe des Hauptträgers
 durchzuführen ist, einmal zur Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs (Abb. 99), dann aber
 um die aus Gl. 19) für $\beta = 0$ folgende Bedingung einer gleichförmigen Verteilung des
 Auflagerdrucks N über die ganze Steg- bzw. Stehblechhöhe tunlichst zu verwirklichen.
 Die Anzahl der zur Übertragung des Stützdrucks N erforderlichen, im Nebenträger stets
 doppelschnittigen Niete soll, wenn die Rechnung nicht mehr ergibt, mindestens drei
 betragen.

Aufgabe 13. An einen Hauptträger (Unterzug) H-NP. 40 schließen sich beiderseits Neben-
 träger (Deckenbalken) H-NP. 25 an, von denen jeder einen Stützdruck $N = 3300 \text{ kg}$ auf den mit
 ihm bündig (d. h. in gleicher Höhe liegenden) Unterzug überträgt. Es ist die erforderliche Niet-
 anzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = \frac{1}{3}$);
 $h_l = 2 h_s$.

Auflösung. $F = \frac{3300}{1000} = 3,3 \text{ cm}^2$; $F_s = \frac{4}{3} \cdot 3,3 = 4,4 \text{ cm}^2$; daher ergibt sich mit $d = 17 \text{ mm}$ für
 die Anschlußniete im

Deckenbalken mit 9 mm Stegstärke nach Gl. 8): $z_s = \frac{4,4}{2 \cdot 2,3} = 1 \text{ Stück}$ und nach Gl. 9):

$$z_l = \frac{4,4}{2 \cdot 1,7 \cdot 0,9} = 2 \text{ Stück, so daß die Mindestzahl 3 zu wählen ist;}$$

Unterzug mit 14,4 mm Stegstärke nach Gl. 8): $z_s = \frac{2 \cdot 4,4}{2 \cdot 2,3} = 2 \text{ Stück}$ und nach Gl. 9):

$$z_l = \frac{2 \cdot 4,4}{2 \cdot 1,7 \cdot 1,44} = 2 \text{ Stück, so daß in jedem Schenkel die Mindestzahl 3 zu wählen ist.}$$

Der Anschluß ist in Abb. 110 dargestellt; die durchlaufenden Winkeleisen sind über Kreuz
 angeordnet, so daß der Anschluß symmetrisch zu beiden Trägermittellinien wird. In den Decken-
 balken sind oben beide, unten je ein Flansch abzarbeiten. Die Breite der Anschlußwinkel, die mit

55 mm genügt hätte, ist zu 65 mm gewählt, um bei der geringen Versetzung der Niete in beiden Schenkeln von nur 20 mm die Ausbildung der Nietköpfe zu erleichtern.

b) Soll der anschließende Nebenträger frei drehbar gelagert sein (Abb. 26), so muß sein Anschluß durch einen reibungslosen Gelenkbolzen (entsprechend Abb. 21) vermittelt werden. Durch den festen Nietanschluß wird die freie Drehbarkeit verhindert, und es tritt eine teilweise Einspannung (Abb. 27) des Nebenträgers und damit eine zusätzliche Beanspruchung der Anschlußniete durch die das Einspannungsmoment ersetzenden Kräfte H (Abb. 8) ein, deren Größtwert sich bei der hier durchweg verwendeten einreihigen Vernietung (Abb. 7) aus Gl. 13a) ergibt. Noch ungünstiger wirkt das Einspannungsmoment auf die Anschlußniete im Hauptträger, die im oberen Teil durch die Kräfte H eine zusätzliche Beanspruchung auf Zug erleiden: je größer aber der Abstand e_{\max} (Abb. 7) der äußersten Anschlußniete ist, um so kleiner wird nach Gl. 13a) die Zugkraft H_{\max} , so daß auch unter diesem Gesichtspunkt die Durchführung wenigstens eines der Anschlußwinkel über die ganze Hauptträgerhöhe von Wichtigkeit ist.

Die Größe des durch den festen Nietanschluß des Nebenträgers entstehenden Einspannungsmoments läßt sich nur schwer ermitteln; sein Einfluß auf die Nietbeanspruchung wird bei Hochbaukonstruktionen mit ihren verhältnismäßig geringen Belastungen meist nur durch eine entsprechend niedrig bemessene zulässige Beanspruchung auf Abscheren und Lochleibungsdruck, bei Brückenbauten aber durch besondere konstruktive Maßregeln berücksichtigt, die im Kap. 10 und 11 erläutert sind.

c) Sind bei einem doppelseitigen Anschluß die von den beiden Nebenträgern übertragenen Stützdrücke nicht gleich groß oder ist der Anschluß nur einseitig, so tritt eine Beanspruchung des Hauptträgers auf Verdrehen ein. Die Aufgabe, die durch diese Beanspruchung angestrebte Schiefstellung der Hauptträger zu verhindern, fällt wiederum den über deren ganze Höhe durchgeführten Anschlußwinkeln zu. Sie genügen für sich allein aber dieser Aufgabe nicht mehr, wenn sich der Nebenträger nahe dem Zuggurt des Hauptträgers anschließt; Verdrehungsbeanspruchung und Knickgefahr des Druckgurts (Abb. 99) treten dann gleichzeitig auf und führen den durch Abb. 111 erläuterten Zustand herbei: der Hauptträger stützt sich gegen die Oberkante des Nebenträgers, sucht sich aber von dessen Unterkante loszulösen. In diesem Falle muß der Druckgurt des Hauptträgers durch lotrechte Aussteifungsbleche gegen den Oberflansch des Nebenträgers abgestützt werden; und da diese Bleche nach Abb. 111 auf Druck beansprucht werden, sind sie bei größerer Höhe und Breite zur Sicherung gegen Ausknicken durch Winkelisen zu säumen.

Aufgabe 14. Ein H-NP. 50 überträgt auf den in Abb. 109 dargestellten Blechträger den Auflagerdruck $N = 21300 \text{ kg}$; seine Unterkante liegt 24 mm über Unterkante Stehblech. Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen.

$$k = 750 \text{ kg/cm}^2; \quad k_s = 700 \text{ kg/cm}^2 \quad (\nu = \frac{1}{4}); \quad k_l = 2 k_s.$$

Auflösung. $F = \frac{21300}{750} = 28,4 \text{ cm}^2$; $F = \frac{15}{14} \cdot 24,8 = 30,4 \text{ cm}^2$; daher ergibt sich mit $d = 23 \text{ mm}$ für die Anschlußniete im

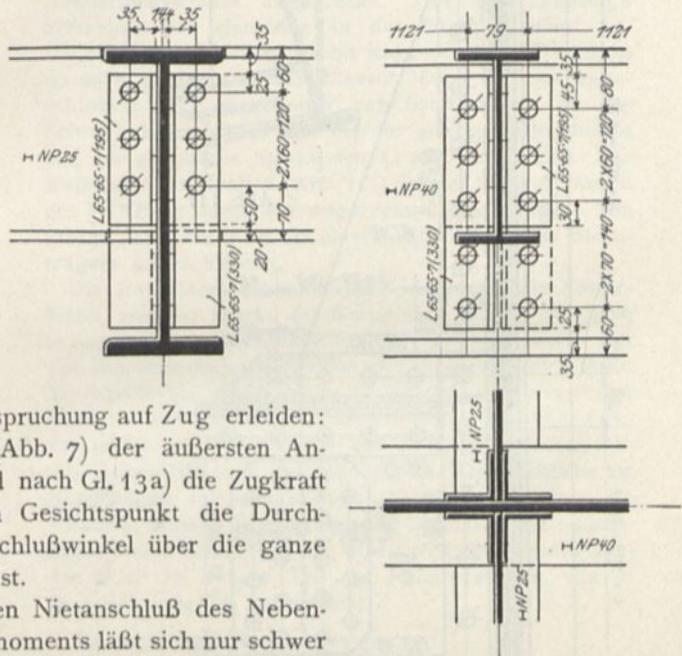


Abb. 110. Trägeranschluß.

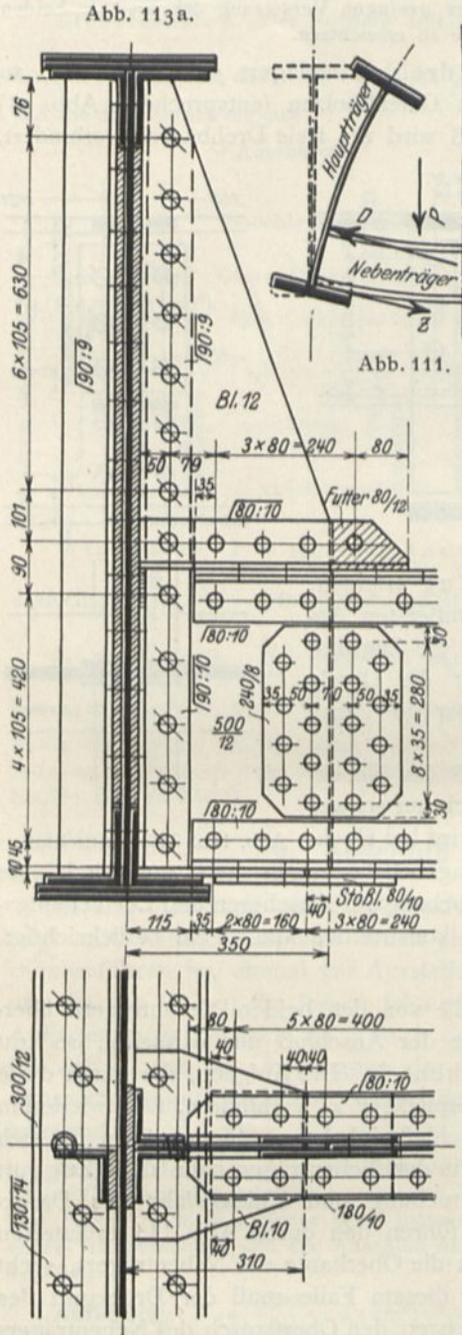


Abb. 113b.

Abb. 113. Trägeranschluß.

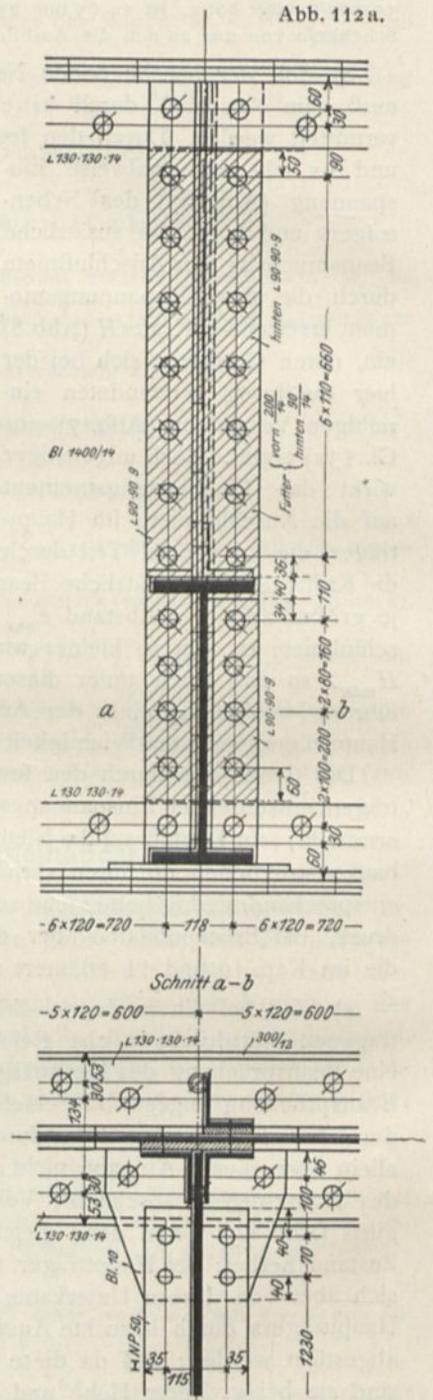


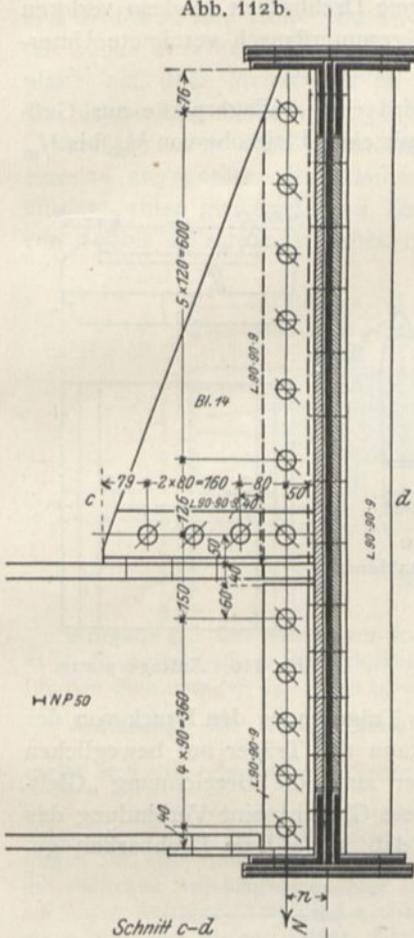
Abb. 112c.

Nebenträger mit 18 mm Stegstärke nach Gl. 8): $z_s = \frac{30,4}{2 \cdot 4,2} = 4$ Stück und nach Gl. 9):

$$z_1 = \frac{30,4}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,8} = 4 \text{ Stück ;}$$

Hauptträger mit $\delta > \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 6) nach Gl. 4): $n_s = \frac{30,4}{4,2} = 8$ Stück.

Abb. 112b.



Schnitt c-d

Abb. 112d.

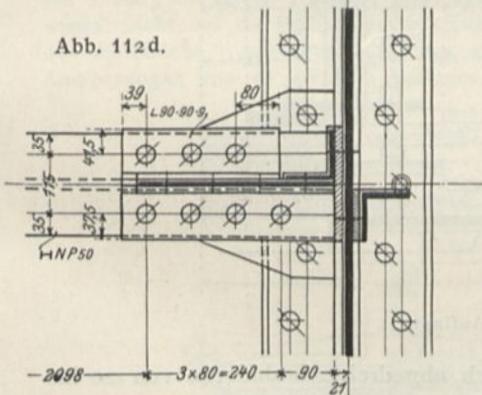


Abb. 112. Trägeranschluß.

fende Winkel gleichschenkelig, der kleinere aber ungleichschenkelig gewählt und von den beiden Anschlußnietreihen des Nebenträgers die erste (I) einschnittig, die zweite (II) aber zweischnittig angeordnet ist. Bei der Durchbiegung des Nebenträgers wird der Auflagerdruck N zunächst die einschnittige Reihe I und wegen des vergrößerten Verdrehungsmoments Nn auch die Nietreihen III im Hauptträger zugunsten der Reihe II überanstrengen.

4. Auflagerung der Träger im Mauerwerk.

a) Bei Hochhauskonstruktionen werden die eisernen Träger an ihren Auflagerstellen meist dann vollständig eingemauert, wenn mit nennenswerten Temperaturschwankungen

Der Anschluß ist in Abb. 112 dargestellt. Im Nebenträger sind, um das auftretende Einspannungsmoment zu berücksichtigen und gleichzeitig eine allzu große Teilung zu vermeiden, 5 doppelschnittige, im Hauptträger $2 \times 5 = 10$ einschnittige Niete angeordnet. Über Kreuz ist zum durchlaufenden Anschlußwinkel außen ein Aussteifungswinkel angebracht. Das dreieckförmige Stützblech ist einerseits an den durchlaufenden Anschlußwinkel, andererseits mit wagerechten Hilfswinkeln $90 \cdot 90 \cdot 9$ an den oberen Flansch des HNP. 50 angeschlossen. Die Anordnung von Saumwinkeln an der Schrägkante erschien hier bei der geringen Blechbreite und der gewählten Stärke von 14 mm entbehrlich. Zur Aufnahme der Kraft Z (Abb. 111) ist der untere Flansch des HNP. 50 durch ein wagerechtes Blech von 10 mm Stärke (Abb. 112c) an die unteren Gurtwinkel des Blechträgers angeschlossen.

Die lotrechten Anschlußwinkel bedingen ein Futterblech von der Stärke der Gurtwinkel. Dieses Blech ist in der an der Anschlußstelle erforderlichen Breite von 200 mm über die ganze Höhe zwischen den Gurtwinkeln durchzuführen, darf also nicht in zwei einzelne Platten von je 100 mm Breite aufgelöst werden, von denen die eine nur über die Höhe des kleineren Anschlußwinkels reicht. Denn um die Anschlußniete im Hauptträger vor übermäßigen Biegungsspannungen zu schützen, müssen Futterplatte und Stehblech ein einheitliches Ganze bilden, und das wird durch die überschießenden Niete im oberen Teil des Futters soweit, wie es praktisch möglich ist, erreicht.

Ist auch der Nebenträger ein Blechträger, so erfolgt die Ausbildung des Anschlusses nach Abb. 113: das Stehblech des Nebenträgers wird gestoßen und dann von der Stoßstelle ab mit dem Abstützblech des Druckgurts zu einem Ganzen vereinigt.

Das Verdrehungsmoment des Hauptträgers kann annähernd gleich Nn (Abb. 112b) gesetzt werden; es ist daher zweckmäßig, das Wurzelmaß der Anschlußwinkel klein zu halten, also deren Schenkelbreite nur gerade so groß zu wählen, wie der Nietdurchmesser verlangt.

Zu vermeiden ist der in Abbildung 114 dargestellte Anschluß, bei dem der größere durchlaufende Winkel gleichschenkelig, der kleinere aber ungleichschenkelig gewählt und von den beiden Anschlußnietreihen des Nebenträgers die erste (I) einschnittig, die zweite (II) aber zweischnittig angeordnet ist.

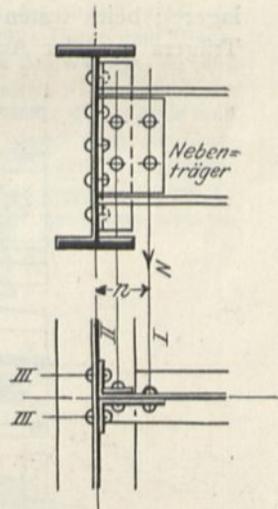
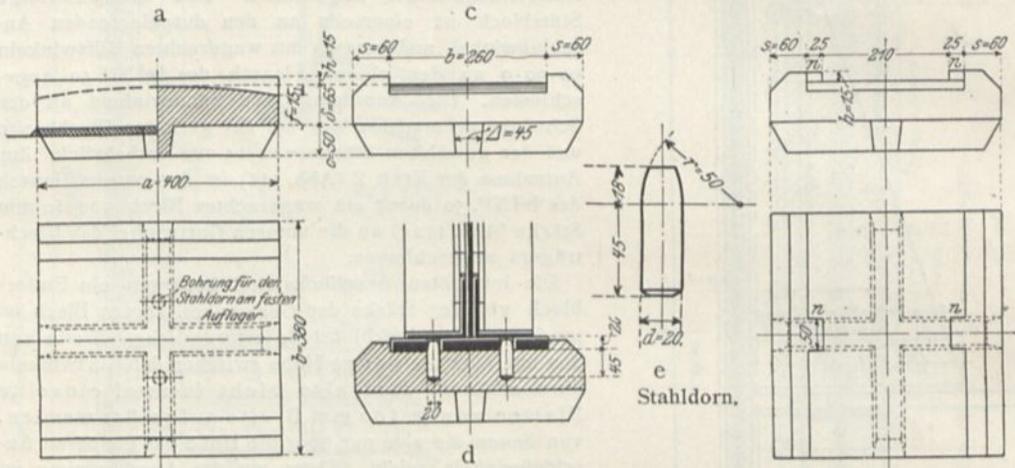


Abb. 114. Unrichtiger Trägeranschluß.

nicht zu rechnen ist; da durch die Einmauerung die freie Drehbarkeit sowieso verloren geht, dürfen zur Auflagerung flußeiserne, mit dem Trägerunterflansch vernietete Unterlagplatten von 15 bis 30 mm Stärke verwendet werden (Abb. 119).

b) Soll die freie Drehbarkeit gewahrt bleiben, so wird eine Auflagerplatte aus Gußeisen oder Stahlformguß angeordnet, deren Oberfläche mit einer Pfeilhöhe von $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{25}$



b Abb. 115a—115e. Auflagerplatte.

Abb. 116. Auflagerplatte.

der Plattenlänge gewölbt wird, um bei der Drehung des Trägerendes den Druck von der Plattenkante fernzuhalten. Bei einer Wärmeänderung kann der Träger am beweglichen Auflager auf dieser gewölbten Oberfläche gleiten (daher auch die Bezeichnung „Gleitlager“); beim festen Auflager muß zur Verhinderung dieses Gleitens eine Verbindung des Trägers mit der Auflagerplatte so hergestellt werden, daß seine freie Drehbarkeit ge-

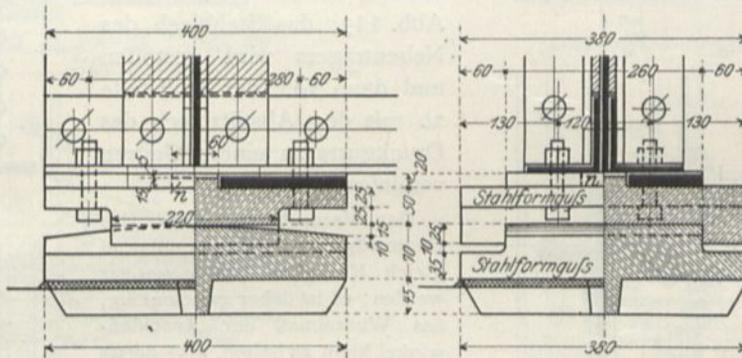


Abb. 117a. Bewegliches Auflager.

wahrt bleibt. Man erreicht dies durch oben konisch abgedrehte Stahldorne von 20 bis 30 mm Durchmesser (Abb. 115d u. e) oder aber durch in die Gleitfläche vorspringende Nasen (n in Abb. 116) oder endlich durch konisch zulaufende Zähne (z in Abb. 117 und 118), die in eine unter den Träger genietete, mit entsprechenden Aussparungen versehene flußeiserne Platte von 15 bis 20 mm Stärke (Abb. 115 und 118) oder aber in einen besonderen Lagerkörper (Abb. 117b) eingreifen. Alle Berührungs- und Gleitflächen müssen mit Maschinen genau nach Zeichnung bearbeitet werden. In der Regel wird das feste Auflager als Punkt-, das bewegliche als Linienauflager ausgebildet, indem eine Verschiebung des Trägers rechtwinklig zu seiner Ebene entweder durch an der unteren Grundplatte angebrachte Anschlagleisten von 10 bis 25 mm Höhe und 25 bis 60 mm Breite (Abb. 115 und 116) oder aber durch an der oberen Platte angegossene Vorsprünge

von 20 bis 40 mm Höhe und 150 bis 250 mm Breite (Abb. 117) oder aber endlich durch die Zähne z selbst (Abb. 118) verhindert wird. Um eine Verschiebung der Auflagerplatte auf dem Mauerwerk zu verhindern, werden an ihrer Unterfläche Rippen von 50 bis 60 mm Höhe und 30 bis 50 mm Stärke entweder nur in der Querrichtung (Abb. 118) oder aber kreuzförmig (Abb. 115 bis 117) angegossen; weniger gut sind einzelne angegossene Runddorne. Zwischen Platte und Auflagerstein wird zur Herbeiführung einer gleichmäßigen Druckverteilung eine Zementschicht (1 Zement + 1 Sand) von 10 bis 20 mm oder seltener eine Bleiplatte von 5 bis 6 mm Stärke angeordnet.

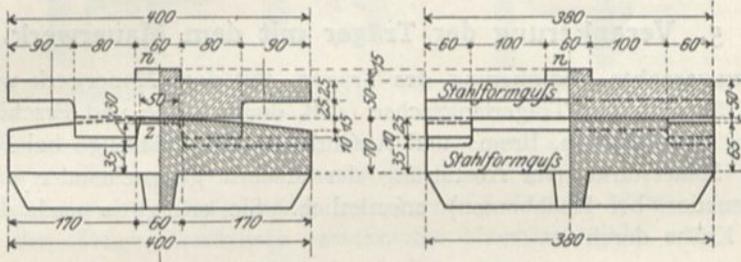


Abb. 117 b. Festes Auflager.

Aufgabe 15. Der Stützdruck des in Abb. 105 dargestellten Blechträgers beträgt $N = 30\,100$ kg; es ist die Auflagerplatte aus Stahlformguß zu berechnen und aufzuzeichnen. Zulässige Beanspruchung für den Stahlformguß $k_b = 1000$ kg/cm², für den Auflagerquader $k_w = 20$ kg/cm².

Auflösung. Die Auflagerplatte ist in Abb. 115 dargestellt. Mit $a = 40$ cm und $b = 38$ cm ergibt sich die erforderliche Plattenstärke nach Gl. 20) zu $\delta = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{30\,100}{1000} \frac{40}{38}} = 5,0$ cm; gewählt ist $\delta = 65$ mm, da die Voraussetzungen der Gl. 20 praktisch nie vollständig erfüllt sind und daher die Stärke der Platte nicht unter $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{2}$ ihrer Länge betragen soll. Unter dem Blechträger ist eine flußeiserne Platte von 260 mm Breite und 20 mm Stärke angeordnet, so daß die seitlichen Anschlagleisten eine Breite von je $\frac{1}{2}(380 - 260) = 60$ mm erhalten. Die Stahldorne am festen Auflager (Abb. 115 d u. e) überragen die gewölbte Oberfläche um 18 mm; dieses Maß muß um 2 bis 3 mm kleiner als die Stärke der flußeisernen Unterlagplatte sein, damit sich die Gurtwinkel nicht auf die Stahldorne auflegen. Statt dieser Stahldorne sind in Abb. 116 in der Mitte der Wölbfläche vorspringende Nasen n angeordnet, die in der flußeisernen Unterlagplatte seitliche Aussparungen von 26×51 mm bedingen. Der Druck auf den Auflagerquader berechnet sich zu

$$\sigma_w = \frac{30\,100}{40 \cdot 38} = 19,8 \text{ (zul. } 20) \text{ kg/cm}^2.$$

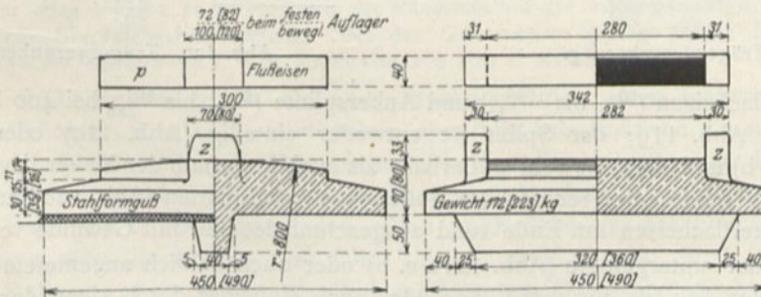


Abb. 118. Auflagerplatte.

Eine zweite Lösung der Aufgabe ist in Abb. 117a für das bewegliche und in Abb. 117b für das feste Auflager dargestellt. Das hier zweiteilige Lager besteht aus der unteren Lagerplatte und einem oberen Gußstück, das mit dem Träger durch Schrauben und durch eine runde oder quadratische, in eine Aussparung der flußeisernen Unterlagplatte passende Nase n befestigt ist; es hat seitliche, nach unten vorstehende Anschlagleisten, welche die untere Lagerplatte umfassen. Am festen Auflager erhält jede dieser Anschlagleisten in der Mitte eine Aussparung, in die ein am Unterteil angegossener, oben konisch zulaufender Zahn z eingreift. Diese verwickeltere Anordnung

ist für im Freien liegende Träger zweckmäßig, da die Gleitflächen besser als in Abb. 115 vor Staub- und Schmutzansammlung geschützt liegen.

Eine dieser Lösung ähnliche, aber wegen Fortfall des oberen Lagerkörpers einfachere Anordnung der Gleitlager zeigt endlich Abb. 118¹⁾. Hier zeigt der Lagerkörper für das feste und bewegliche Auflager gleiche Ausbildung; er besitzt zu beiden Seiten der Gleitfläche vorspringende Zähne z , die in entsprechende Aussparungen der flüßeisernen Unterlagplatte p eingreifen; die Breite dieser Aussparung ist beim festen Auflager nur 2, beim beweglichen aber zur Ermöglichung des Gleitens 30 bzw. 40 mm größer als die Zahnbreite. Die in Abb. 118 eingeklammerten Maße beziehen sich auf Brückenträger von 14 bis 17 m entsprechend einem größten Auflagerdruck von 54,0 t, die übrigen auf solche von 10 bis 13 m Spannweite entsprechend einem größten Auflagerdruck von 43,0 t.

5. Verankerung der Träger mit dem Mauerwerk.

a) Die **wagerechte** Verankerung des Trägers mit dem Mauerwerk wird beim Auftreten von Kräften in der Trägerlängsachse (z. B. durch Stöße und Erschütterungen der Maschinen bei Fabrikdecken, Brems- und Anfahrkräfte der Fahrzeuge bei Brücken) sowie bei geringer Mauerstärke (zur Abstützung der Mauern gegeneinander und gegen die Deckenkonstruktion bei Hochbauten) erforderlich. Sie erfolgt je nach der Größe der auftretenden Kräfte durch:

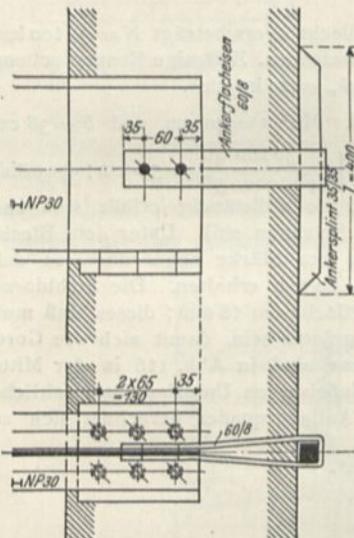


Abb. 119. Trägerverankerung.

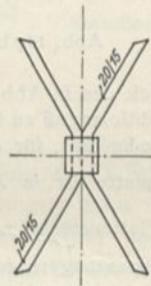


Abb. 119 a.

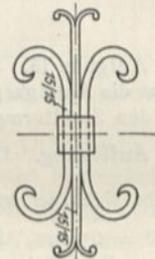


Abb. 119 b.

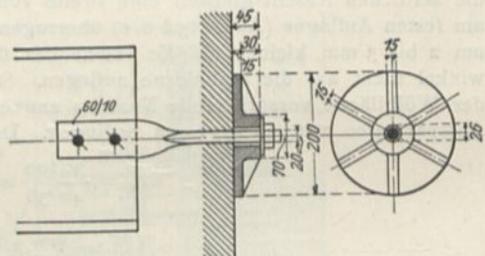


Abb. 120. Trägerverankerung.

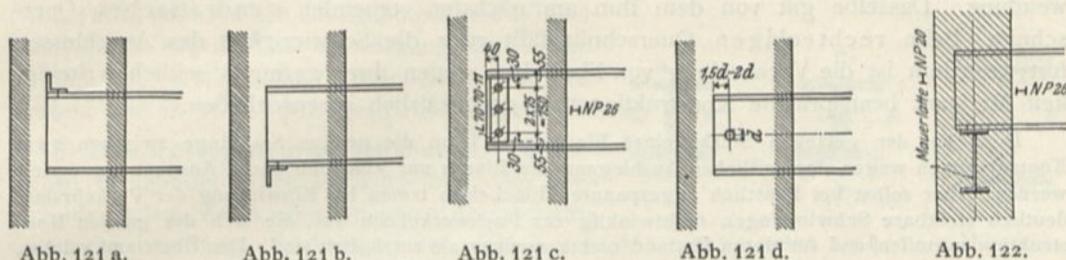
α) Ankerflacheisen ($50/8$ bis $100/12$) und Ankersplinte ($20/20$ bis $50/50$ bei 400 bis 600 mm Länge) nach Abb. 119; der Splint ist entweder einteilig (Abb. 119) oder mehrteilig (Abb. 119 a u. b) und kann sowohl außerhalb als auch innerhalb der Mauer liegen; oft wird er auch durch runde oder rechteckige gußeiserne Ankerplatten (Abb. 120) ersetzt, wobei dann das Ankerflacheisen am Ende rund ausgeschmiedet und mit Gewinde versehen wird.

β) Auf- oder untergelegte (Abb. 121 a u. b) oder auch seitlich angenietete (Abb. 121 c) Winkeleisen von 100 bis 400 mm Länge oder noch einfacher durch einen durch den Steg gesteckten Rundeisensplint (Abb. 121 d) von 20 bis 30 mm ϕ und 100 bis 300 mm Länge.

γ) Eine Mauerlatte (Abb. 122), d. i. ein über die ganze Mauer durchlaufender Balken, der bei geringer Mauerstärke gleichzeitig die Auflagerdrücke der einzelnen Träger durch seinen Biegungswiderstand möglichst gleichmäßig auf die ganze Länge der Mauer verteilen soll und daher zweckmäßig H -Form erhält.

¹⁾ Aus den „Musterentwürfen für eingeleisige eiserne Brückenüberbauten von 10 bis 20 m Stützweite der Preussisch-Hessischen Staatseisenbahnen“.

b) Die **senkrechte** Verankerung des Trägers mit dem Mauerwerk wird beim Auftreten negativer Stützdrücke erforderlich. Bei Balken auf zwei oder mehreren Stützen muß sie konstruktiv so durchgebildet werden, daß sie die freie Drehbarkeit und Längsverschieblichkeit des Trägers möglichst wenig hindert; man erreicht das durch Klemm-



platten (Abb. 354, vgl. auch Abb. 243), die sich auf den Trägerunterflansch legen und ihn durch ihre Verankerung mit dem Mauerwerk gegen Abheben von der Auflagerplatte sichern. Bei eingemauerten Trägerenden genügt zur Aufnahme kleiner Zugkräfte meist schon die mit dem Trägerunterflansch verschraubte Mauerlatte (Abb. 122), sonst erfolgt die Ausbildung der Verankerung entsprechend Abb. 41b.

II. Fachwerkträger.

1. Querschnittsform der Stäbe.

Wirken bei einem Fachwerk nur in den Knotenpunkten Lasten, so wird jeder Stab entweder nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht; greifen dagegen auch zwischen den Knotenpunkten Lasten an oder werden einzelne Stäbe gekrümmt oder endlich einzelne oder auch alle Knotenpunkte biegungsfest ausgeführt, so tritt noch eine Biegebbeanspruchung hinzu. Man hat daher 3 Fälle zu unterscheiden, je nachdem der Stab auf Zug oder auf Druck oder endlich auf Druck (Zug) und Biegung beansprucht ist.

Die Berechnung der Stabkräfte erfolgt unter der Voraussetzung, daß alle Stäbe in den Knotenpunkten durch reibungslose Gelenke, also frei drehbar miteinander verbunden sind. Die durch diese Stabkräfte in den einzelnen Stäben erzeugten Spannungen nennt man die Grund- oder Hauptspannungen. Da die Verbindung in Wirklichkeit durch feste Vernietung erfolgt, so ist die freie Drehbarkeit der Stabenden aufgehoben; es tritt eine Einspannung der Stäbe in den Knotenpunkten ein. Die Einspannungsmomente rufen in den Stäben zusätzliche Biegungsspannungen hervor, die man die Nebenspannungen nennt. Die Größe dieser Nebenspannungen wächst in erster Linie mit der Größe der Stabbreite. Es gilt daher als Regel, die Breite der Stäbe in der Ebene des Fachwerks nur eben so groß zu wählen, wie die Rücksicht auf die ordnungsmäßige Vernietung und die erforderliche Knicksicherheit verlangt. Bei den Gurtungen genügt hierzu insbesondere je nach der Größe der Spannweite L eine Stabbreite von $0,01 L$ bis $0,0075 L$.

Bei den Füllungsstäben ist die Querschnittsform des einen Stabes von der des anderen unabhängig. Die Gurtstäbe gehen aber aus konstruktiven Gründen zur Verminderung der Stoßstellen stets über mehrere Felder durch, und zwar des Aussehens wegen in tunlichst gleicher Breite; sie müssen deshalb dem Anwachsen der Stabkraft entsprechend allmählich verstärkt werden. Man wählt daher für die kleinste auftretende Stabkraft einen Grundquerschnitt und führt seine Verstärkung so durch, daß sich die Lage der Schwerachse in den verschiedenen großen Querschnittsflächen möglichst wenig ändert.

Bleibt die Änderung der Gurtkraft in engen Grenzen, wie z. B. bei Binderträgern, so führt man den für die größte Stabkraft ermittelten Querschnitt unverändert über alle Felder durch.

a) Der Stab wird auf Zug beansprucht.

Da man die im Schwerpunkt des Stabquerschnitts angreifende Zugkraft bei der Berechnung der erforderlichen Fläche nach Gl. 1) als über die ganze Fläche gleichmäßig verteilt einführt, so ist diejenige Querschnittsform am günstigsten, bei der die Flächen-

teile möglichst gleichmäßig und dicht um den Schwerpunkt gelagert sind, eine Forderung, die der runde Querschnitt am vollkommensten erfüllt; daher auch seine Verwendung als Zuganker. Wegen des schwierigen und teuren Anschlusses in den Knotenpunkten findet er aber bei zusammengesetzten Konstruktionen nur ausnahmsweise Verwendung. Dasselbe gilt von dem ihm am nächsten stehenden quadratischen Querschnitt. Beim rechteckigen Querschnitt fällt zwar die Schwierigkeit des Anschlusses fort; trotzdem ist die Verwendung von Flacheisen wegen ihrer geringen seitlichen Steifigkeit für stark beanspruchte Konstruktionsteile grundsätzlich auszuschließen.

Denn bei der geringen Stärke eines Flacheisens kann die genaue Stablänge zwischen zwei Knotenpunkten wegen der seitlichen Ausbiegung des Eisens nur künstlich durch Anspannung erzielt werden. Aber selbst bei künstlich angespannten Flacheisen treten bei Einwirkung der Verkehrslast deutlich sichtbare Schwingungen rechtwinklig zur Fachwerkebene auf, die sich der ganzen Konstruktion mitteilen und für deren Bestand nichts weniger als zuträglich sind. Der Übelstand wächst, wenn der Querschnitt aus zwei lose nebeneinanderliegenden Flacheisen gebildet ist; eine genau gleiche Ablängung beider Eisen zwischen zwei Knotenpunkten ist praktisch undurchführbar, so daß stets das stärker gespannte Flacheisen überanstrengt wird.

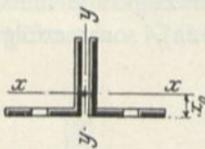


Abb. 123 a.

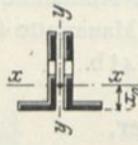


Abb. 123 b.

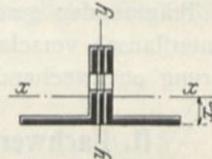


Abb. 123 c.

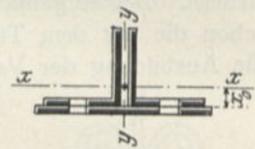


Abb. 123 d.

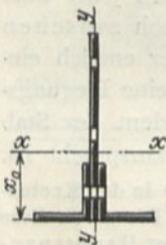


Abb. 124 a.

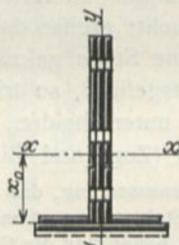


Abb. 124 b.

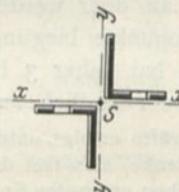


Abb. 125 a.

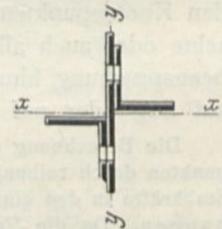


Abb. 125 b.

Es gilt als Regel, auch die auf Zug beanspruchten Stäbe in rechtwinklig zur Fachwerkebene steifen Profilen auszubilden, wobei die Querschnittsform im allgemeinen symmetrisch zu dieser Ebene ausgebildet wird. Bei der Berechnung der wirklich vorhandenen nutzbaren Fläche sind sämtliche in ein und denselben Querschnitt fallenden Nietlöcher abzuziehen; die Zahl dieser Nietlöcher ist aber durch entsprechende zweckmäßige Anordnung möglichst klein zu halten.

Die wichtigsten Querschnittsformen sind:

α) Der \perp -förmige Querschnitt, selten aus einem gewalzten \perp -Eisen, meist aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Abb. 123 a u. b) oder aber aus Stehblech und Winkeleisen (Abb. 124 a) gebildet. Die Verstärkung des Grundquerschnitts erfolgt durch senkrechte Flacheisen (Abb. 123 c und 124 b) und Lamellen (Abb. 123 d) und 124 b).

Der Lichtabstand der nebeneinanderliegenden Winkeleisen (Abb. 123 a u. b) beträgt meist nur 8 bis 16 mm; die Instandhaltung des Anstrichs ist daher schwierig. Bei im Freien oder in Räumen mit stark säurehaltiger Luft liegenden Konstruktionen ist der Zwischenraum zwischen beiden Winkeln stets nach Abb. 123 c durch ein Flacheisen zu schließen.

β) Der $+$ -förmige Querschnitt, aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Abb. 125 a) gebildet; die Verstärkung erfolgt durch senkrechte

oder wagerechte Flacheisen (Abb. 125b) bzw. durch Hinzufügung von zwei weiteren Winkeleisen.

γ) Der H-förmige Querschnitt, gebildet aus gewalztem H-Eisen (Normalprofilen oder breitflanschigen Trägern, Abb. 126a) oder aus zwei nebeneinanderliegenden L-Eisen (Abb. 126b) oder endlich aus Stehblech und Winkeleisen (Abb. 126c). Die Verstärkung der Grundquerschnitte erfolgt durch Flacheisen und Lamellen, wie in Abb. 126c gestrichelt angedeutet.

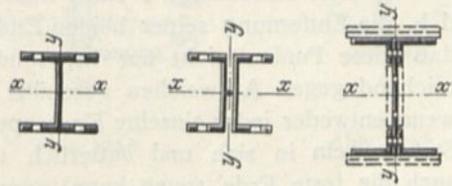


Abb. 126a.

Abb. 126b.

Abb. 126c.

δ) Der kastenförmige (zweiwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Ausinanderrücken der vorhergenannten Querschnitte (Abb. 127 bis 130); die Verstärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt angedeutet. Bei im Freien liegenden Trägern dürfen diese Kästen unten nicht durch eine durchlaufende Lamelle so geschlossen werden, daß sie eine Rinne für das Regenwasser bilden.

Für die Größe des Lichtabstandes der beiden Wandungen ist bei den Gurtungen neben der Knicksicherheit und der Möglichkeit einer ordnungsmäßigen Vernietung vor allem die Abmessung der Füllungsstäbe rechtwinklig zur Fachwerkebene maßgebend, die daher bei der Querschnittsermittlung an erster Stelle aus der erforderlichen Fläche und Knicksicherheit festzulegen ist. Je nach der Größe der Spannweite L wählt man den Lichtabstand zweckmäßig gleich dem 0,9- bis 0,8fachen der Gurtbreite in der Fachwerkebene.

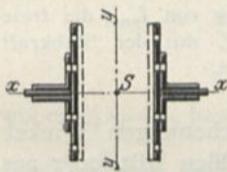


Abb. 127.

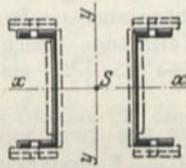


Abb. 128.

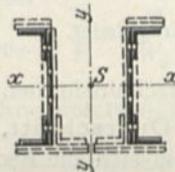


Abb. 129.

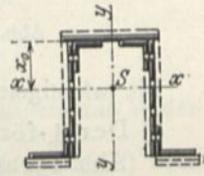


Abb. 130.

b) Der Stab wird auf Druck beansprucht.

Die durch die Nietlöcher herbeigeführte Querschnittschwächung wird bei der Berechnung der nutzbaren Fläche in der Regel nicht berücksichtigt, weil sich die Druckkraft durch den Nietschaft hindurch übertragen kann.

Da mit der Druckbeanspruchung stets die Gefahr des Ausknickens verbunden ist, so sind (vgl. 4. Kap., B) die Stabquerschnitte so zu wählen, daß einmal die Trägheitsmomente J_x und J_y für die beiden Querschnittshauptachsen annähernd gleich groß sind, dann aber die Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt liegen, damit der Zahlenwert des Trägheitsmoments möglichst groß wird.

Ist S die Stabkraft in Tonnen,

s die freie Knicklänge in Meter,

☉ der verlangte Sicherheitsgrad gegen Ausknicken, so berechnet sich das für den Stab erforderliche kleinste Trägheitsmoment (in cm^4) unter der Voraussetzung, daß die als reibungslose Gelenke gedachten Endpunkte des Stabes in seiner Achse geführt sind, aus der Eulerschen Knickgleichung mit $E = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ und $\pi^2 \approx 10$ zu

$$31) \quad J_{\min} = \frac{\text{☉}}{2} S s^2,$$

und zwar ist bei Verwendung von Flußeisen für

Hochbaukonstruktionen: ☉ = 4, daher $J_{\min} = 2 S s^2$,

Brücken- und Krankonstruktionen: ☉ = 5, daher $J_{\min} = 2,5 S s^2$.

Hat umgekehrt der Stab das kleinste Trägheitsmoment J_{\min} (in cm^4), so berechnet sich seine Sicherheit gegen Ausknicken zu

$$31a) \quad \varrho = \frac{2 J_{\min}}{S s^2}.$$

Als freie Knicklänge s eines Stabes ist stets die ganze Länge seiner Netzlinie, d. h. die Entfernung seiner beiden Endknotenpunkte einzuführen unter der Voraussetzung, daß diese Punkte nicht nur in, sondern auch rechtwinklig zur Fachwerkebene hinreichend gegen Ausweichen geschützt sind. Letztere Voraussetzung ist nur dann erfüllt, wenn entweder jeder einzelne Knotenpunkt durch einen nicht in der Trägerebene liegenden Stab an ein in sich und äußerlich unverschiebliches Raumfachwerk (an dessen Stelle auch die feste Erde treten kann) angeschlossen ist, oder aber wenn der ebene Träger mit einem nicht in seiner Ebene liegenden zweiten Träger durch Wind- und Querverbände zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerkträger verbunden ist.

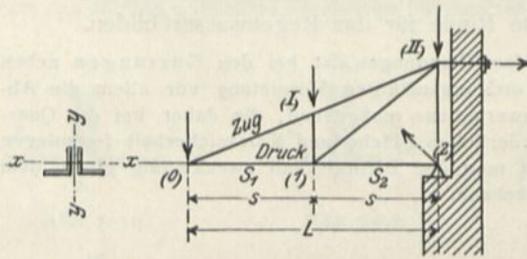


Abb. 131. Kragbinder.

Ein Beispiel der ungentügenden Sicherung gegen Ausknicken rechtwinklig zur Trägerebene bietet der Knotenpunkt (1) der unteren Gurtung des Binders Abb. 131, der in der Obergurtenebene (0, -II) durch einen Windverband und in der senkrechten Ebene (2, -II) durch einen Querverband mit seinem Nachbarbinder verbunden ist. Hier ist zwar in der Binderebene zur Berechnung von $J_{x_{\min}}$ die freie Knicklänge gleich der Stablänge s , rechtwinklig zur Binderenebene aber zur Berechnung von $J_{y_{\min}}$ die freie Knicklänge gleich $2s=L$ mit der Stabkraft $S = \frac{1}{2}(S_1 + S_2)$ einzuführen.

Die wichtigsten Querschnittsformen sind:

a) Der \perp -förmige Querschnitt, entweder aus zwei ungleichschenkligen Winkel-eisen (Abb. 132a), für die sich die Bedingung $J_x = J_y$ annähernd erfüllen läßt, oder aus zwei gleichschenkligen Winkelleisen (Abb. 132b) oder endlich aus Stehblech und Winkelleisen (Abb. 133a) und Lamellen (Abb. 133b) gebildet. Über die Schließung des Zwischenraums zwischen den Winkelleisen sowie über die Verstärkung dieser Grundquerschnitte gilt das bei den Zugstäben Gesagte.

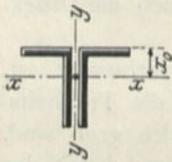


Abb. 132a.

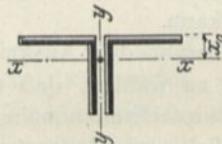


Abb. 132b.

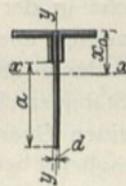


Abb. 133a.

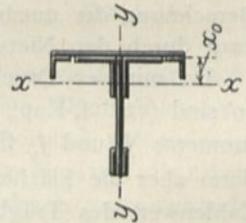


Abb. 133b.

β) Der \perp -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei gleichschenkligen Winkel-eisen (Abb. 134a) oder aus Stehblech und zwei gleich- oder ungleichschenkligen Winkel-eisen (Abb. 134b). Verstärkung des Grundquerschnitts wie bei den Zugstäben.

γ) Der H -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei mit abgewendeten Schenkeln angeordneten gleichschenkligen Winkelleisen (Abb. 135a, zur Vergrößerung von J_x gegenüber Abb. 132b) oder aus gewalztem H -Eisen (Normalprofilen oder breitflanschten Trägern) oder aus zwei nebeneinanderliegenden \perp -Eisen (Abb. 135b) oder endlich aus Stehblech und Winkelleisen entsprechend Abb. 126c.

δ) Der kastenförmige (doppelwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Auseinanderrücken der vorhergenannten Querschnitte (Abb. 136 bis 139); die Verstärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt angedeutet. Für die Größe des Licht-

abstandes gilt das bei den Zugstäben Gesagte. Bei den gedrückten Obergurtstäben ist der Kasten oben stets durch eine Lamelle zu schließen.

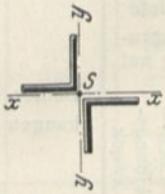


Abb. 134 a.

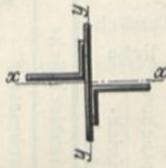


Abb. 134 b.

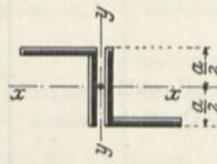


Abb. 135 a.

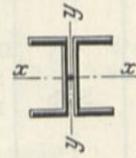


Abb. 135 b.

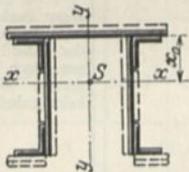


Abb. 136.

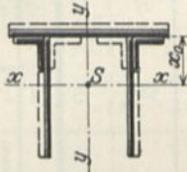


Abb. 137.

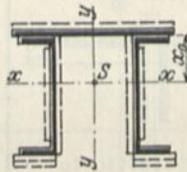


Abb. 138.

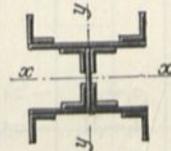


Abb. 139.

c) Der Stab wird auf Druck (oder Zug) und Biegung beansprucht.

Erleidet der Stab die Druckkraft S und das Biegemoment M (Abb. 140), so ergeben sich die auftretenden Spannungen zu

$$\sigma_{\max} = \frac{S}{F} + \frac{M}{W_1} \quad \text{und} \quad \sigma_{\min} = \frac{S}{F} - \frac{M}{W_2},$$

wobei $W_1 = \frac{J_x}{e_1}$ bzw. $W_2 = \frac{J_x}{e_2}$ das für die oberste bzw. unterste Faser maßgebende Widerstandsmoment ist und die Druckspannungen mit dem Pluszeichen eingeführt sind. Um σ_{\max} möglichst klein zu erhalten, muß W_1 möglichst groß, also e_1 möglichst klein werden, d. h. die Schwerachse xx ist nach derjenigen Seite hin zu verschieben, an der die Spannungen aus Stabkraft und Biegemoment das gleiche Vorzeichen haben.

Für solche Stäbe sind daher bezüglich der wagerechten Schwerachse unsymmetrische Querschnitte nach Abb. 132a, 133, 136 und 138 vorteilhaft.

Wenn aber nur verhältnismäßig kleine Momente auftreten (z. B. bei Dachbindern, bei Kranträgern mit geringer Nutzlast), verwendet man meist den \square - bzw. \square -Querschnitt; der dadurch bedingte Mehraufwand an Gewicht wird durch die Ersparnis der bei den unsymmetrischen Querschnitten erforderlichen Nietarbeit meist reichlich ausgeglichen.

Aufgabe 16. Für den in Abb. 64k dargestellten, nur in den Knotenpunkten belasteten Binderträger sind die größten Stabkräfte in der nachfolgenden Zahlentafel 1 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden.

$$k = 1000 \text{ kg/cm}^2; k_s = 750 \text{ kg/cm}^2 (\nu = 4/3); k_t = 2k_s; \zeta = 4 \text{ fach.}$$

Auflösung. Die Lösung der Aufgabe erfolgt am übersichtlichsten in einer Zahlentafel, in der die gewählten Querschnitte samt den wirklich vorhandenen Flächen und Trägheitsmomenten und die aus ihnen berechneten tatsächlichen Beanspruchungen und Knicksicherheiten, endlich Durchmesser, Anzahl und Beanspruchung der Niete auf Abscheren und Lochleibungsdruck aufgeführt sind. Zu der in Zahlentafel 1 enthaltenen Lösung der gestellten Aufgabe dienen folgende Erläuterungen.

a) Der Obergurt ist bei dem geringen Unterschied in den Stabkräften einheitlich von σ_0 bis (IV) durchgeführt; für seine Querschnittsbestimmung ist daher die größte Stabkraft $S = -24,4 \text{ t}$ maßgebend. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{24400}{1000} = 24,4 \text{ cm}^2$, nach Gl. 31) mit $s = 2,8 \text{ m}$: $J_{\min} = 2 \cdot 24,4 \cdot 2,8^3$

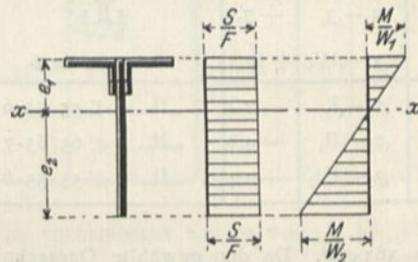
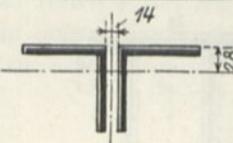
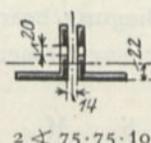
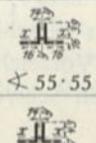
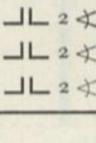


Abb. 140.

Zahlentafel 1.		Binder Abb. 64k											
Stab	Größte Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche			Knotenblechdicke	Der doppel-schnittigen Niete			Bemerkungen	
			Fläche cm ²	Trägheitsmoment cm ⁴	Beanspruchung kg/cm ²	Knicksicherheit @	Durchmesser mm		Anzahl	Abscheren kg/cm ²	Lochleibungsdruck kg/cm ²		
Obergurt	(0)–(I)	– 24,4		42,4	478	580	5	14	23	6	480	1260	1) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Träger ebene liegenden Winkelschenkel.
	(I)–(II)	– 23,3											
	(II)–(III)	– 22,2											
	(III)–(IV)	– 21,1											
Untergurt	(0)–(1)	+ 22,0		24,2		910		14	20	6	580	1310	
	(1)–(2)	+ 18,7											
	(2)–(2')	+ 11,3											
Diagonalen	(1)–(II)	+ 3,3		4,7 ¹⁾		700		14	17	2	370	810	
	(II)–(3)	+ 3,3											
	(2)–(3)	+ 7,9											
	(3)–(IV)	+ 11,1											
Vertikale	(1)–(I)	– 2,4		6,6 ¹⁾	35	360	28	14	2	270	600		
	(2)–(II)	– 4,6											
	(3)–(III)	– 2,4											

= 383 cm⁴. Da der gewählte Querschnitt (2 | 110 : 10) eine Fläche von 42,4 cm² und ein kleinstes Trägheitsmoment von 478 cm⁴ hat, so wird die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{24400}{42,4} = 580 \text{ kg/cm}^2$

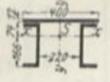
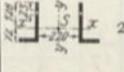
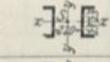
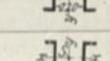
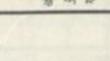
und die tatsächliche Knicksicherheit $\ominus = 4 \cdot \frac{478}{383} = 5$ fach. Nach Gl. 3) wird ferner $F_s = \frac{4}{3} \cdot 24,4 = 32,5 \text{ cm}^2$, daher mit $d = 23 \text{ mm}$ und $\delta = 14 \text{ mm}$ (Zwischenraum zwischen den beiden Winkelleisen) nach Gl. 8): $z_s = \frac{32,4}{2 \cdot 4,2} = 4$ Stück und nach Gl. 9): $z_l = \frac{32,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 6$ Stück. Bei Wahl von 6 Anschluß-

nieten ergibt sich daher die tatsächliche Beanspruchung auf Abscheren zu $\sigma_s = \frac{24400}{2 \cdot 6 \cdot 4,2} = 480 \text{ kg/cm}^2$

und auf Lochleibungsdruck $\sigma_l = \frac{24400}{6 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 1260 \text{ kg/cm}^2$. Diese Anzahl ist bei dem geringen Unterschied in den Stabkräften für alle Stäbe bis auf Stab III,–(IV) beibehalten. Bei diesem Stab genügen zur Aufnahme der Stabkraft $S = -21,1 \text{ t}$ die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel mit $2 \cdot 11,0 \cdot 1,0 = 22,0 \text{ cm}^2$ Fläche (vgl. den Anschluß in Abb. 342).

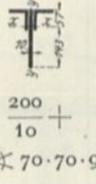
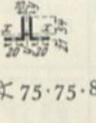
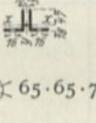
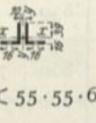
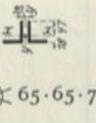
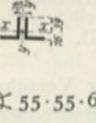
Zahlentafel 2.

Trapezträger Abb. 141.

	Stab	Größe Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche		Der einschnittigen Niete			Bemerkungen
				Fläche cm ²	Trägheitsmoment cm ⁴	Beanspruchung kg/cm ²	Knick-sicherheit	Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/cm ²	
Obergurt	I—II	— 112,2	 2 L NP. 24 + $\frac{400}{12}$	132,6	$J_x = 12020$ $J_y = 21700$	850	17	23	36	750	
	II—III	— 112,2									
	III—IV	— 141,0	 2 L NP. 24 + $\frac{400}{12} + \frac{400}{10}$	172,6	$J_x = 14580$ $J_y = 27040$	820	17	44	770		
Untergurt	0—1	+ 66,8	 2 L 200·100·16	84,0		800		23	22	730	
	1—2	+ 66,8									
	2—3	+ 136,2	 2 L 200·100·16 + 2 $\frac{300}{10} + 2 \frac{120}{10}$	158,8		860		44	750		
	3—4	+ 136,2									
Diagonalen	0—I	— 88,5	 2 L NP. 24 + 2 $\frac{90}{12}$	106,2	$J_x = 9910$	830	9	23	28	760	
	I—2	+ 65,6	 2 L NP. 24	75,9		860		23	22	720	
	2—III	— 46,5	 2 L NP. 18	56,0	$J_x = 2710$	830	5	20	20	740	
	III—4	+ 29,7 — 12,9	 2 L NP. 14	34,4	$J_x = 1210$	860	7,6	17	18	730	
Vertikale	1—I	+ 25,3	 H Diff. 20 B	58,4	$J_y = 5170$	430		23	8	760	
	2—II	0									
	3—III	+ 25,3									
	4—IV	0									

b) Der Untergurt wird wegen des im Knotenpunkt (2) vorhandenen Knicks von (0) bis (2) in demselben Profil durchgeführt. Für $S = +22,0t$ wird nach Gl. 1): $F = \frac{22000}{1000} = 22,0 \text{ cm}^2$; der gewählte Querschnitt (2 $\overline{75:10}$) hat bei der Berücksichtigung der Verschwächung durch die Nietlöcher von 20 mm ϕ die Fläche $2(14,1 - 2 \cdot 1,0) = 24,2 \text{ cm}^2$, daher die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{22000}{24,2} = 910 \text{ kg/cm}^2$. Die Berechnung der Nietanschlüsse erfolgt genau wie beim Obergurt. Der Stab (2)—(2') ist wegen des Aussehens in gleicher Breite mit geringerer Schenkelstärke ausgeführt, daher seine geringe Beanspruchung.

c) Für die Füllungsstäbe ist hiernach nur noch hinzuzufügen, daß mit Rücksicht auf den durch die „Besonderen Vertragsbedingungen“ (S. 8) vorgeschriebenen kleinsten Nietdurchmesser von 17 mm kleinere Schenkelbreiten als 55 mm unzulässig sind. Bei der Berechnung der tatsächlichen Beanspruchung auf Lochleibungsdruck ist bei den 6 mm starken Winkelschenkel $\delta = 2 \times 6 = 12 \text{ mm}$ (gleich der Summe der beiden Winkelschenkel) einzuführen. Die Zahl der Anschlußniete ist mindestens gleich 2 zu wählen, auch wenn die Rechnung weniger ergibt. Wo nur die in der Träger-

Zahlentafel 3.		Halbparabelträger Abb. 142.											
Stab	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment cmt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke mm	Der doppelschnittigen Niete			Bemerkungen
				Fläche cm ²	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/cm ²	Knick-sicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf kg/cm ²	
Obergurt	IX—II	- 8,7		43,8	$J_x = 1446$	$W_u = 101$	640	10	17	5	390	1030	$\sigma = -\frac{15800}{43,8} - \frac{84400}{253}$ $= -361 - 324$ $= \sim -700 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma = -\frac{8700}{43,8} + \frac{84400}{101}$ $= -200 + 840$ $= +640 \text{ kg/cm}^2$.
	II—IV	- 12,6								6	470	1230	
	IV—VI	- 14,8								7	470	1250	
	VI—VIII	- 15,8								8	440	1160	
Untergurt	0—2	0		19,8					17	4	460	1220	
	2—4	+ 8,3								6	450	1180	
	4—6	+ 12,0								7	440	1160	
	6—8	+ 13,8											
Hauptdiagonalen	IX—2	+ 10,2		15,2	$J_x = 67$		670		17	5	450	1200	*) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel.
	II—4	+ 6,0									440	1180	
	IV—6	+ 4,4 - 0,3								3			
	VI—8	+ 3,3 - 1,5											
Nebendiagon.	1—II	+ 3,3		4,7*)			700		17	3	250	650	
	3—IV	+ 2,9											
	5—VI	+ 2,8											
	7—VIII	+ 2,7											
Hauptvertikale	0—IX	- 5,8		9,1*)	67		660		17	3	430	1140	
	2—II	- 4,4											
	4—IV	- 3,4											
	6—VI	- 2,6											
	8—VIII	- 3,7										6,2	
Nebenvertikale	1—I			4,7*)	35		720	14	17	3	250	670	
	3—III												
	5—V	- 3,4											
	7—VII												

ebene liegenden Winkelschenkel durch Niete angeschlossen sind, sind bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche auch nur diese Schenkel berücksichtigt.

Aufgabe 17. Für den in Abb. 141 dargestellten, nur in den Knotenpunkten belasteten Trapezträger (Transportbrücke) sind die größten Stabkräfte in Zahlentafel 2 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 870 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 0,9k$ ($\nu = 10/0$); $k_l = 2k_s$; $\odot = 5$ fach.

Auflösung. Zwei Brückenträger sind durch Anordnung eines Windverbandes in der Untergurtebene zu einem räumlichen Fachwerkträger vereinigt; mit Rücksicht auf die freie Durchfahrt sind die Querverbände als offene Halbrahmen (Abb. 76) ausgebildet. Die Vertikalen erleiden daher

Zahlentafel 4.

Tonnendachbinder Abb. 143.

Stab	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment in cmt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke	Der einschneitigen Niete			Bemerkungen	
				Fläche cm ²	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/cm ²	Knicksicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Absichern kg/cm ²		
Obergurt	0-I	-10,3	-14,0	 1 \square NP. 10 ^{1/2}	17,3	$J_x = 287$ $J_y = 61$	$W_x = 55$	860	12 bzw. 9	7	7	650	$\sigma_{max} = \frac{10300}{17,3} + \frac{14000}{55} = 600 + 255 = \sim 860 \text{ kg/cm}^2.$	
	I-II	-9,7	-2,7								7	610		
	II-III	-9,2	-1,3								7	580		
Untergurt	0-2	+9,0	 1 \square NP. 10 ^{1/2}	14,1			640			17	6	670		
	2-3	+9,0									6			670
	3-3'	+8,7									6			
Diagonalen	1-2	+0,3	 1 \times 65·65·7 3,4*) 14				90	18	17		2	70	*) Bei alleiniger Berücksichtigung des in der Trägerebene liegenden Winkelschenkels	
	2-II	-0,3									2			
	II-3	+0,2									2			
	3-III	+0,3									2			

als Glieder dieser Halbrahmen Biegungsspannungen; ihre Berechnung ist nach den Regeln des 10. und 11. Kapitels durchzuführen. Aus ihrer Querschnittshöhe von 200 mm ergibt sich der Lichtabstand des doppelwandigen Gurtquerschnitts zu 220 mm (200 + 2 Bleche von je 10 mm Stärke). Die weitere Lösung ist in Zahlentafel 2 durchgeföhrt. Da die Anschlußniete hier einschneitig sind, überall aber $\delta \geq \frac{\pi}{8} \bar{d}$ (Gl. 6) ist, so erübrigt sich die Berechnung des Lochleibungsdrucks.

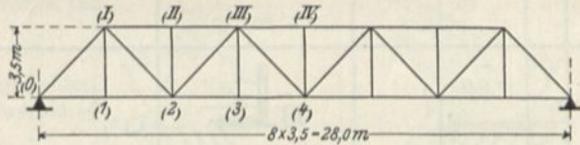


Abb. 141.

Aufgabe 18. Für den in Abb. 142 dargestellten, auch zwischen den Knotenpunkten durch die Krannutzlast belasteten Kranträger (Halbparabelträger) sind die größten Stabkräfte und Biegemomente in Zahlentafel 3 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 750 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 10/9$); $k_1 = 2 k_s$; $\mathcal{S} = 5$ fach.

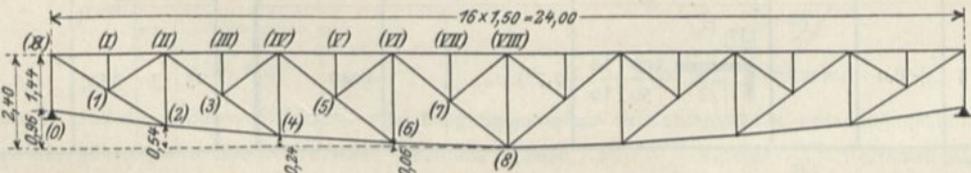
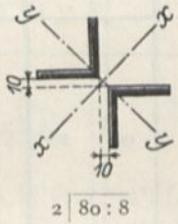
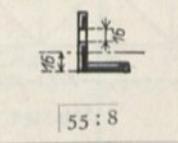


Abb. 142.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 3 durchgeföhrt. Der Obergurt ist mit Rücksicht auf die zusätzliche Biegebungsbeanspruchung durch die Krannutzlast T-förmig ausgebildet; bei der in der letzten Spalte durchgeföhrteten Berechnung der größten auftretenden Spannungen bedeutet das Pluszeichen eine Zug-, das Minuszeichen eine Druckspannung. Kleinere Winkelprofile als 55·55·6 sind mit Rücksicht auf die ordnungsmäßige Vernietung auszuschließen. Die Zahl der Anschlußniete muß mindestens 3 sein, auch wenn die Rechnung weniger ergibt. Bei den Füllungsstäben sind dort,

Zahlentafel 5.

Kühlturm Abb. 145.

Stab	Geschloß	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment in mt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke mm	Der einschnittigen Niete			Bemerkungen	
					Fläche cm ²	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/cm ²	Knicksicherheit \ominus		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Absichern kg/cm ²		
Ringstäbe	O	1	- 0,9	0,50	NP. 12	5,0 17,0	43 364	61	180 820	24 50	10	17	3	140	
		2	- 2,4	1,32	NP. 16	6,8 24,0	85 925	116	350 1140	15 40		17	3	360	
		3	- 4,0	1,90	NP. 18	7,7 28,0	114 1354	150	520 1270	9 28		17	3	600	
		4	- 6,0	2,63	NP. 20	8,6 32,2	148 1911	191	700 1380	7 22		20	3	640	
Rippenstäbe	R	1	- 1,2			12,8*)	230				10		4	640	*) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Ebene des Mantelfachwerkes liegenden Winkelschenkel.
		2	- 4,1												
		3	- 8,1												
		4	- 14,2												
Diagonalen	D	1	+ 0,9			3,1*)				10		17	2	580	
		2	+ 2,6												
		3	+ 4,4												
		4	+ 8,0												

wo nur die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel durch Niete angeschlossen sind, bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche auch nur diese Schenkel berücksichtigt.

Aufgabe 19. Für den in Abb. 143 dargestellten Tonnendachbinder, dessen Obergurt stetig nach einem Kreisbogen gekrümmt ausgeführt und auch mitten zwischen den Knotenpunkten belastet ist, sind die größten Stabkräfte und Biegemomente (zusammengesetzt aus dem Einfluß der Stabkrümmung und der Zwischenbelastung) in Zahlentafel 4 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = \frac{4}{3}$); $k_1 = 2 k_s$; $\ominus = 4$ fach.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 4 durchgeführt. Der Obergurt ist auch in der Mitte der Fachweite $a = 2,0\text{ m}$ belastet und erhält daher nach Abb. 144 das Moment $M = \frac{Pa}{4} - Sf$; im vorliegenden Falle überwiegt für alle Gurtstäbe der Einfluß der Stabkrümmung. In der Binderebene ist zur Berechnung von $J_{x\text{min}}$ die ganze Stablänge s , rechtwinklig zur Binderebene aber zur Berechnung von $J_{y\text{min}}$ nur die halbe Stablänge $s/2$ als freie Knicklänge einzuführen, da die Last P in Stabmitte übertragende Pfette ein Ausweichen rechtwinklig zur Binderebene verhindert.

Wegen der geringen Größe der Diagonalspankräfte sind die Querschnitte ausnahmsweise einteilig ausgeführt. Da nun aber zwei benachbarte Binder nur in der Ebene ihrer Obergurte durch einen Windverband miteinander verbunden sind, so müßten zur Herbeiführung der inneren Unverschieblichkeit des aus beiden Bindern gebildeten Raumbauwerks zwischen den benachbarten Knotenpunkten der Untergurte Querverbände (Abb. 75) bzw. biegungsfeste Querrahmen (Abb. 76) angeordnet werden. Diese Querverbände läßt man aber bei Dachkonstruktionen immer dann fehlen, wenn in den Knotenpunkten des Untergurtes nennenswerte äußere Kräfte nicht angreifen. Es ist dann aber besonders

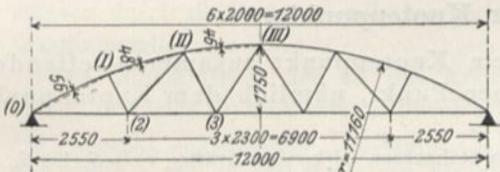


Abb. 143.

bei einteiligem Untergurtquerschnitt (also bei kleinem J_y) zweckmäßig, die Füllungsstäbe kräftiger auszubilden als die Rechnung verlangt, damit sie durch ihren rechtwinklig zur Binderebene vergrößerten Biegungs widerstand die fehlenden Querverbände wenigstens teilweise ersetzen.

Da für die angeordnete einschnittige Vernietung überall $\delta \leq \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 6) ist, so erübrigt sich die Berechnung des Lochleibungsdrucks.

Aufgabe 20. Für den in Abb. 145 dargestellten, über die ganze Höhe mit Holzbrettern verschalteten

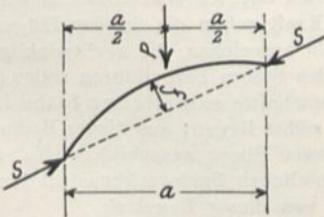


Abb. 144.

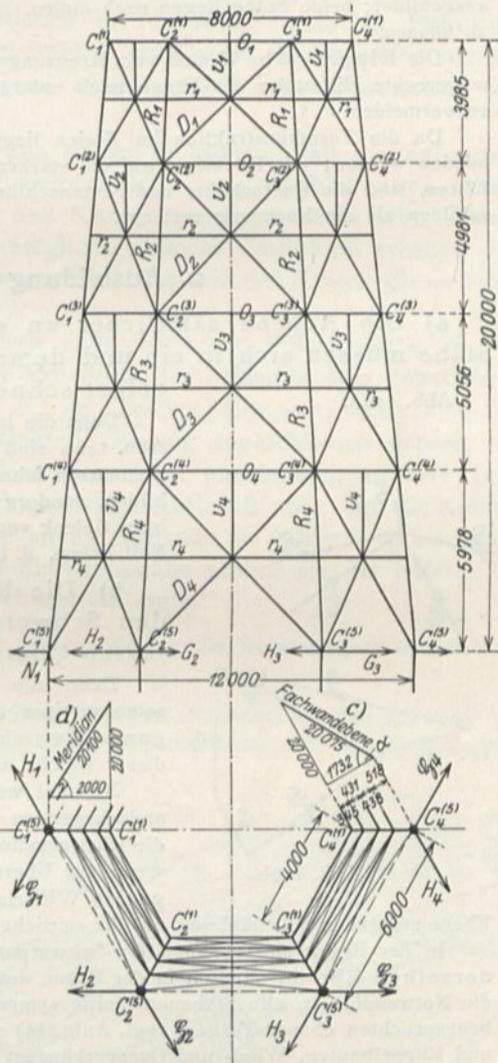


Abb. 145. Kühlturm.

Kühlturm sind die größten Stabkräfte und Biegungsmomente in Zahlentafel 5 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = \frac{1200}{1400} \text{ kg/cm}^2$ ohne Berücksichtigung des Winddrucks von 150 kg/m^2 ; $k_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ($\nu = \frac{1}{5}$); $k_t = 2 k_s$; $\mathcal{E} = 4$ fach.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 5 durchgeführt.

Die Ringstäbe O erhalten durch den Winddruck gegen die an ihnen befestigte Verschalung Biegungsmomente; sie sind in der Ebene des Mantelfachwerks durch die aus $55:8$ gebildeten Hilfsvertikalen in der Stabmitte gehalten, so daß hier nur die halbe, rechtwinklig zu dieser Ebene aber die ganze theoretische Stablänge als Knicklänge einzuführen ist. Die aus je einem wagerecht liegenden \perp -Eisen gebildeten Stäbe sind nur mit dem einen, dem Turminneren zu liegenden Flansch in den Knotenpunkten angeschlossen (vgl. Abb. 152a), so daß zur Aufnahme der Stabkraft auch nur

dieser eine Flansch in Rechnung zu stellen ist; daher ergibt sich z. B. für Stab O_8 die Beanspruchung im Knotenpunkt bei $7,0 \cdot 1,1 = 7,7 \text{ cm}^2$ Fläche zu $\sigma = \frac{4000}{7,7} = 520 \text{ kg/cm}^2$, dagegen in Stabmitte im äußeren (durch das Windmoment auf Druck beanspruchten) Flansch zu $\sigma_a = \frac{190000}{150} = 1270 \text{ kg/cm}^2$, im inneren (durch das Windmoment auf Zug beanspruchten) Flansch zu

$$\frac{4000}{7,7} - \frac{190000}{150} = 520 - 1270 = -750 \text{ (Zug) kg/cm}^2.$$

Die Diagonalen D sind in jedem Feld gekreuzt als Zugstäbe angeordnet, daher einteilig ausgebildet; beide Stäbe liegen nach außen, um die Holzverschalung im Inneren glatt durchführen zu können.

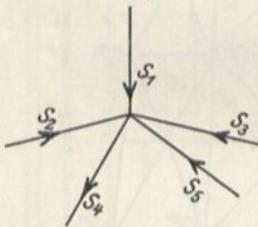
Die Rippenstäbe R sind vom Kreuzungspunkt der Diagonalen der einzelnen Felder aus durch wagerechte Hilfsstäbe der Länge nach untergeteilt, um zu große erforderliche Trägheitsmomente zu vermeiden.

Da die Turmkonstruktion im Freien liegt, sollen Blech- und Winkelstärken unter 8 mm vermieden werden; mit Rücksicht auf die starken Schwingungen, die hohe Türme bei Windanfall ausführen, sind die Querschnitte und Nietanschlüsse besonders in den oberen Geschossen stärker auszubilden als die Rechnung verlangt.

2. Ausbildung der Knotenpunkte.

a) Die Achsen sämtlicher an einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe müssen sich in ein und demselben Punkt, nämlich dem Knotenpunkt selbst schneiden.

Abb. 146a.



Denn die in den Stabachsen wirkenden Kräfte, z. B. S_1 bis S_6 in Abb. 146a sind an dem betrachteten Knotenpunkt im Gleichgewicht; sie müssen daher nicht nur ein geschlossenes Kräfteviereck (Abb. 146b) bilden, sondern auch jede für sich in bezug auf den als reibungsloses Gelenk vorausgesetzten Knotenpunkt als Drehpunkt das Moment Null haben, d. h. durch diesen Drehpunkt gehen.

b) Die Richtungslinie der Stabkraft muß durch den Schwerpunkt des der Ausführung zugrunde gelegten Querschnitts gehen.

Denn die bei der Querschnittsberechnung gemachte Voraussetzung einer gleichförmigen Verteilung der Stabkraft über die ganze Querschnittsfläche bedingt, daß die Kraft im Schwerpunkt dieser Fläche angreift.

Nur bei wenig beanspruchten, aus einem oder zwei nebeneinanderliegenden Winkeleisen gebildeten Querschnitten läßt man wohl die Richtungslinie der Stabkraft mit der Wurzellinie zusammenfallen, wenn zur Übertragung der Kraft schon die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel allein ausreichen, die rechtwinklig zu dieser

Ebene stehenden Schenkel also nur die seitliche Steifigkeit des Stabes herbeiführen sollen (Abb. 152).

In der Regel müssen auch die Schwerpunkte sämtlicher Stäbe in ein und derselben Ebene, nämlich in der Ebene des Fachwerks selbst liegen; aus dieser Bedingung folgt die Notwendigkeit, alle Stabquerschnitte symmetrisch zu dieser Ebene auszubilden. Nur bei gering beanspruchten ebenen Trägern (vgl. Aufg. 19) sowie bei räumlichen Fachwerkkonstruktionen (Turm- und Kuppelbauten, Wind- und Querverbänden) weicht man von dieser Regel ab.

Ändert sich die Lage des Schwerpunkts bei einem über mehrere Fachweiten durchlaufenden Stab (z. B. beim Obergurt der Aufgabe 17), so läßt man die Richtungslinie der Stabkraft mit einer gemittelten Schwerpunktslage zusammenfallen (vgl. Aufg. 22).

c) In den Knotenpunkten läßt man die Gurtstäbe als die am stärksten beanspruchten Konstruktionsteile möglichst ununterbrochen durchgehen; die Füllungsstäbe werden dagegen in den Knotenpunkten rechtwinklig zu ihrer Achse abgeschnitten und entweder an das durchlaufende Gurtstehblech oder an ein besonderes Knotenblech angeschlossen, das 7 bis 24 mm Stärke erhält und einteilig bzw. bei kastenförmigen Querschnitten zwei- oder mehrteilig ausgebildet ist. Die auf Druck beanspruchten Füllungsstäbe sind möglichst nahe an den Knotenpunkt selbst heranzuführen. Jeder einzelne Teil eines Füllungs-

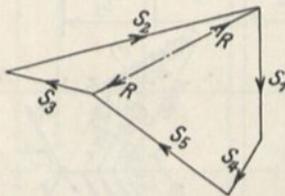


Abb. 146b.

stabes muß dabei mit so viel Nieten angeschlossen werden, wie dem auf ihn entfallenden Teil der ganzen Stabkraft entspricht, vorausgesetzt, daß die ganze Querschnittsfläche zur Aufnahme der Stabkraft erforderlich ist; die rechtwinklig zum Knotenblech liegenden Querschnittsteile erfordern dabei besondere Anschlußwinkel (Abb. 18), in deren einem Schenkel ein, besser zwei Niete mehr als erforderlich angeordnet werden. Genügt dagegen zur Aufnahme der ganzen Stabkraft schon der in der Trägerebene liegende Querschnittsteil, so genügt es, auch nur diesen anzuschließen. Die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl ist bereits bei der Querschnittsbestimmung der Stäbe durchgeführt. Zum Anschluß sind bei Hochbaukonstruktionen mindestens zwei, bei Brücken- und Kranbauten mindestens drei Niete zu wählen, auch wenn die Rechnung weniger ergibt. Die Anschlußniete müssen stets symmetrisch zur Stabachse angeordnet sein.

Die Größe und Stärke des Knotenblechs ist so zu wählen, daß die erforderliche Querschnittsfläche eines jeden angeschlossenen Stabes auch wirklich durch den anteiligen Querschnitt des Knotenblechs ersetzt wird. Sämtliche Ecken des Blechs, das im übrigen eine möglichst einfache Umrißform erhalten soll, müssen durch die Fachwerkstäbe verdeckt liegen oder aber mit den Kanten dieser Stäbe zusammenfallen.

Die Mittelkraft R der an das Knotenblech angeschlossenen Füllungsstäbe (S_1 , S_4 und S_5 in Abb. 146) muß mit der gleich großen Mittelkraft der beiden in dem betrachteten Knotenpunkt angreifenden Gurtkräfte (S_2 und S_3) im Gleichgewicht sein; daher muß das Knotenblech mit so viel Nieten an die durchlaufende Gurtung angeschlossen werden, wie der größten Mittelkraft R_{\max} entspricht, und zwar tunlichst gleichmäßig an alle Teile des Gurtungsquerschnitts. Die aus R_{\max} errechnete Nietanzahl muß aber, um das Knotenblech zwischen den Nieten zur dichten Anlage an die Gurtstäbe zu bringen, immer dann vermehrt werden, wenn sich der Nietabstand für Druckstäbe größer als das 6 fache, für Zugstäbe größer als das 8 fache des Nietdurchmessers ergibt.

Aufgabe 21. Es ist der Knotenpunkt II, der oberen Gurtung des Binderträgers Abb. 64 k zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 1).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Abb. 147. Nachdem die fünf am Punkt II, zusammentreffenden Stabachsen strichpunktiert aufgetragen sind, entnimmt man den Normalprofiltabellen den Abstand der Schwerpunkte der gewählten Querschnitte von der Winkelkante, und zwar 31 mm für die Gurtstäbe $110:10$, 19 mm für den Vertikalstab $65:7$ und 16 mm für die Diagonalstäbe $55:6$. Hiernach werden sämtliche Winkeleisen mit ihren Wurzelmaßen eingezeichnet, die Gurtstäbe durchlaufend, die Zwischenstäbe aber an der Zusammenstoßstelle mit den Gurtwinkeln rechtwinklig zu ihrer Achse abgeschnitten. Das Maß e vom Knotenpunkt bis zum Ende des Füllungsstabes wird zweckmäßig so gewählt, daß sich für die ganze Länge der Winkeleisen ein auf 5 oder 0 abgerundetes Maß ergibt. Darauf wird in jedem Füllungsstab die in Zahlentafel 1 berechnete Nietanzahl eingezeichnet; da hier zur Übertragung der Stabkraft bei allen drei Stäben die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel genügen, so sind auch nur diese angeschlossen. Der Abstand der Niete vom Stabende wird zu $2d$, die Teilung zu $3d$ bis $3,5d$ gewählt, wobei alle Nietmaße auf 5 oder 0 abgerundet werden.

Der Stab (2) — II, ist unter Einschaltung von Futterblechen über den Obergurtwinkel hinweggeführt, um das Knotenblech gegen Ausknicken und Ausbiegen rechtwinklig zur Ebene des Fachwerkträgers beim Austritt aus den Gurtwinkeln zu sichern.

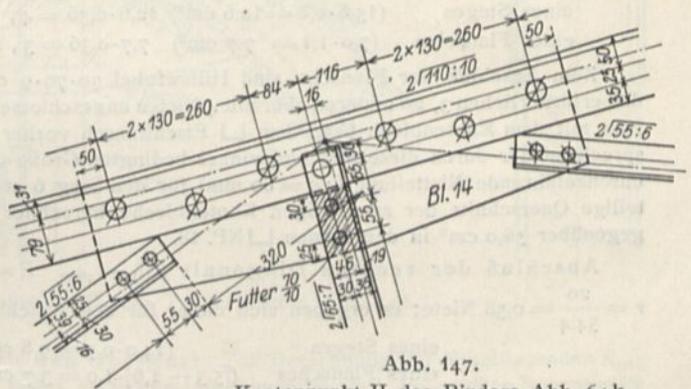


Abb. 147.
Knotenpunkt II des Binders Abb. 64 k.

Endlich werden die Abmessungen des Knotenblechs in tunlichst runden Maßen und so festgelegt, daß seine Ränder überall annähernd um $2d$ von den äußersten Nietten der angeschlossenen Stäbe abstehen. Die Stärke des Knotenblechs ist zu $\pi/4 \cdot 17 = 14$ mm gewählt, damit für den kleinsten Nietdurchmesser $d = 17$ mm die Bedingung $\delta \geq \pi/4 \cdot d$ erfüllt ist. Die anteilige Querschnittsfläche des Knotenblechs ergibt sich dann für den Vertikalstab zu $6,0 \cdot 1,4 = 8,4$ cm² bzw. für die Diagonalstäbe zu $5,5 \cdot 1,4 = 7,7$ cm², während nach Aufgabe 15 nur 4,6 bzw. 3,3 cm² erforderlich sind.

Da die beiden Gurtstäbe hier in ein und dieselbe gerade Linie fallen, ergibt sich die Resultierende R_{\max} gleich der Differenz ihrer Stabkräfte, also nach Zahlentafel 1 zu $R_{\max} = 23300 - 22200 = 1100$ kg, zu deren Aufnahme schon 1 Niet von 23 mm ϕ genügen würde. Da aber für Druckstäbe $t_{\max} \leq 6d$ sein soll, so ergibt sich aus der vorher schon festgelegten Länge des Knotenblechs eine Teilung $t = 130$ mm.

Für die Ausführung in der Werkstatt wird der ganze Binder bis zur Mitte in der erläuterten Weise im Maßstabe 1:10, die Knotenbleche aber für sich noch besonders mit allen Bohrungen in natürlicher Größe aufgezeichnet.

Die einzelnen Stäbe des Fachwerkträgers erleiden durch ihr Eigengewicht Biegungsspannungen, die mit dem Abstand von der Schwerachse wachsen und sich zu den von den Stabkräften herrührenden Zug- bzw. Druckspannungen (den Längsspannungen) addieren. Stäbe mit unsymmetrischer Querschnittsausbildung werden daher im allgemeinen so in das Knotenpunktnetz eingezeichnet, daß die Summe aus den Längs- und Biegungsspannungen möglichst klein wird. Bei einem durch die Stabkraft auf Druck beanspruchten Stabe, z. B. dem Obergurt in Abb. 147, treten infolge des Biegemoments in Stabmitte an der oberen Kante Druckspannungen auf; daher ist der Stabquerschnitt so in das Netz einzuzeichnen, daß die Stabachse möglichst nahe an der oberen Kante des Profils liegt (vgl. Abb. 140); bei den durch die Stabkraft auf Zug beanspruchten Diagonalen der Abb. 147 muß umgekehrt die Stabachse möglichst nahe der unteren Profilkante liegen. Von dieser Regel weicht man nur selten aus triftigen Konstruktionsgründen ab, z. B. für den Untergurt in Abb. 347, wo der Anschluß in den Knotenpunkten (0) und (2) (Abb. 351 und 354) bei umgekehrter Profillage schwieriger gewesen wäre, oder für die Füllungsstäbe in Abb. 152a, die bei dem im Freien liegenden Kühlturm bei umgekehrter Lage Regenrinnen bilden würden.

Aufgabe 22. Es ist der Knotenpunkt (III), der oberen Gurtung des Trapezträgers Abb. 141 zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 2).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Abb. 148. Für die drei Füllungsstäbe liegt der Schwerpunkt in der Mitte; für die Gurtstäbe liegt er links 74 mm, rechts 53 mm von Oberkante \square NP. 24 entfernt; als Mittelwert ist die Entfernung von 60 mm gewählt, damit die Schwerachse des stärker beanspruchten Gurtstabes (III)–(IV), der gemittelten Stabachse möglichst nahe liegt.

Anschluß der linken Diagonale (2)–(III). Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 56,0$ cm² ($2 \square$ NP. 18) und die erforderliche Nietanzahl $n = 20$; daher sind für 1 cm² Fläche $\nu = \frac{20}{56,0} = 0,36$ Niete erforderlich; es ergeben sich daher für den Anschluß

$$\text{eines Steges} \quad (15,8 \cdot 0,8 = 12,6 \text{ cm}^2) \quad 12,6 \cdot 0,36 = 4,$$

$$\text{eines Flansches} \quad (7,0 \cdot 1,1 = 7,7 \text{ cm}^2) \quad 7,7 \cdot 0,36 = 3, \text{ insgesamt } 2 \times 4 + 4 \times 3 = 20 \text{ Niete.}$$

Zum Anschluß der Flansche sind Hilfswinkel $70 \cdot 70 \cdot 9$ erforderlich, die in einen Schenkel mit den erforderlichen 3, im anderen aber mit 4 Nietten angeschlossen sind, um sie durch das überschießende Niet mit dem Knotenblech bzw. dem \square -Eisenflansch vorher zu einem Ganzen zu vereinigen. Entsprechend der durch diese Anschlußwinkel bedingten Größe des Knotenblechs ergibt die regelmäßig durchzuführende Nietteilung ($4d = 80$ mm) für den Steg 6 statt der erforderlichen 4 Niete. Der anteilige Querschnitt der zweiteiligen Knotenbleche berechnet sich zu $2(18,0 + 2 \cdot 7,0) 1,0 = 64,0$ cm² gegenüber 56,0 cm² in den beiden \square NP. 18.

Anschluß der rechten Diagonale (III)–(4). $F = 34,4$ cm² ($2 \square$ NP. 14); $n = 20$; daher $\nu = \frac{20}{34,4} = 0,58$ Niete; es ergeben sich daher für den Anschluß

$$\text{eines Steges} \quad (14,0 \cdot 0,7 = 9,8 \text{ cm}^2) \quad 9,8 \cdot 0,58 = 6,$$

$$\text{eines Flansches} \quad ([5,3 - 1,6] \cdot 1,0 = 3,7 \text{ cm}^2) \quad 3,7 \cdot 0,58 = 2,$$

insgesamt $2 \times 6 + 4 \times 2 = 20$ Niete.

Der Anschluß der Flansche erfolgt durch $\sphericalangle 60 \cdot 60 \cdot 8$. Anteiliger Knotenblechquerschnitt $2(14,0 + 2 \cdot 6,0) 1,0 = 52,0$ cm² gegenüber 34,4 cm² in den beiden \square NP. 14.

Anschluß der Vertikalen (3)–(III). Das gewählte H Diff. 20 B hat in den Flanschen $2(20,0 - 2 \cdot 2,3) \frac{0,95 + 1,81}{2} = 42,5$ cm², während nach Aufg. 17 und Zahlentafel 2 nur $\frac{25300}{870} = 29,1$ cm²

erforderlich sind; es genügt daher, nur die Flansche, und zwar jeden mit $\frac{8}{2} = 4$ Nietten von 23 mm ϕ anzuschließen; gewählt sind $2 \times 6 = 12$ Anschlußniete zur Vermeidung einer zu großen Teilung.

die Unterbringung der erforderlichen Anschlußniete auf die Höhe des Stehblechs oft unmöglich; das Stehblech wird dann in den Knotenpunkten durch ein Knotenblech ersetzt und an dieses durch Stoßlaschen beiderseits angeschlossen.

Aufgabe 25. Es ist der Knotenpunkt $C^{(6)}$ des in Abb. 145 dargestellten Kühlturms zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 5).

Auflösung. Der Knotenpunkt ist in Abb. 152 dargestellt. Da bei allen Füllungsstäben die in der Mantelfachwerkebene liegenden Querschnittsteile zur Aufnahme der Stabkraft genügen, fällt hier deren Richtungslinie mit der Wurzellinie zusammen. Eine im Punkte A des Meridians $C^{(6)} - C^{(6)}$ (Abb. 153) rechtwinklig zu ihm gelegte Ebene schneidet die Ebene der beiden anschließenden Mantelfachwerke in den Geraden AD und AE ; sie schließen den Winkel 2φ ein, der sich aus

Abb. 152.
Knotenpunkt $C^{(6)}$ des
Kühlturms Abb. 145.

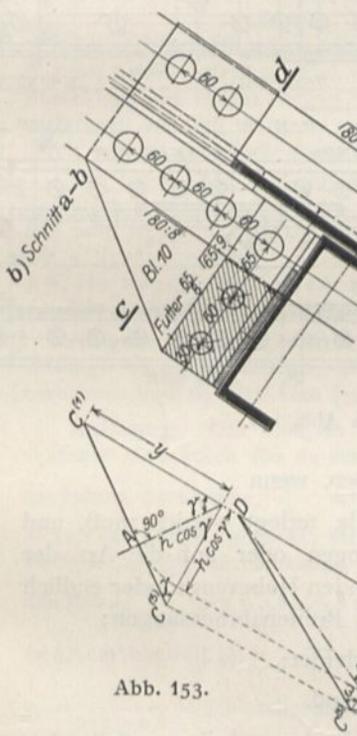
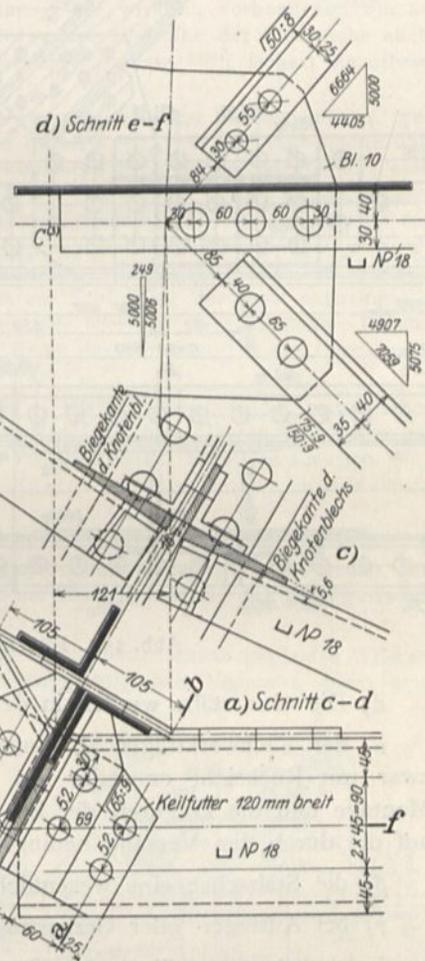


Abb. 153.

$\text{tg } \varphi = \frac{h \cot \gamma \text{ tg } \omega}{h \cos \gamma}$ zu $\text{tg } \varphi = \frac{\text{tg } \omega}{\sin \gamma}$ berechnet, wo γ der Neigungswinkel des Meridians, 2ω der im Grundriß gemessene Winkel zwischen den beiden Mantelfachebenen ist; mit dem aus Abb. 145 d folgenden Wert $\sin \gamma = \frac{20000}{20100}$ und $\omega = 60^\circ$ wird $\text{tg } \varphi = 1,74071$. Diesem Winkel entsprechend

ist das Knotenblech zu beiden Seiten des \perp -förmigen Meridians abzubiegen. Um das abgebogene Blech auszusteifen und gleichzeitig den auf die Ringstäbe treffenden Winddruck unmittelbar auf den Meridian zu übertragen, sind die \perp NP.18 mit Winkeleisen an ein in der Radialebene liegendes lotrechtes Blech angeschlossen; da der Steg des \perp -Eisens rechtwinklig zur Mantelfachwerkebene (Abb. 145c) steht, so erfordert der Anschluß ein keilförmiges Futterstück, dessen Anzug sich

bei 120 mm Breite aus Abb. 145c zu $120 \cdot \frac{1732}{20000} = 10,4 \text{ mm}$ ergibt.

75·75·10 des Gurtstabs (1)–(2) sind über den Knotenpunkt (2) hinaus mitgebogen, um ein Gerade-
 recken der abgebogenen Stoßlasche $170/8$ zu verhindern.

Aufgabe 28. Der Obergurt des Trapezträgers Abb. 141 ist im Knotenpunkt (1) wegen der
 dort eintretenden starken Richtungsänderung seiner Stabachse gestoßen; der Stoß soll berechnet
 und entworfen werden (vgl. Zahlentafel 2).

Auflösung. Der Stoß ist in Abb. 156 dargestellt. Die beiden \perp NP. 24 sind schräg (auf
 Gehrung) zusammengeschnitten; ihre Stege sind durch das Knotenblech gedeckt; die Stoßfuge ist
 durch ein aufgenietetes Flacheisen $70/10$ gegen den Zutritt von Staub und Feuchtigkeit geschützt;
 die unteren Flanschen sind durch im Knotenpunkt abgebogene Hilfswinkel 80·80·12 ineinander
 bzw. in das Knotenblech eingebunden; die oberen Flanschen sind durch innen angeordnete, eben-
 falls abgebogene Winkel 100·100·12 ersetzt. Die Überführung der Lamelle $400/12$ des Gurtstabes (1)

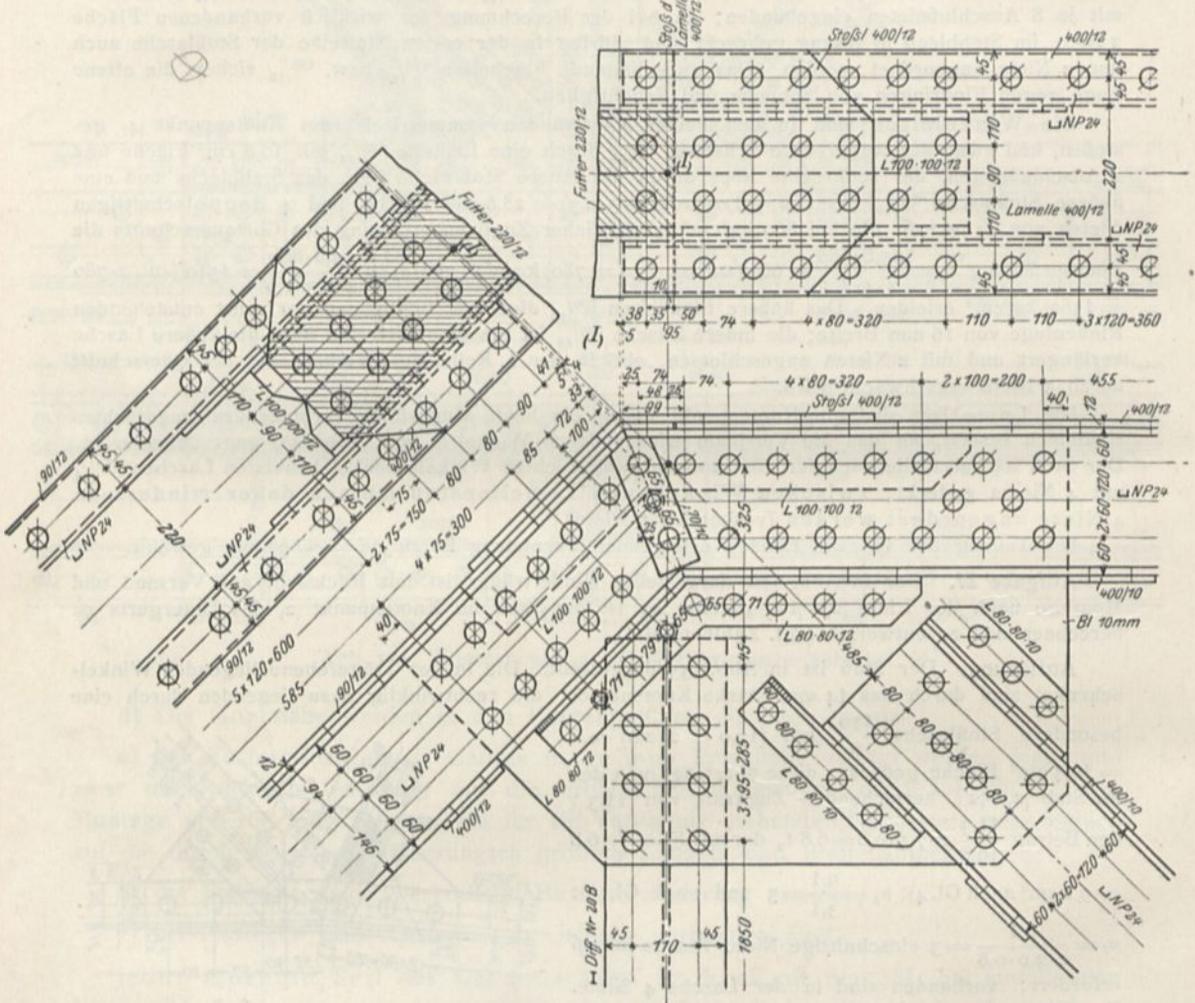


Abb. 156. Knotenpunkt I₁ des Trapezträgers Abb. 141.

bis (II) in die beiden Lamellen $90/12$ des Stabes (2) bis (1) erfolgt durch eine Stoßlamelle $400/12$, die
 im Knotenpunkt abgebogen und durch die inneren Hilfswinkel ausgesteift ist.

Stab (1)–(II). Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 132,6 \text{ cm}^2$ und die erforder-
 liche Nietanzahl $n = 36$, so daß auf 1 cm^2 Fläche $\nu = \frac{36}{132,6} = 0,27$ Niete erforderlich sind; es er-
 geben sich daher für den Anschluß

- eines Stegs $(24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ cm}^2): 22,8 \cdot 0,27 = 6,$
- eines Flansches $(7,55 \cdot 1,3 = 9,8 \text{ cm}^2): 9,8 \cdot 0,27 = 3,$
- einer Lamelle $(40,0 \cdot 1,2 = 48,0 \text{ cm}^2): 48,0 \cdot 0,27 = 13,$

insgesamt $2 \cdot 6 + 4 \cdot 3 + 13 = 37$ Niete. In den durch das Abbiegen verschwächten Teilen ist die
 erforderliche Nietanzahl um 2 bis 4 zu vermehren.

Knotenbleche eingebunden, die zu beiden Seiten des Stegs des Gurt- \perp -Eisens liegen, dessen unterer Flansch daher auf die Länge des äußeren Knotenblechs abgearbeitet und vorher durch Hilfswinkel $75 \cdot 75 \cdot 10$ an das innere Knotenblech angeschlossen ist; auf dieselbe Länge ist zwischen beiden Blechen ein Futter von der Stärke des \perp -Eisensteigs erforderlich. Die untere Lamelle der Diagonalen liegt mit dem inneren Knotenblech, die obere mit dem Futterblech bündig, so daß die Stoßlasche $\frac{220}{10}$ der unteren gegen das äußere Knotenblech stößt und in dieses durch eine zweite Stoßlasche $\frac{220}{10}$ eingebunden ist (vgl. Schnitt $e-f-g$). Die Gesamtlechstärke am Bolzen beträgt $2 \times 3 \times 10 = 60$ mm.

Die drei Stäbe des Kragarms sind an 2 Knotenbleche von je 24 mm Stärke angeschlossen, die dicht an den inneren Knotenblechen des eingehängten Trägers liegen; daher sind zum Anschluß der \perp -Eisenstege des Gurts Futterbleche von 10 mm Stärke erforderlich, die vor den Knotenblechen durch je 6 Niete mit dem Steg zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind.

Der zweischnittige Gelenkbolzen von 100 mm ϕ hat $78,5$ cm² Scherfläche und $\frac{\pi \cdot 10,0^3}{32} = 98,0$ cm³

Widerstandsmoment, erleidet das Biegemoment $M = \frac{71000}{2} \frac{2,4 + 5,0}{2} = 95900$ cmkg und daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren: } \sigma_s = \frac{71000}{2 \cdot 78,5} = 450 \text{ (zul. 900) kg/cm}^2,$$

$$\text{Lochleibungsdruck: } \sigma_l = \frac{71000}{10,0 \cdot 2 \cdot 2,4} = 1480 \text{ (zul. 1800) kg/cm}^2,$$

$$\text{Biegung: } \sigma_b = \frac{95900}{98,0} = 980 \text{ (zul. 1000) kg/cm}^2.$$

Um den Lichtraum zwischen den Knotenblechen des Kragarms zu wahren, ist über den Bolzen eine Hülse aus Stahlformguß geschoben, die mit diesen Knotenblechen durch je 8 Stiftschrauben von 16 mm ϕ verbunden ist.

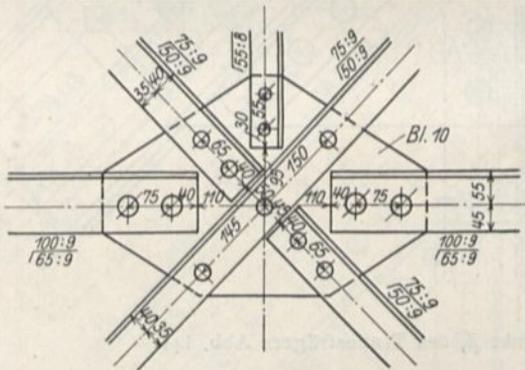


Abb. 160. Diagonalkreuzung der Abb. 145.

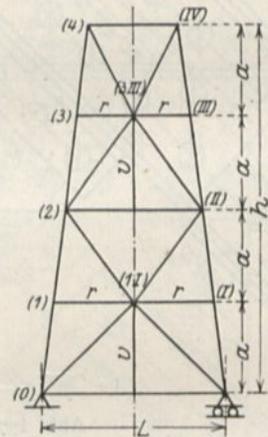


Abb. 161. Pfeiler.

e) Die Füllungsstäbe erfordern zwischen ihren Endknotenpunkten Stöße, wenn

α) ihre Länge über die erhältlichen Walzlängen oder über die durch Montage oder Versand bedingten größten Längsabmessungen hinausgeht, ein Fall, der nur bei Trägern von sehr großer Spannweite und Höhe vorkommt;

β) bei Anordnung gekreuzter Diagonalen die in der Fachwerkebene bündig liegenden Querschnitte die stoßfreie Durchführung beider Diagonalen an der Kreuzungsstelle nicht gestatten.

Genügen zur Aufnahme der ganzen Stabkraft schon die in der Trägerebene liegenden Querschnittsteile, so werden auch nur diese an das an der Kreuzungsstelle erforderliche, gleichzeitig als Stoßlasche dienende Knotenblech angeschlossen. Als Beispiel ist in Abb. 160 der Kreuzungspunkt der Diagonalen im 3. Geschoß des Kühlturms Abb. 145 dargestellt; die am inneren Flansch der wagerechten \perp -Eisenringe befestigte Holzverschalung des Turmes bedingt die bündige Lage der Diagonalwinkelleisen mit nach außen gerichteten Schenkeln (vgl. Aufg. 20). Werden dagegen auch die rechtwinklig zur Trägerebene liegenden Querschnittsteile zur Aufnahme der Stabkraft mit herangezogen, so müssen auch sie mit besonderen Winkelleisen an das Knotenblech angeschlossen werden (vgl. Abb. 18). Es ist stets fehlerhaft, in dem einen Schenkel eines Winkelleisens oder in

Eisen in die Knotenbleche eingebunden, so dürfen sie bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Querschnittsfläche mit in Ansatz gebracht werden.

b) Zweiteilige Querschnitte. Die nebeneinanderliegenden, nicht durchlaufend miteinander vernieteten Querschnittsteile müssen nicht nur in bzw. möglichst unmittelbar neben den Knotenpunkten, sondern auch zwischen den Knotenpunkten sowohl bei Zug- als auch bei Druckstäben in gewissen Entfernungen e miteinander verbunden werden.

α) Druckstäbe. Sind die beiden Querschnittsteile nur um Knotenblechdicke voneinander entfernt, schließen sie sich also an ein und dasselbe Knotenblech an, so ist bei der Anwendung der erforderlichen Sorgfalt in Konstruktion und Ausführung eine gleichmäßige Verteilung der Stabdrukkraft S auf beide Teile gewährleistet; die Mittentfernung e der Verbindungen ergibt sich dann aus der Bedingung, daß jeder Querschnittsteil mit dem kleinsten Trägheitsmoment J_{\min} für den auf ihn entfallenden Lastanteil $\frac{1}{2}S$ knicksicher, daß daher nach Gl. 31)

$$31b) \quad e = \sqrt{\frac{4 J_{\min}}{\sigma S}}$$

ist, wenn S in t, J_{\min} in cm^4 und e in m eingeführt wird. Ergibt sich e größer als $\frac{1}{4}$ der Stablänge s , so ist $e = \frac{1}{4}s$ zu wählen.

Aufgabe 30. In welcher Entfernung müssen die beiden Obergurtwinkel 110·110·10 des Binderträgers Abb. 64k miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 1 ist $S = 24,4$ t, nach den Normalprofiltabellen $J_{\min} = 98$ cm^2 , daher mit $\sigma = 4$ (vgl. Aufg. 16) $e = \sqrt{\frac{4 \cdot 98}{4 \cdot 24,4}} = 2,0$ m; da die Stablänge $s = 2,8$ m ist, so sind beide Winkelisen in den Viertelpunkten miteinander zu verbinden.

Die Verbindung erfolgt durch Bindbleche, d. s. Futterstücke von der Stärke des Knotenblechs, die an jeden Teil durch mindestens zwei (Abb. 166a), bei größerer Stabbreite besser drei hintereinandersitzende Niete anzuschließen sind (Abb. 166b). Bei kreuzförmigen Querschnitten (Abb. 167) werden die Bindbleche paarweise in den rechtwinklig zueinander stehenden Ebenen angeordnet.

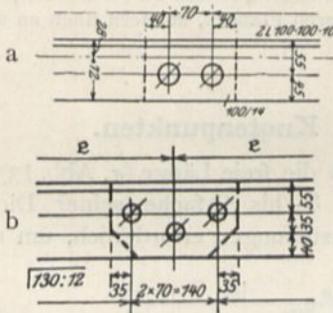


Abb. 166 a u. b. Bindblechanordnung.

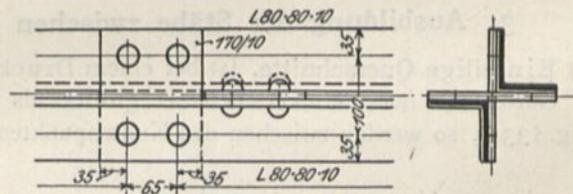


Abb. 167. Bindblechanordnung.

Bei zweiwandigen Querschnitten schließen sich die beiden Querschnittsteile an verschiedene Knotenbleche an; hier ist auf eine gleichmäßige Verteilung der Stabdrukkraft S auf beide Teile nicht mehr zu rechnen, weil Nebenspannungen, Mängel in der Ausführung, Ungleichmäßigkeit des Baustoffs, ungleiche Ablängung oder einseitiger Lastangriff Ausbiegungen der Stabachse hervorrufen können. Um diesen Einflüssen Rechnung zu tragen, ersetzt man Gl. 31b) durch

$$31c) \quad e = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 J_{\min}}{\sigma S}}$$

Aufgabe 31a. In welcher Entfernung müssen die beiden Querschnittsteile des Stabes (0)–(1) des Trapezträgers Abb. 141 miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 2 ist $S = 88,5 \text{ t}$ und ferner für einen Querschnittsteil ($1 \text{ L} \text{ NP. } 24 + {}^{90/12}$) $J_{\min} = 363 \text{ cm}^4$, daher $e = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot 363}{5 \cdot 88,5}} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m}$; da die Stablänge $s = 4,95 \text{ m}$ ist, so sind die beiden Stabteile in den Sechstelpunkten, also in den Abständen $\frac{1}{6} \cdot 4,95 = 0,82 \text{ m}$ miteinander zu verbinden.

Bindbleche sind an jeden der beiden Stabteile mit mindestens drei hintereinandersitzenden Nietenzuschließen.

Tritt infolge einer der oben genannten Ursachen eine Ausbiegung der Stabachse ein, so treten rechtwinklig zu ihr Querkräfte auf, die am Stabende ihren größten Wert q_{\max} erreichen und nach der Sinuslinie bis auf Null in Stabmitte abnehmen; im Abstand x von der Mitte hat die Querkraft daher den Wert $q = q_{\max} \sin \frac{\pi x}{s}$ (Abb. 168). Für die Berechnung darf man mit hinreichender Genauigkeit eine über die Stablänge s gleichförmig verteilte Querkraft p einführen, die sich aus der Gleichung $\int_0^{s/2} q_{\max} \sin \frac{\pi x}{s} dx = q_{\max} \frac{s}{\pi} = p \frac{s}{2}$ zu $p = \frac{2}{\pi} q_{\max}$ berechnet. Für den in Abb. 169

dargestellten, mit je $\frac{1}{2} p$ im Ober- und Untergurt gleichförmig belasteten Fachwerkträger mit gekreuzten Diagonalen berechnen sich die Spannkkräfte hinreichend genau zu

$$\begin{aligned} U_1 = -O_1 = p(n-1) \frac{e^2}{4h} & \quad D_1 = -D_1' = p(n-1) \frac{e}{4 \sin \delta} \\ U_2 = -O_2 = p(3n-5) \frac{e^2}{4h} & \quad D_2 = -D_2' = p(n-3) \frac{e}{4 \sin \delta} \end{aligned}$$

Abb. 168.

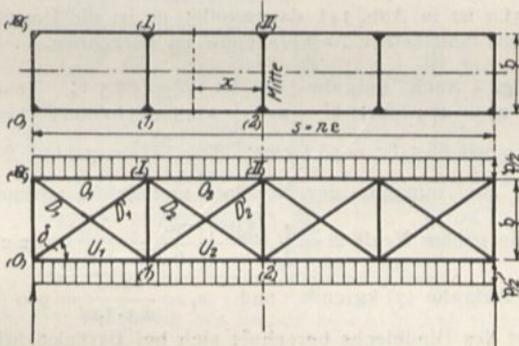


Abb. 169.

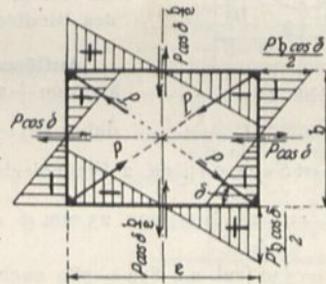


Abb. 170.

Der in Abb. 170 dargestellte Rahmen ist innerlich dreifach statisch unbestimmt ($n = 4$, $s = 4$, $w = 4$; $z = 8$; $r = 8 - 2 \cdot 4 + 3 = 3$); wird er mit den in Abb. 170 angegebenen 4 Kräften P belastet, so treten in den Ecken die Momente $\pm \frac{1}{2} P h \cos \delta$ und in Mitte der wagerechten bzw. lotrechten Rahmenstäbe die Querkräfte $P \cos \delta \frac{h}{e}$ bzw.

$P \cos \delta$ auf. Setzt man nacheinander $P = D_1$, D_2, \dots und legt dann die einzelnen Rahmen (Abbildung 170) auf die entsprechenden Felder des Fachwerkträgers (Abb. 169), so erhält man angenähert, aber in Anbetracht der Unsicherheit in der

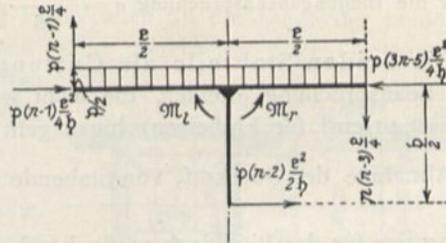


Abb. 171.

Annahme des Wertes q_{\max} hinreichend genau die Spannkkräfte und Momente des Rahmenstabes Abb. 168 und erkennt leicht, daß die ungünstigste Beanspruchung der beiden Stabteile und der Bindebleche in der Vertikalebene (1)–(1) auftritt. Da die Momentennullpunkte (Abb. 170) in Stabmitte liegen, so ergibt sich für den Knotenpunkt (1) die in Abb. 171 dargestellte Belastung, aus der sich das Moment im Punkt (1) für das Bindblech zu $M_b = p(n-2) \frac{e^2}{4}$, für den linken Gurtstab zu

$M_l = -p(n-1)\frac{e^2}{8} + \frac{p}{2} \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{e}{2}\right)^2 = -p(n-3)\frac{e^2}{16}$, und endlich für den rechten Gurtstab zu $M_r = p(n-3)\frac{e^2}{8} + \frac{p}{2} \cdot \left(\frac{e}{2}\right)^2 = p(2n-3)\frac{e^2}{16}$ berechnet. Da aber im Rahmenstab (Abb. 168) die einzelnen Rahmen (Abb. 170) nicht lose aneinander hängen, sondern fest miteinander verbunden sind, so darf man diese Momente (entsprechend den Momenten bei einem über mehr als 3 Stützen durchlaufenden Träger) auf den 0,8fachen Wert erniedrigen.

Die Bindebleche und ihre Anschlüsse sind für eine größte Querkraft zu berechnen, die $\frac{2}{10}$ der gesamten Stabdruckkraft S beträgt¹⁾; mit den Bezeichnungen der Abb. 171 ergibt sich daher für das am stärksten beanspruchte Bindeblech (1)–(1) aus $2 \left[p(n-1)\frac{e}{4} - \frac{p}{2} \frac{e}{2} \right] = \frac{1}{50} S$ der Wert $pe = \frac{S}{25(n-2)}$, daher das Moment $M_b = 0,8 \cdot \frac{Se}{100} = 0,008 Se$. Dieses Moment ersetzt man im Anschluß des Bindeblechs

(Abb. 172) durch die beiden parallelen Kräfte $\mathfrak{X} = \pm \frac{M_b}{t}$, wo t die Entfernung der äußersten Niete ist, und fügt zur Herstellung des Gleichgewichts die beiden parallelen Kräfte $\mathfrak{Y} = \pm \frac{2M_b}{h'}$ hinzu, wenn h' der Abstand der Nietreihen beider Stabteile ist; es bleibt dann zu untersuchen, ob die Niete die Kräfte \mathfrak{X} , \mathfrak{Y} und $0,01S$ ohne Überschreitung der zulässigen Scher- und Lochleibungsbeanspruchung aufnehmen können.

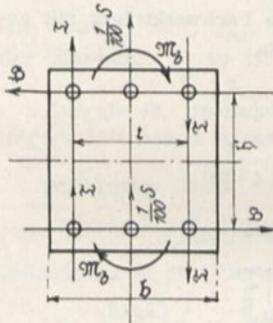


Abb. 172.

Aufgabe 31b. Die Verbindung der beiden Teile des Stabes (0)–(1) der Aufg. 31a ist in Abb. 141 dargestellt; es ist die Beanspruchung des Bindeblechs und seiner Anschlußniete zu berechnen.

Auflösung. Nach Aufgabe 31a ist $S = 88,5 \text{ t}$; $e = 82 \text{ cm}$; $h = 220 + 2 \cdot 27 = 274 \text{ mm}$; $h' = 220 + 2 \cdot 45 = 310 \text{ mm}$; $t = 150 \text{ mm}$; daher $M_b = 0,008 \cdot 88,5 \cdot 82 = 58,1 \text{ cmt}$; $\mathfrak{X} = \frac{58,1}{15} = 3,9 \text{ t}$; $\mathfrak{Y} = \frac{2 \cdot 58,1}{31}$

$= 3,8 \text{ t}$; $0,01S = 0,9 \text{ t}$; da 2 Bindebleche zur Aufnahme der Momente und Kräfte vorhanden sind, so entfällt auf ein Niet von $23 \text{ mm } \phi$ die größte Kraft $\mathfrak{R} = \sqrt{\left(\frac{3,9}{2} + \frac{0,9}{6}\right)^2 + \left(\frac{3,8}{6}\right)^2} = 2,2 \text{ t}$; daher $\sigma_s = \frac{2200}{4,15} = 530$ (zul. $0,9 \cdot 870 = 780$ nach Aufgabe 17) kg/cm^2 und $\sigma_l = \frac{2200}{2,3 \cdot 1,0} = 960$ (zul. $2 \cdot 780 = 1560$) kg/cm^2 . Das Widerstandsmoment des Bindeblechs berechnet sich bei Berücksichtigung des 15%igen Abzugs in der Stärke für die Nietverschwächung zu $\mathfrak{W} = \frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 23,0^2 = 75 \text{ cm}^3$, daher die Biegebungsbeanspruchung $\sigma = \frac{58100}{75} = 770$ (zul. 870) kg/cm^2 .

Die beiden Stabteile als Gurtungen sollen bei der vorausgesetzten Ausbiegung eine Beanspruchung erleiden, die nicht wesentlich über die halbe Proportionalitätsgrenze ($k_p = 2,4 \text{ t/cm}^2$ für Flußeisen) hinausgeht; bei ihrer Berechnung ist mit Rücksicht auf die Abnahme der Querkraft von Stabende bis Stabmitte nur der oben berechnete $\frac{2}{\pi}$ fache Betrag der für das Bindeblech maßgebenden größten Querkraft, also $pe \cdot \frac{2}{\pi} = \frac{S}{25(n-2)} \frac{2}{\pi}$ einzuführen, so daß sich das größte Moment zu $M = \frac{S}{40(n-2)} (2n-3) \frac{e}{16}$ $= \frac{Se}{640} \frac{2n-3}{n-2}$ und die zusätzliche Druckkraft (Abb. 171) zu $O = \frac{S}{40(n-2)} (n-1) \frac{e}{4h}$

¹⁾ Vorschriften über Eisenbauwerke der deutschen Reichsbahn. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1922.

Abb. 141 ist der Querrahmen in Abb. 176 dargestellt; er besteht aus einem \sqsubset NP. 22 zur unmittelbaren Verbindung der Stege und aus Saumwinkeln $70 \cdot 70 \cdot 9$ zum Anschluß an

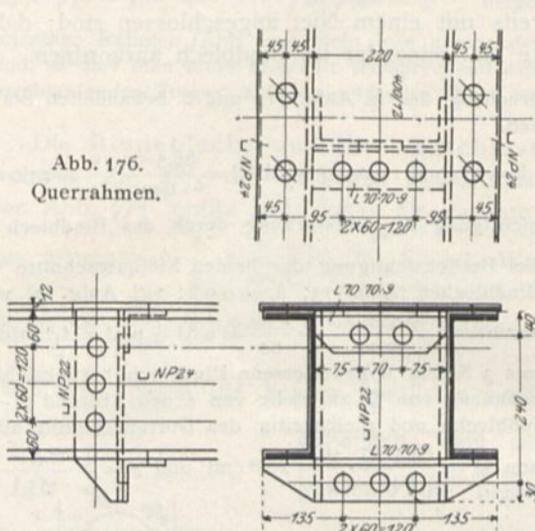


Abb. 176. Querrahmen.

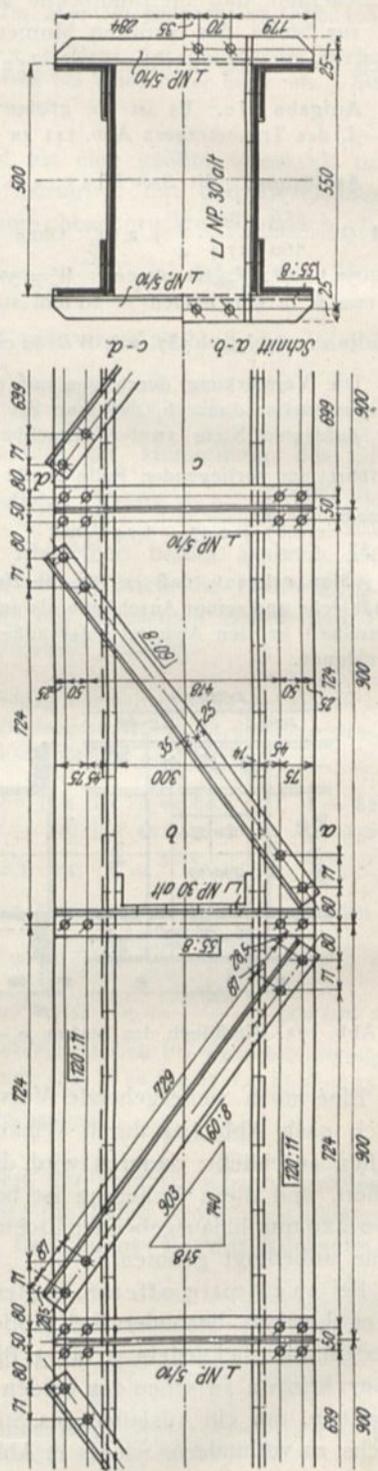


Abb. 177. Vergitterung.

die Lamelle und unteren Flansche. Legt man auf ein ruhigeres Aussehen Wert, so vermeidet man das Vorstehen der unteren Saumwinkel durch die Anordnung nach Abb. 175.

Vergitterungen werden zwischen den Bindblechen bzw. Querrahmen bei stark beanspruchten, insbesondere bei zusammengenieteten Druckstäben entweder mit einfachen (Abb. 177 und 178) oder mit gekreuzten (Abb. 179) Diagonalen angeordnet.

Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen sind für eine Querkraft zu berechnen, die 2% der gesamten Stabdrukkraft S beträgt. Für die Anordnung nach Abb. 177 und 178 ergeben sich daher die Spannkkräfte in den Diagonalen zu $D = \pm \frac{S}{50 \sin \delta}$ und in den Riegeln zu

$$V = -\frac{S}{50}$$

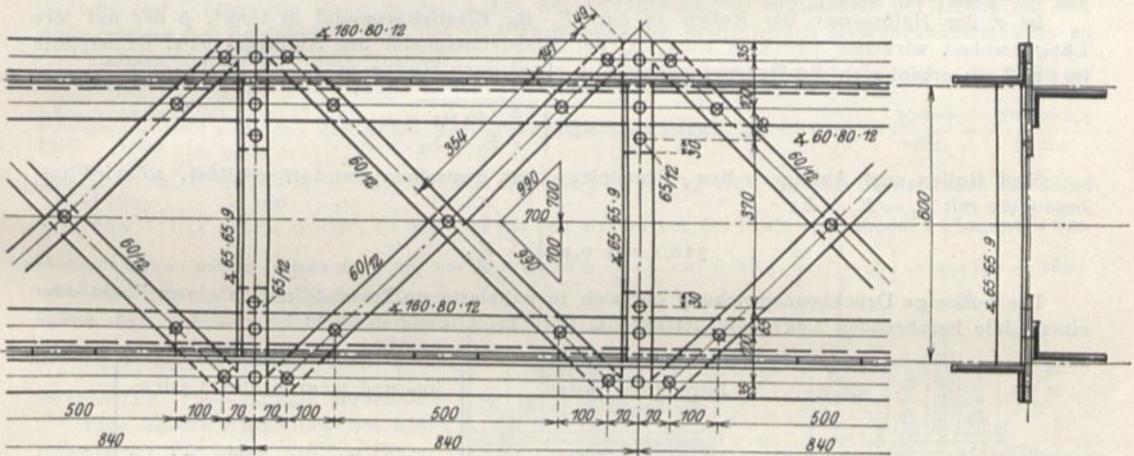
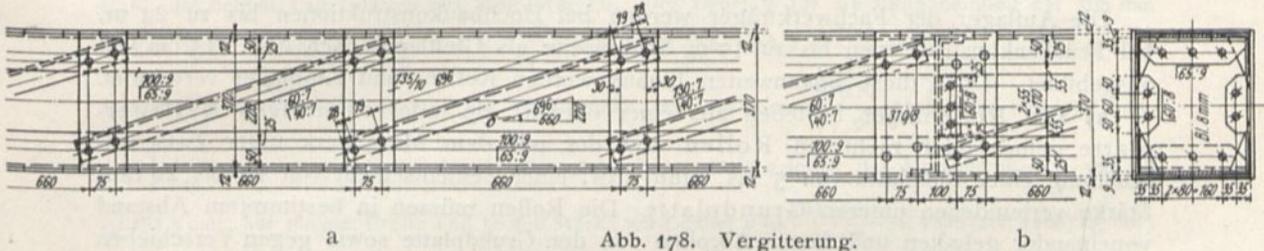
für die gekreuzte Anordnung nach Abb. 179 wird genau genug $D = \pm \frac{S}{100 \sin \delta}$, während die Riegel nur geringe Spannkkräfte erleiden und einen nach konstruktiven Gründen bemessenen Querschnitt erhalten; sollen die gekreuzten Diagonalen nur auf Zug widerstandsfähig sein, so ist für jede $D = +\frac{S}{50 \sin \delta}$ und daher $V = -\frac{S}{50}$ einzuführen.

Aufgabe 32. Der in Abb. 178 dargestellte Druckstab $\left(2 \frac{300}{19} + 4 \frac{100 \cdot 9}{65 \cdot 9} \right)$ erhält eine Druckkraft $S = 110 \text{ t}$; es ist die Beanspruchung der Vergitterung zu berechnen. $k = 1,2 \text{ t/cm}^2$; $k_s = 0,8 \text{ k}$; $\zeta = 4$.

Auflösung. Die Spannkraft in der Diagonale berechnet sich zu $S = \pm \frac{110 \cdot 696}{50 \cdot 220} = 7,0 \text{ t}$; erforderliches Trägheitsmoment $J_{\min} = 2 \cdot 7,0 \cdot 0,696^2 = 7,0 \text{ cm}^4$; vorhanden sind $2 \frac{60 \cdot 7}{40 \cdot 7}$ mit $F =$

$2(6,0 - 1,7) 0,7 = 6,0 \text{ cm}^2$ in den angeschlossenen Schenkeln und $J_{\min} = 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm}^4$; $2 \times 2 = 4$ Anschlußniete von $17 \text{ mm } \phi$ genügen mit $0,8 \cdot 4 \cdot 2,27 = 7,3 \text{ cm}^2$ Scherfläche. Für den Riegel wird $V = -\frac{110}{50} = -2,2 \text{ t}$; $J_{\min} = 2 \cdot 2 \cdot 0,22^2 = 0,2 \text{ cm}^4$; 2 Bindbleche $1^{\frac{1}{2}}/_{10}$ genügen mit $J_{\min} = 2 \cdot 13,5 \cdot \frac{1,0^3}{12} = 2,2 \text{ cm}^4$.

Jede Diagonale ist mit mindestens zwei Nieten anzuschließen, auch wenn die Rechnung weniger ergibt; fehlt hierzu der Platz, so werden kleine Knotenbleche von 8 bis 10 mm Stärke angeordnet. Die nach außen vorstehenden Schenkel der Gitter-



winkel der Abb. 177 wirken unruhig; ist es nicht möglich, die Schenkel wie in Abb. 178 nach innen zu legen, so kann man die Gitterstäbe als Flacheisen ausbilden, die an der Unterseite soweit gegen Knicken durch Winkeleisen ausgesteift sind, wie es der Lichtraum zwischen beiden Stabteilen gestattet; besser ist es aber dann, die Diagonale gekreuzt nach Abb. 179 als Flacheisen auszuführen und gegebenen Falles nur auf Zug widerstandsfähig zu machen. Bei größerer Steghöhe ist es wieder zweckmäßig, außer der Vergitterung noch Querrahmen (Abb. 177 und 178b) anzuordnen, und zwar je nach der Größe der Stabkraft in $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{5}$ der Stablänge S.

β) Zugstäbe. Die Entfernung e der Verbindungen wird zu $e = 1,0$ bis $2,0 \text{ m}$ gewählt, um eine möglichst gleiche Ablängung der nebeneinanderliegenden Querschnittsteile zwischen den Knotenpunkten zu gewährleisten.

Für Futterbleche nach Abb. 166 und 167 genügt hier ein Niet, für Bindbleche nach Abb. 173 zwei Nieten; statt der Bindbleche können auch \sqcup -Eisen zwischen den Stegen bzw. Stehblechen nach Abb. 180 angeordnet werden.

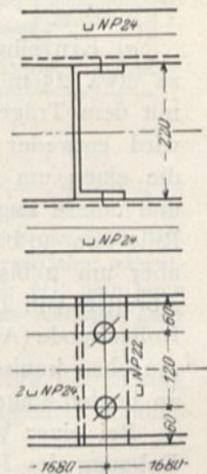


Abb. 180.

6*

Erleiden Zugstäbe mit zweiteiligem Querschnitt durch ihr eigenes Gewicht oder aber besonders durch den Winddruck nennenswerte Biegemomente, so ist es zur Verminderung der zusätzlichen Biegungsspannungen wesentlich, die Einzelquerschnitte möglichst zu einem einheitlich wirkenden Gesamtquerschnitt zu vereinigen; bei Knotenpunktsentfernungen bis etwa 5 m genügen dazu Bindbleche in 1,0 bis 1,5 m Entfernung mit mindestens drei hintereinandersitzenden Niete, darüber hinaus werden Querverbindungen und Vergitterungen in der bei den Druckstäben üblichen Anordnung gewählt.

4. Auflagerung.

Die Auflager der Fachwerkträger werden bei Hochbaukonstruktionen bis zu 24 m, bei Brückenkonstruktionen bis zu 17 m Spannweite als Gleitlager nach Abb. 115 bis 118 ausgebildet. Über diese Spannweiten hinaus werden Rollen- und Kipplager verwendet.

a) Die Rollenlager bestehen aus einer oberen, ein- oder zweiteiligen Auflagerplatte, einer oder mehreren Rollen und der mit dem Mauerwerk unter Zwischenschaltung einer Bleiplatte von 5 bis 6 mm bzw. einer Zementschicht von 10 bis 20 mm Stärke verbundenen unteren Grundplatte. Die Rollen müssen in bestimmtem Abstand voneinander gehalten und gegen Abrollen von der Grundplatte sowie gegen Verschieben rechtwinklig zur Trägerebene geschützt sein.

Ist r der Halbmesser der Rollen in cm, E_1 ihr Elastizitätsmodul in t/cm^2 , p der auf ihre Längeneinheit wirkende Druck in t/cm , E_2 der Elastizitätsmodul der Auflager- bzw. Grundplatte in t/cm^2 , so ergibt sich die Beanspruchung σ in t/cm^2 nach Hertz zu

$$32) \quad \sigma = 0,6 \sqrt{\frac{p}{r} \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2}}$$

Sind Rollen und Auflager- bzw. Grundplatte aus demselben Baustoff gebildet, so wird insbesondere mit $E_1 = E_2 = E$:

$$32a) \quad \sigma = 0,42 \sqrt{\frac{p}{r} E}$$

Die zulässige Druckbeanspruchung der sich in unbelastetem Zustande nur in einem Punkt oder einer Linie berührenden Lagerteile beträgt bei Berücksichtigung der

	lotrechten Lasten für				lot- und wagerechten Lasten für				t/cm ²
	Gußeisen	Flußeisen	Stahlformguß	Schmiedestahl	Gußeisen	Flußeisen	Stahlformguß	Schmiedestahl	
bei 1 oder 2 Rollen . . .	4,0	5,0	7,0	8,0	5,0	6,5	8,5	9,5	
bei mehr als 2 Rollen . .	3,0	4,0	6,0	7,0	4,0	5,5	7,5	8,5	

Die rollende Reibung ist zu 0,03 vom größten Auflagerdruck anzurechnen.

a) Einrollige Lager werden bei Hochbauten bis zu etwa 30 m, bei Brücken bis zu etwa 25 m Spannweite verwendet. Die obere Auflagerplatte ist einteilig und fest mit dem Träger verbunden. Die Verschiebung der Rolle rechtwinklig zur Trägerebene wird entweder durch seitliche Bunde (Abb. 181) von 15 bis 25 m Stärke verhindert, die einen um 30 bis 50 mm größeren Durchmesser erhalten und daher an die obere und untere Lagerplatte anschlagen, oder aber durch eine in Rollenmitte eingearbeitete Rille von 30 bis 50 mm Breite und 20 bis 30 mm Höhe (Abb. 182), in die ebenso breite, aber um 2 bis 4 mm niedrigere Vorsprünge an beiden Lagerplatten eingreifen. Das Abrollen von der Grundplatte wird entweder durch Vorsprünge an den Laufflächen der Rollenbunde (Abb. 181) oder aber durch beiderseitige Führungsleisten (Abb. 182) verhindert, die oben konisch abgedreht sind und in entsprechende, um 2 bis 4 mm breitere Lücken an beiden Lagerplatten eingreifen.

Bei einer Verschiebung der Rolle, sei es infolge der Wärmeschwankungen oder der Dehnung des Hauptträgers aus der Verkehrslast, sei es infolge Bewegungen des Widerlagers oder ungenauer Ausführung, wirkt der Stützdruck außerhalb der Achse der Grund-

platte; man trägt diesem Umstand genügend Rechnung, wenn man der Querschnittsermittlung eine Verschiebung von $\frac{1}{1500}$ der Spannweite L zugrunde legt.

Aufgabe 33. Für den Trapezträger Abb. 64b beträgt der lotrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N = 30,0$ t, der wagerechte Stützdruck infolge Winddruck rechtwinklig zur Trägerenebene $H_w = 4,0$ t, angreifend in Oberkante Auflager; es ist das bewegliche Auflager zu berechnen und zu zeichnen. Zulässige Beanspruchung des Auflagersteins $k_w = 35$ kg/cm², des Stahlformgusses auf Druck $k = \frac{7,0}{8,5}$ t/cm², auf Biegung $\frac{1,2}{1,3}$ t/cm² ohne Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Auflösung. Das einrollige Auflager ist in Abb. 181 dargestellt; die Rolle besteht aus Schmiedestahl, die beiden Lagerplatten aus Stahlformguß. Der Druck p für die Längeneinheit der 360 mm langen Rolle berechnet sich zu $p = \frac{30,0}{36} = 0,84$ t/cm ohne und $p = \frac{30,0}{30} + \frac{4,0 \cdot 23 \cdot 6}{36^2} = 0,84 + 0,43$

$= 1,27$ t/cm mit Berücksichtigung des Winddrucks; daher $\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{0,84}{9} \cdot 2150} = 6,0$ (zul. 7,0) bzw. $0,42 \sqrt{\frac{1,27}{9} \cdot 2150} = 7,5$ (zul. 8,5) t/cm². Die obere Lagerplatte erleidet das Moment $M = \frac{1}{8} \cdot 30,0 \cdot 43$

$= 161,3$ cm²; bei 360 mm Breite und 50 mm Stärke wird daher $\sigma = \frac{161300 \cdot 6}{36 \cdot 5^2} = 1080$ (zul. 1200) kg/cm². Die untere Grundplatte hat $F = 40 \cdot 42 = 1680$ cm², $W_1 = \frac{1}{8} \cdot 40 \cdot 42^2 = 11760$ cm³ und $W_2 = \frac{1}{8} \cdot 42 \cdot 40^2 = 11200$ cm³. Steht die Rolle in der Achse der Grundplatte, so ergibt sich der Druck auf den Auflagerstein bei Berücksichtigung des in Plattenoberkante angreifenden Reibungswiderstandes zu

$\sigma_w = \frac{30000}{1680} + \frac{4000 \cdot 31}{11760} + \frac{0,03 \cdot 30000 \cdot 8}{11200} = 18,0 + 10,4 + 0,7 = 29,1$ kg/cm²; hat sich aber die Rolle um

$\frac{L}{1500} = \frac{2100}{1500} = 1,4$ cm aus der Achse der Grundplatte verschoben, so wird $\sigma_w = \frac{30000}{1680} + \frac{30000 \cdot 1,4}{11200}$

$+ \frac{4000 \cdot 3,1}{11760} + \frac{0,03 \cdot 30000 \cdot 8}{11200} = 18,0 + 3,8 + 10,4 + 0,7 = 32,9$ kg/cm²; in der Plattenachse ist dabei

$\sigma_w = 18,0 + 10,4 = 28,4$ kg/cm², so daß sich für den 30 mm vor der Rolle vorstehenden Plattenteil das Moment genau genug (etwas zu groß) zu $M = 3 \left(32,9 \cdot \frac{20}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 20 + 28,4 \cdot \frac{20}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 20 \right) = 3(4390 + 1890)$

$= 18840$ cm²kg, daher die Beanspruchung bei 5,5 cm mittlerer Höhe

($W = \frac{1}{8} \cdot 3 \cdot 5,5^2 = 15$ cm³) zu $\sigma = \frac{18840}{15} = 1260$ (zul. 1300) kg/cm² berechnet.

Eine andere Ausbildung des Einrollenlagers für einen größten Stützdruck von 62,0 t zeigt Abb. 182¹⁾ für Eisenbahnbrücken von 18 bis 20 m Stützweite. Die obere Auflagerplatte greift mit einem Vierkant in die flußeiserne Unterlagplatte des Trägers ein und ist außerdem mit diesem verschraubt. Die Führungsleisten zur Verhinderung des Abrollens sind fest mit der Rolle verschraubt.

Das diesem beweglichen Rollenlager entsprechend feste Auflager ist in Abb. 183¹⁾ für den Fall dargestellt, daß beide Auflager gleiche Konstruktionshöhe erhalten, um an beiden Widerlagern gleiche Höhe für den Auflagerstein zu erzielen. Die an beiden Seiten vorstehenden Zähne z verhindern wie in Abb. 118 gleichzeitig die Längs- und Querverschieblichkeit. Die große Höhe des Lagers bringt bei Einwirkung wagerechter Kräfte (Winddruck, Brems- und Flihkraft) eine wesentliche Druckvermehrung zwischen Grundplatte und Auflagerstein mit sich (vgl. Aufg. 34); man kann daher unter Verzicht auf die gleiche Höhenlage beider Auflagerquadern das feste Auflager auch entsprechend den Abb. 115 bis 118 ausbilden.

β) Bei zweirolligen Lagern ist die obere Auflagerplatte zu wölben; ihre Verbindung mit dem Träger erfolgt bei einteiliger Ausführung durch oben konisch zugeordnete Stahl-

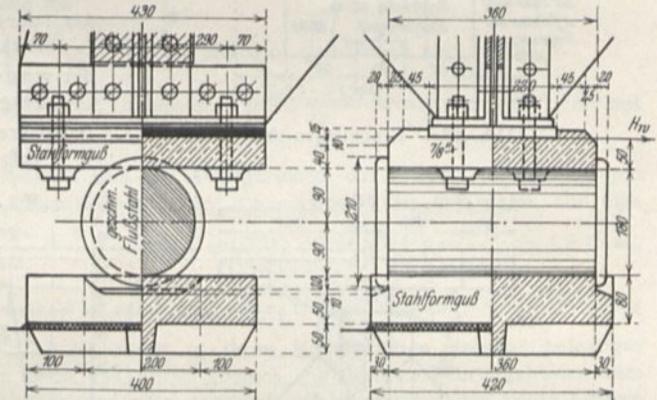


Abb. 181.

¹⁾ Aus den „Musterentwürfen für eingleisige Brückenüberbauten von 10 bis 20 m Stützweite der Preußisch-Hessischen Staatseisenbahnen“.

dorne (Abb. 184) oder vorspringende Nasen (n entspr. Abb. 116), bei zweiteiliger Ausbildung aber durch konisch zugeordnete Zähne z nach Abb. 117 oder 118. Abrollen und Querverschiebungen werden wie beim Einrollenlager verhindert.

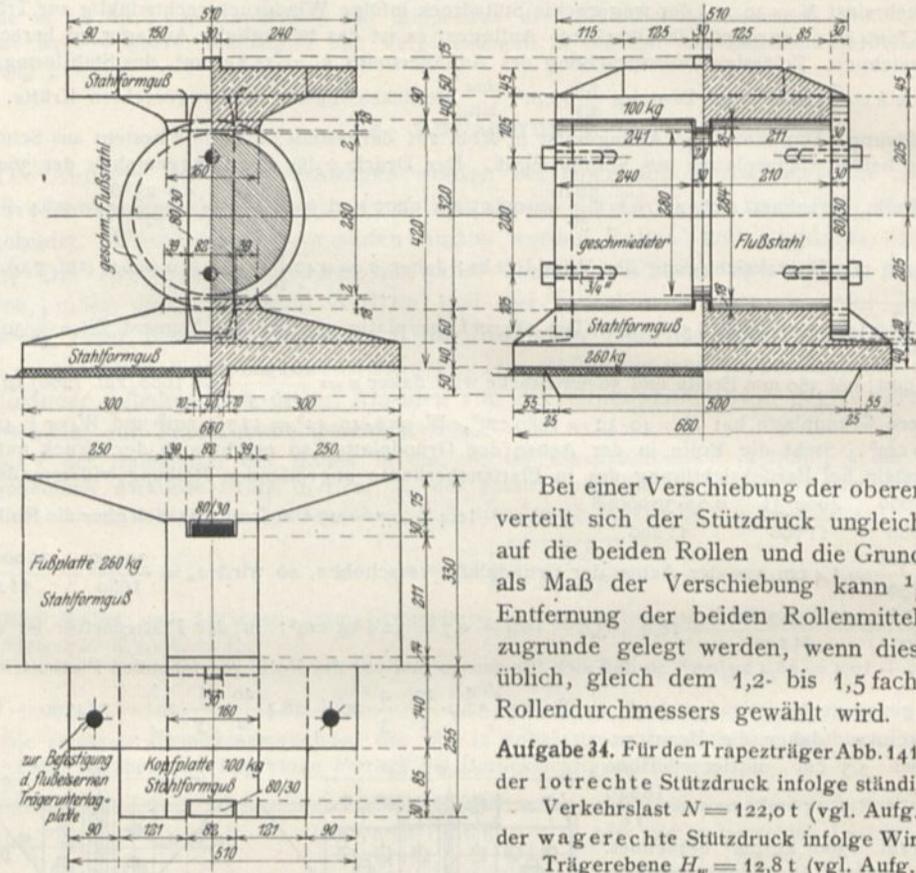


Abb. 182. Einrolliges Auflager.

Bei einer Verschiebung der oberen Platte verteilt sich der Stützdruck ungleichmäßig auf die beiden Rollen und die Grundplatte; als Maß der Verschiebung kann $\frac{1}{10}$ der Entfernung der beiden Rollenmittelpunkte zugrunde gelegt werden, wenn diese, wie üblich, gleich dem 1,2- bis 1,5fachen des Rollendurchmessers gewählt wird.

Aufgabe 34. Für den Trapezträger Abb. 141 beträgt der lotrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N = 122,0\text{ t}$ (vgl. Aufg. 83) der wagerechte Stützdruck infolge Wind \perp zur Trägerebene $H_w = 12,8\text{ t}$ (vgl. Aufg. 86) Bremskraft zur Trägerebene $H_b = 13,7\text{ t}$ (vgl. Aufg. 78) angreifend in Oberkante Auflager.

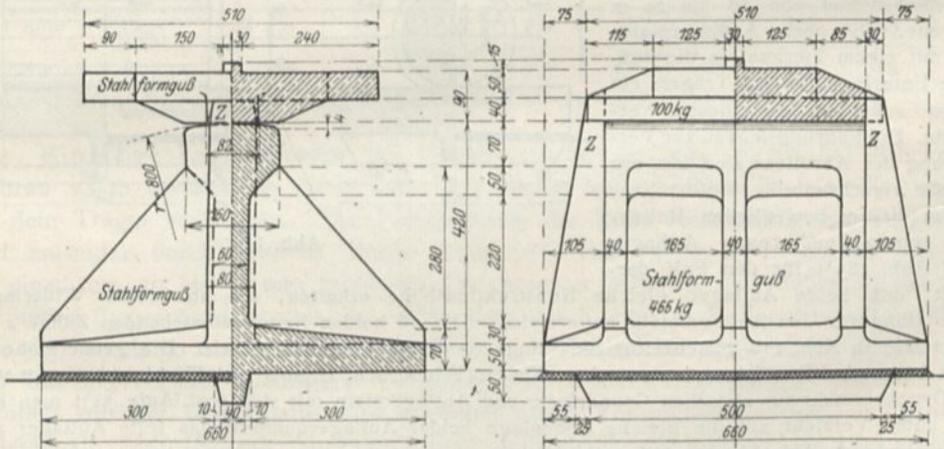


Abb. 183. Festes Auflager.

Es sind die Auflager zu berechnen und zu entwerfen. Zulässige Beanspruchung des Auflagersteins $\frac{40}{56}$, des Gußeisens auf Druck $\frac{900}{1000}$, auf Biegung $\frac{400}{450}$, des Stahlformgusses auf Druck $\frac{7000}{8500}$ auf Biegung $\frac{1200}{1300}$ kg/cm^2 ohne mit Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Auflösung. Das bewegliche zweirollige Lager ist in Abb. 184 dargestellt. Die obere, nach einem Radius von 400 mm gewölbte Auflagerplatte aus Stahlformguß ist mit der flußeisernen Unterlagplatte des Trägers durch 3 Stahldorne von 30 mm ϕ verbunden; mit $p = \frac{122,0}{2 \cdot 42} = 1,48$ t/cm wird

daher die Beanspruchung des Flußeisens $\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{1,48 \cdot 2150}{40}} = 3,8$ (zul. 5,0) t/cm².

Das Moment für die obere Lagerplatte ergibt sich bei 300 mm Rollenentfernung zu $M = \frac{1}{4} \cdot 122,0 \cdot 30 = 915$ cmt; mit $W = \frac{1}{6} \cdot 42 \cdot 11^2 = 847$ cm³ wird $\sigma = \frac{915000}{847} = 1085$ (zul. 1200) kg/cm². Am Anfang der Wölbung wird $M = \frac{1}{2} \cdot 122,0 \cdot 7 = 427$ cmt; $W = \frac{1}{6} \cdot 42 \cdot 9^2 = 567$ cm³; $\sigma = 760$ kg/cm².

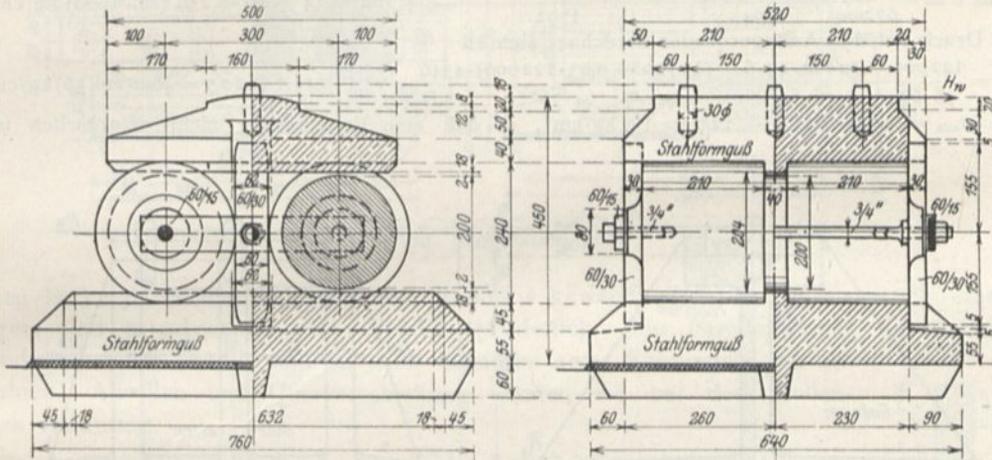


Abb. 184.

Der Druck p für die Längeneinheit der beiden Rollen von 240 mm ϕ und 420 mm nutzbarer Länge berechnet sich in der Mittelstellung zu

$$p = \frac{122,0}{2 \cdot 42} = 1,48 \text{ t/cm, daher } \sigma = 0,42 \sqrt{\frac{1,48 \cdot 2150}{12}} = 6,8 \text{ (zul. 7,0) t/cm}^2 \text{ ohne und}$$

$$p' = 1,48 + \frac{12,8 \cdot 35}{2 \cdot \frac{46^3 - 4^3}{12 \cdot 23}} = 1,48 + 0,64 = 2,12 \text{ t/cm, daher } \sigma' = \sqrt{\frac{2,12 \cdot 2150}{12}} = 8,2 \text{ (zul. 8,5) t/cm}^2 \text{ mit}$$

Berücksichtigung des Winddrucks. Verschiebt sich der Auflagerpunkt des Trägers um $v = 0,1 \cdot 300 = 30$ mm, so verschiebt sich der Rollenmittelpunkt um $v/2 = 15$ mm, so daß dann auf eine Rolle die größte Stützkraft $122,0 \cdot \frac{1}{30} \left(\frac{30}{2} + \frac{3}{2} \right) = 67,1$ t entfällt; damit wird $p = \frac{67,1}{42} = 1,6$ t/cm,

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 2150}{12}} = 7,0 \text{ (zul. 7,0) t/cm}^2 \text{ bzw. } p' = 1,6 + 0,64 = 2,24 \text{ t/cm, } \sigma' = 0,42 \sqrt{\frac{2,24 \cdot 2150}{12}} = 8,4$$

(zul. 8,5) t/cm². Der Abstand beider Rollen ist durch in ihren Mittelpunkten drehbar befestigte Flacheisen gewahrt, in deren Mitte die oben und unten konisch zugeordneten Führungsleisten zum Schutz gegen Abrollen drehbar angeschlossen sind; der Anschluß erfolgt durch einen beide Leisten verbindenden Schraubenbolzen von 20 mm ϕ .

Die untere Grundplatte hat $F = 76 \cdot 64 \cdot 4864$ cm², $W_1 = \frac{1}{6} \cdot 76 \cdot 64^2 = 51880$ cm³, $W_2 = \frac{1}{6} \cdot 64 \cdot 76^2 = 61610$ cm³. In der Mittelstellung der Rollen ergibt sich daher der Druck auf den Auflagerstein

$$\text{bei Berücksichtigung des in Plattenoberkante angreifenden Reibungswiderstandes zu } \sigma_m = \frac{122000}{4864}$$

$$+ \frac{12800 \cdot 45}{51880} + \frac{0,03 \cdot 122000 \cdot 11}{61610} = 25,1 + 11,1 + 0,6 = 36,8 \text{ kg/cm}^2. \text{ Hat sich der Stützdruk um 30 mm}$$

verschoben, so daß die vordere Rolle um $\frac{1}{2}(760 - 300 - 30) = 215$ mm vom Plattenrand absteht, so wird $\sigma_m = 36,8 + \frac{122000 \cdot 3}{61610} = 36,8 + 6,0 = 42,8$ kg/cm²; in der Plattenachse wird dabei $\sigma_w' = 25,1$

+ 11,1 = 36,2 kg/cm²; das größte Biegemoment unter den Vorderrollen berechnet sich daher für 1 cm Breite genau genug zu $M = 42,8 \cdot \frac{21,5^2}{3} + 36,2 \cdot \frac{21,5^2}{6} = 6590 + 2790 = 9380$ cmkg; daher bei

$$100 \text{ mm Stärke die Biegebeanspruchung } \sigma = \frac{9380 \cdot 6}{1 \cdot 10^2} = 560 \text{ (zul. 1300) kg/cm}^2.$$

Das in gleicher Höhe ausgebildete feste Auflager zeigt Abb. 185. Das geschmiedete, oben gewölbte Flußstahlstück zur unmittelbaren Auflagerung des Trägers liegt zwischen zwei 40 mm breiten Anschlagleisten des gußeisernen Lagerstuhls, die die Bremskraft $H_b = 13,7 \text{ t}$ aufzunehmen haben, daher die Scherbeanspruchung $\sigma_s = \frac{13700}{4 \cdot 42} = 80$ (zul. 150) kg/cm^2 erleiden. Der Winddruck $H_w = 12,8 \text{ t}$ wird durch die 3 gleichzeitig zur Trägerbefestigung dienenden Stahldorne von 30 mm ϕ übertragen. Das Flußstahlstück hat $42 \cdot 16 = 672 \text{ cm}^2$ Grundfläche und $42 \cdot \frac{16^3}{6} = 1792 \text{ cm}^3$ bzw. $16 \cdot \frac{42^3}{6} = 4704 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment; daher die Druckbeanspruchung des Gußeisens $\sigma = \frac{122000}{672} + \frac{12800 \cdot 5}{4704} + \frac{(13700 + 0,03 \cdot 122000) \cdot 5}{1792} = 182 + 14 + 49 = 250$ (zul. 1000) kg/cm^2 . Der Druck auf den Auflagerquader berechnet sich zu

$$\sigma_{\max} = \frac{122000}{76 \cdot 64} + \frac{12800 \cdot 45 \cdot 6}{76 \cdot 64^2} + \frac{(13700 + 0,03 \cdot 122000) \cdot 45 \cdot 6}{64 \cdot 76^2} = 25,1 + 11,1 + 12,7 = 48,9 \text{ (zul. 56) } \text{kg/cm}^2$$

bzw. $\sigma_{\min} = 25,1 - 11,1 - 12,7 = 1,3 \text{ kg/cm}^2$, so daß eine Verankerung nicht erforderlich ist.

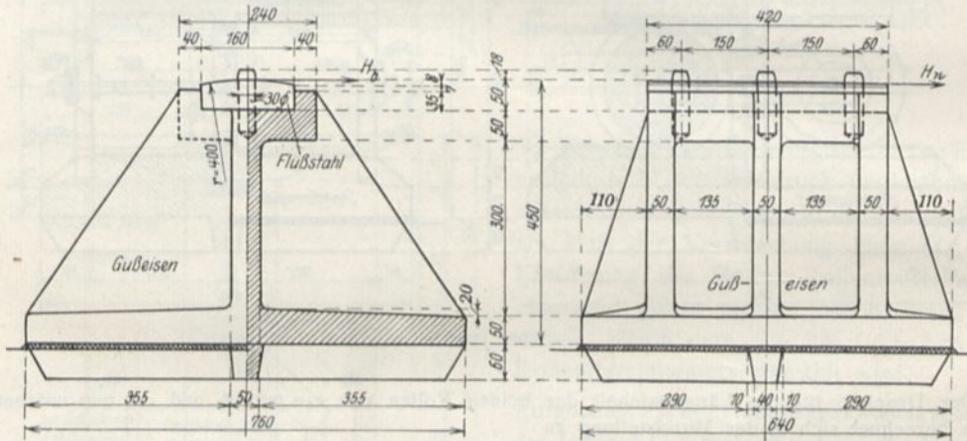


Abb. 185. Festes Auflager.

Das 110 mm vorstehende Plattenende erleidet für 1 cm Breite das (etwas zu große) Moment $M = 1 \cdot 48,9 \cdot \frac{11^3}{2} = 2960 \text{ cmkg}$, daher bei 70 mm Stärke die Biegungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{2960 \cdot 6}{1 \cdot 7^3} = 360$ (zul. 450) kg/cm^2 . Setzt man bei der Berechnung der Rippen sehr ungünstig eine überall gleichbleibende Pressung $\sigma_{\max} = 48,9 \text{ kg/cm}^2$ voraus, so erhält eine Rippe das Moment $M = (5 + 17,75) \frac{26^3}{2} \cdot 48,9 = 376020 \text{ cmkg}$, daher ohne Berücksichtigung der wagerechten Platte die Biegungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{376020 \cdot 6}{5 \cdot 40^3} = 280$ (zul. 450) kg/cm^2 .

γ) Bei mehrrolligen Lagern trägt man dem Umstand, daß der auf die einzelnen Rollen entfallende Druckanteil in der Regel nicht einwandfrei ermittelt werden kann, durch eine Verminderung der zulässigen Beanspruchung der eisernen Lagerteile Rechnung (vgl. S. 84). Die konstruktive Anordnung ist dieselbe wie beim Zweirollenlager. Als Maß der Verschiebung der oberen Platte kann $\frac{1}{10}$ der Entfernung der äußersten Rollenmittelpunkte zugrunde gelegt werden.

Ein für die Stützdrücke $N_0 = 59,0 \text{ t}$ und $H_w = 6,0 \text{ t}$ (vgl. Aufg. 36) entworfenes dreirolliges Lager, dessen Konstruktionshöhe auf 350 mm beschränkt ist, zeigt Abb. 186. In den Mittelpunkten der Rollen sind Stifte von 23 mm ϕ eingeschraubt, über die sich beiderseits Winkelisen 75·50·10 zur Wahrung des Rollenabstandes legen; die Winkel sind durch Schraubenbolzen von 23 mm ϕ (oder auch durch auf ihre wagerechten Schenkel genietete oder geschraubte Winkelisen) zu einem abnehmbaren Rahmen miteinander verbunden. Das Abrollen wird durch beiderseits an die Grundplatte angeschraubte, die Lauffläche um 15 mm überragende Flacheisenstücke verhindert; statt dessen können auch, am besten in der Ebene der Rollenbunde, Erhöhungen angegossen werden, die aber zur Verhütung der Schmutz- und Wasseransammlung keinesfalls über die ganze Plattenbreite durchgehen dürfen.

δ) Ist $\lambda = \pm \epsilon t L$ die größte Längenänderung des Trägers infolge einer Temperaturänderung um t° , so kommt nur ein diesem Maß λ entsprechender Teil des Rollenumfangs nach beiden Seiten hin zum Abrollen; es ist daher gestattet, die seitlichen Teile einer Rolle nach Abb. 187 abzuschneiden: die Rolle geht in ein Pendel (Stelze) über,

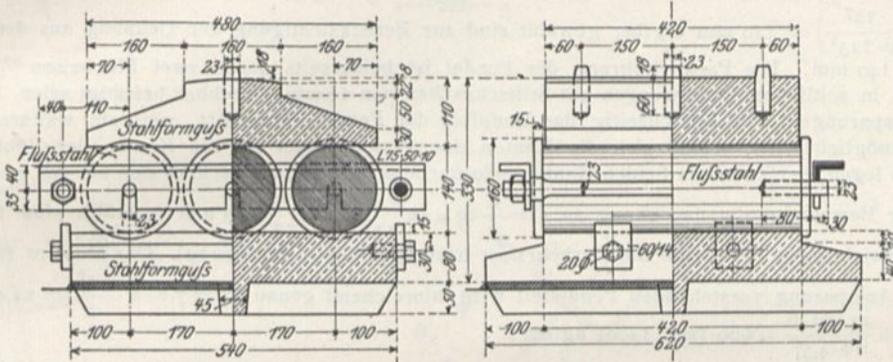


Abb. 186. Dreirollenlager.

dessen Dicke β annähernd gleich dem Radius r gewählt wird. Zur Auflagerung eines Trägers sind mindestens zwei Pendel erforderlich. Zur Parallelführung der nebeneinanderliegenden Pendel sind an jeder Stirnseite zwei Führungsleisten anzuhängen. Abrollen und Querverschiebung werden wie bei den Rollenlagern verhindert.

Bei der Verschiebung des Trägerendes um λ neigt sich der ursprünglich lotrechte Durchmesser eines Pendels um einen kleinen Winkel α , der bei der geringen Größe von λ hinreichend genau aus $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\lambda}{2r}$ berechnet werden darf. Sollen die Pendel bei der äußersten Schiefstellung nicht zur Anlage aneinander kommen, so muß ihr Mittelabstand größer als $\frac{\beta}{\cos \alpha} = \beta \left(1 + \frac{\lambda^2}{8r^2}\right)$ sein.

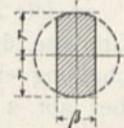


Abb. 187.

Aufgabe 35. Das bewegliche Gelenk im Knotenpunkt (V') des in Abb. 158 dargestellten Gerberträgers soll als Pendellager berechnet und entworfen werden. Der lotrechte Stützdruck des eingehängten Trägers aus ständiger und Verkehrslast beträgt $N = 71,0 \text{ t}$; der wagerechte Stützdruck aus Wind $H_w = 0,6 \text{ t}$, angreifend in Oberkante Auflager. Die Lagerteile sind aus Schmiedestahl angefertigt: $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 0,9 k$ ($v = 10/0$); $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Das Pendellager ist in Abb. 188 dargestellt. Der Druck p für die Längeneinheit der $(230 - 40) = 190 \text{ mm}$ langem Pendel von $125 \text{ mm } \phi$ berechnet sich zu

$$p_0 = \frac{71,0}{2 \cdot 19} = 1,87 \text{ t/cm}, \text{ daher } \sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{1,87}{12,5}} 2150 = 7,5 \text{ (zul. 8,0) t/cm}^2 \text{ ohne und zu}$$

$$p_w = \frac{71,0}{2 \cdot 19} + \frac{0,6 \cdot 35,5}{2 \cdot \frac{23^3 - 4^3}{12 \cdot 11,5}} = 1,87 + 0,13 = 2,0 \text{ t/cm}, \text{ daher } \sigma_w = 0,42 \sqrt{\frac{2,0}{12,5}} 2150 = 7,8 \text{ (zul. 9,5) t/cm}^2$$

mit Berücksichtigung des Winddrucks. Die obere Auflagerplatte erhält bei 140 mm Mittenentfernung der Pendel das Moment $\mathfrak{M} = \frac{71,0}{2} \cdot 7 = 248,5 \text{ cmt}$, daher bei 105 mm Stärke die Beanspruchung $\sigma_b = \frac{248 \cdot 500 \cdot 6}{19 \cdot 10,5^2} = 710 \text{ (zul. 1400) kg/cm}^2$. Die untere Lagerplatte hat $38 \cdot 24 = 912 \text{ cm}^2$

Fläche und $38 \cdot \frac{24^3}{6} = 3648 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment; daher der Druck auf die flußeiserne Trägerplatte in der Mittelstellung $\sigma = \frac{71000}{912} + \frac{600 \cdot 42,5}{3648} = 90 \text{ (zul. 1000) kg/cm}^2$; für einen 1 cm breiten

Plattenstreifen berechnet sich daher das größte Moment unter den Pendeln zu $\mathfrak{M} = 90 \cdot 1 \cdot \frac{12^2}{2} = 6480 \text{ cmkg}$, das Widerstandsmoment zu $1 \cdot \frac{7^3}{6} = 8,1 \text{ cm}^3$, daher die Biegebbeanspruchung zu

$$\sigma_b = \frac{6480}{8,1} = 800 \text{ (zul. 1300) kg/cm}^2; \text{ beide Spannungen bleiben auch bei einer Verschiebung des}$$

Stützdrucks noch weit unter der zulässigen Grenze. Zur Übertragung des Stützdrucks in die Knotenbleche des Kragarms (der wieder in rot eingezeichnet ist) dienen $4 \times 6 = 24$ einschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$, die daher die Scherspannung $\sigma_s = \frac{71000}{24 \cdot 4,2} = 720$ (zul. 900) kg/cm^2 erleiden.

Bei einer Temperaturdifferenz $t = \pm 35^0$ gegen die Aufstellungstemperatur berechnet sich $\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot 28 \cdot 10^3 = 12 \text{ mm}$, so daß sich der geringste Mittenabstand der Pendel zu $120 \left(1 + \frac{12^2}{8 \cdot 125^2}\right) = 120 \text{ mm}$ ergibt; gewählt sind zur Berücksichtigung der Dehnung aus der Verkehrslast 140 mm . Die Parallelführung der Pendel ist beiderseits durch zwei Flacheisen $\frac{45}{15}$ bewirkt, die in seitlichen Aussparungen mit Stiftschrauben von $16 \text{ mm } \phi$ drehbar befestigt seien. Durch diese Aussparungen wird gleichzeitig das Umfallen der Pendel verhindert, weil ein weiteres Abrollen unmöglich wird, sobald sich die Kanten der Aussparungen auf die Kanten der Führungsfacheisen legen; der zwischen beiden Kanten erforderliche Spielraum berechnet sich bei der geringen Größe der Bewegungen genau genug zu $x = \frac{\beta}{2} \text{tg } \alpha = \frac{\beta \lambda}{4r} = \frac{120 \cdot 12}{4 \cdot 125} = 3 \text{ mm}$ (gewählt sind 10 mm zur Berücksichtigung der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Bewegung). Das Moment für den über der Aussparung vorstehenden Pendelteil wird hinreichend genau $M = 7,8 \cdot 1 \cdot \frac{2,5^2}{2} = 24,4 \text{ cmt}$, daher $\sigma_b = \frac{24400 \cdot 6}{12 \cdot 4,5^2} = 600$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

Die Querverschiebung der Pendel ist durch 15 mm hohe, 40 mm breite Vorsprünge an beiden Lagerplatten verhindert, die in 16 mm tiefe, 40 mm breite Rillen der Pendel eingreifen.

Um den Platz für das 230 mm breite Pendellager zu gewinnen, ist die Lichtweite des kastenförmigen Gurt- und Diagonalquerschnitts von 220 mm (Abb. 159) auf 260 mm erweitert.

b) Die Kipplager.

a) Die Zapfenkipplager bestehen aus der oberen, fest mit dem Träger verbundenen Kipplatte, dem Zapfen und der unteren Kipplatte, die beim festen Auflager unter Zwischenschaltung einer Bleiplatte oder Zementschicht auf dem Auflagerstein, beim beweglichen aber auf 2 oder mehr Rollen oder Pendeln aufruht. Zapfen und untere Kipplatte in einem Stück zu gießen, ist zulässig, aber nicht empfehlenswert. Die Berechnung des Zapfens, der beiderseits zur Verhinderung der Querverschiebung mit Bunden versehen wird, erfolgt nach Gl. 24.

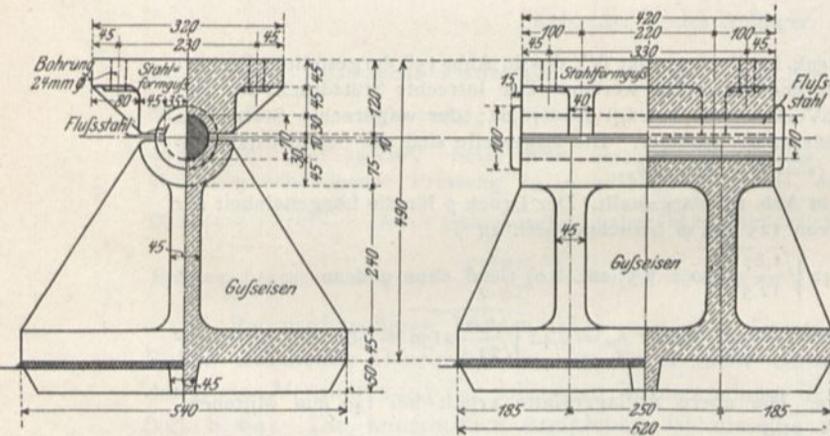


Abb. 189a. Festes Kipplager.

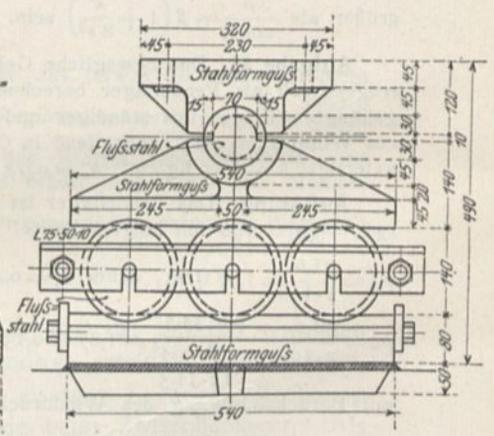


Abb. 189b. Rollenkipplager.

Aufgabe 36. Das dreiröllige Lager Abb. 186 soll als Kipplager berechnet und entworfen werden. $N_0 = 59,0 \text{ t}$; $H_w = 6,0 \text{ t}$. Zulässige Beanspruchung des Werksteins $k_w = \frac{30}{35} \text{ kg/cm}^2$ ohne Berücksichtigung des Winddrucks; sonst wie in Aufg. 34.

Auflösung. Das feste Auflager ist in Abb. 189a, das bewegliche in 189b dargestellt. Der Druck für die Längeneinheit des 420 mm langen Zapfens von $70 \text{ mm } \phi$ berechnet sich zu $\frac{59,0}{42} + \frac{6,0 \cdot 16 \cdot 6}{42^2} = 1,41 + 0,33 = 1,74 \text{ t/cm}$, daher die Druckkraft für 1 cm Rollenlänge $T = 1,74 \cdot 1 = 1,74 \text{ t}$, folglich nach Gl. 24a) die Druckbeanspruchung des Gufseisens $\sigma = \frac{0,8 \cdot 1740}{1 \cdot 3,5} = 400$ (zul. 1000) kg/cm^2 . Der Druck p für die Längeneinheit der 3 Rollen von 420 mm Länge und $140 \text{ mm } \phi$ (vgl. Abb. 186)

berechnet sich zu $p_0 = \frac{59,0}{3 \cdot 42} = 0,47 \text{ t/cm}$, daher $\sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{0,47}{7} \cdot 2150} = 5,0$ (zul. 7,0) t/cm^2 ohne und zu $p_n = \frac{59,0}{2 \cdot 42} + \frac{6,0 \cdot 41 \cdot 6}{42^2} = 0,47 + 0,84 = 1,31 \text{ t/cm}$, daher $\sigma_n = 0,42 \sqrt{\frac{1,31}{7} \cdot 2150} = 8,4$ (zul. 8,5) t/cm^2 mit Berücksichtigung des Winddrucks. Der Auflagerquerschnitt der unteren Grundplatte hat $F = 54 \cdot 62 = 3348 \text{ cm}^2$, $W_1 = 54 \cdot \frac{62^2}{6} = 34590 \text{ cm}^3$ und $W_2 = 62 \cdot \frac{54^2}{6} = 30130 \text{ cm}^3$, daher der Druck auf den Auflagerstein in der Mittelstellung $\sigma_n = \frac{59000}{3348} + \frac{6000 \cdot 49}{34590} = 17,6 + 8,5 = 26,1 \text{ kg/cm}^2$. Hat sich der Trägerstützpunkt um $0,1 \cdot 340 = 34 \text{ mm}$ verschoben, so wird $\sigma_n = 17,6 + \frac{59000 \cdot 3,4}{30130} + 8,5 = 26,1 + 6,6 = 32,7$ (zul. 35) kg/cm^2 . Der 100 mm vorstehende Plattenteil am beweglichen Auflager (Abb. 189b) erleidet daher unter der ungünstigen Voraussetzung einer gleichbleibenden Pressung für 1 cm Länge das Moment $M = 32,7 \cdot 1 \cdot \frac{10^2}{2} = 1635 \text{ cmkg}$, folglich bei 60 mm Stärke die Biegebeanspruchung $\sigma_s = \frac{1635 \cdot 6}{1 \cdot 6^2} = 190$ (zul. 1300) kg/cm^2 . Das Zapfenkipplager hat den Nachteil einer größeren Konstruktionshöhe.

β) Die Kugelkipplager bestehen aus der mit dem Träger fest verbundenen, unten nach einer Hohlkugel vom Radius r_1 geformten Auflagerplatte (Abb. 190), dem an der oberen Seite nach einer Kugel vom Radius r_2 abgedrehten Zapfen und der unteren Lagerplatte, die beim festen Auflager auf dem Auflagerstein, beim beweglichen aber auf Rollen oder Pendeln aufruhet. Kugelzapfen und untere Lagerplatte in einem Stück zu gießen, ist zulässig, aber wegen der schwierigen Bearbeitung unzweckmäßig

Sind E_1 und E_2 die Elastizitätsmoduln der sich nach Abb. 190 berührenden Körper, so bildet sich unter der Druckkraft P eine kreisförmige Druckfläche aus, deren Durchmesser sich nach Hertz zu

$$33) \quad d = 2 \sqrt[3]{\frac{2}{3} P \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2}}$$

berechnet; bestehen beide Körper aus demselben Baustoff, so ergibt sich insbesondere mit $E_1 = E_2 = E$:

$$33a) \quad d = 2 \sqrt[3]{\frac{4}{3} \frac{P}{E} \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2}}$$

Die größte Druckspannung im Mittelpunkt der Fläche berechnet sich dann zu

$$34) \quad \sigma = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi d^2}$$

Die zulässige Druckbeanspruchung k beträgt hierbei für

$$\begin{aligned} \text{Gußeisen} & \quad k = 3,5 \text{ t/cm}^2, \\ \text{Stahlformguß} & \quad k = 5,5 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Wird $r_1 = r_2 = r$ (Abb. 191), und berühren sich beide Körper annähernd nach der Halbkugel, so berechnet sich die größte Druckspannung unmittelbar unter der Kraft P annähernd zu

$$35) \quad \sigma = \frac{2P}{\pi r^2}$$

Hier darf die zulässige Beanspruchung für

$$\begin{aligned} \text{Gußeisen} & \quad k = 1,0 \text{ t/cm}^2, \\ \text{Stahlformguß} & \quad k = 3,0 \text{ t/cm} \text{ gewählt werden.} \end{aligned}$$

Ein Zahlenbeispiel findet sich in Aufg. 58.

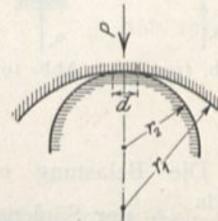


Abb. 190.
Kugelkipplager.

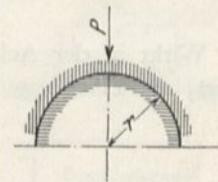


Abb. 191.

Viertes Kapitel.

Säulen.

Eine Säule ist ein Konstruktionsteil mit lotrecht stehender Achse. Sie besteht aus drei Teilen, nämlich dem Kopf zur unmittelbaren Aufnahme der auf ihr ruhenden Last, dem vollwandigen oder fachwerkförmig gegliederten Schaft zur Fortleitung der Last und dem Fuß zur Übertragung der Last auf das Mauerwerk und durch dieses in den festen Baugrund. Man nennt die Säule

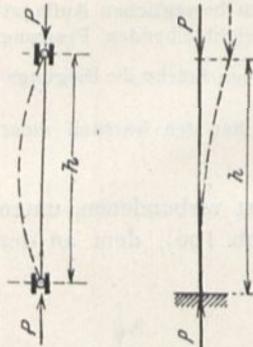


Abb. 192.

Abb. 193.

beiderseits geführt, wenn ihr Kopf- und Fußpunkt in der zur Säulenachse rechtwinkligen Ebene unverschieblich gelagert, also nur in der Säulenachse verschieblich sind (Abb. 192); dagegen

freistehend, wenn ihr Fußpunkt eingespannt, ihr Kopf- punkt aber in jeder beliebigen Ebene verschieblich ist (Abb. 193).

A. Berechnung der Säulen.

Die Belastung einer Säule setzt sich zusammen aus lotrechten Kräften, die in der Säulenachse angreifen und die Säule auf $\frac{\text{Druck}}{\text{Druck und Biegung}}$ beanspruchen, außerhalb und aus wagerechten Kräften, die sie auf Biegung beanspruchen.

1. Die Säule wird nur auf Druck beansprucht.

1. Berechnung des Säulenquerschnitts.

Wirkt in der Achse einer Säule von der Höhe h die Kraft P , so erfordert sie nach Gl. 1) die Fläche

$$1) \quad F = \frac{P}{k}.$$

Ist \varnothing die für die Säule verlangte Knicksicherheit, so ergibt sich aus der Eulerschen Gleichung für die beiderseits geführte Säule das kleinste erforderliche Trägheitsmoment zu $J_{\min} = \frac{\varnothing}{\pi^2 E} P h^2$. Setzt man hierin $P = 1000 P_1$, $h = 100 h_1$, wobei P_1 die Kraft in Tonnen, h_1 die freie Knicklänge in Meter bedeutet, so ergibt sich mit $\pi^2 \approx \sim 10$ für die beiderseits geführte Säule bei Verwendung von

$$\left. \begin{array}{l} \text{Gußeisen mit } E = 1000 \text{ t/cm}^2: \quad 36a) \quad J_{\min} = \varnothing P_1 h_1^2 \text{ mit } \varnothing = 8 \\ \text{Flußeisen mit } E = 2000 \text{ t/cm}^2: \quad 36b) \quad J_{\min} = \frac{\varnothing}{2} P_1 h_1^2 \text{ mit } \varnothing = 5 \end{array} \right\} \text{ für Säulen.}$$

Für die freistehende Säule ist ein viermal so großes Trägheitsmoment erforderlich.

Geht eine Säule durch mehrere Geschosse durch, so ist die Geschosshöhe als Knicklänge einzuführen, vorausgesetzt, daß ihre Zwischenpunkte durch die anschließenden Deckenträger in der zur Säulenachse rechtwinkligen Ebene unverrückbar gehalten werden.

Aufgabe 37. In der Achse einer beiderseits geführten gußeisernen Säule von 3,0 m Höhe wirkt die Kraft $P = 15000 \text{ kg}$; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen. $k = 500 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{15000}{500} = 30,0 \text{ cm}^2$ und nach Gl. 36a) $J_{\min} = 8 \cdot 15,0 \cdot 3,0^2 = 1080 \text{ cm}^4$. Der in Abb. 194 dargestellte Querschnitt genügt mit $F = 58,9 \text{ cm}^2$ und $J = 1167 \text{ cm}^4$.

Das nach Gl. 36) berechnete kleinste erforderliche Trägheitsmoment bezieht sich auf den Gesamtquerschnitt der Säule. Besteht dieser aus 2 Teilen, so sind diese in der nach Gl. 31b) berechneten Entfernung e , mindestens aber in den Viertelpunkten miteinander zu verbinden.

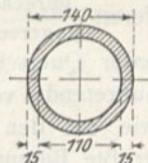


Abb. 194.

Aufgabe 38. In der Achse einer beiderseits geführten flußeisernen Säule von 4,8 m Höhe wirkt die Kraft $P = 40000 \text{ kg}$; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen. $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = \frac{3}{4}k$ ($v = \frac{4}{3}$); $\epsilon = 5$.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{40000}{1200} = 33,3 \text{ cm}^2$ und nach Gl. 36b): $J_{\min} = 2,5 \cdot 44,0 \cdot 4,8^2 = 2530 \text{ cm}^4$. Der in Abb. 195 dargestellte Querschnitt aus zwei, in 100 mm Lichtabstand liegenden \sqsubset NP. 18 genügt mit $F = 2 \cdot 28,0 = 56,0 \text{ cm}^2$ und $J_{\min} = 2 \cdot 1354 = 2708 \text{ cm}^4$.

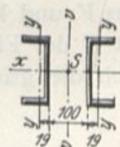


Abb. 195.

Mit $J_{\min} = 114 \text{ cm}^4$ wird nach Gl. 31b): $e = \sqrt{\frac{4 \cdot 114}{5 \cdot 40,0}} = 1,5 \text{ m}$, so daß die beiden \sqsubset -Eisen in den Viertelpunkten miteinander zu verbinden sind.

2. Berechnung der Auflagerung.

Die Übertragung des Säulendrucks P in den festen Baugrund erfolgt nach Abb. 196 durch Fußplatte, Werkstein und Fundamentmauerwerk in Ziegelsteinen oder meist Beton. Die zur Druckübertragung jeweils erforderliche Fläche F berechnet sich nach Gl. 1), wobei für k die zulässige Beanspruchung des unterhalb F gelegenen Baustoffs einzuführen ist. Da die Abmessungen des Werksteins und Fundamentmauerwerks von vornherein nicht bekannt sind, so werden deren Gewichte durch eine nachträgliche Vergrößerung der berechneten Fläche F berücksichtigt.

Aufgabe 39. Der Druck $P = 40,0 \text{ t}$ der in Aufg. 38 berechneten Säule wird durch einen Sandstein ($k_w = 20 \text{ kg/cm}^2$) auf das Ziegelmauerwerk ($k_m = 7 \text{ kg/cm}^2$) und durch dieses in den festen Baugrund ($k_f = 2,5 \text{ kg/cm}^2$) übertragen. Es sollen die in Abb. 196 eingetragenen Flächen F_1 , F_2 und F_3 berechnet werden.

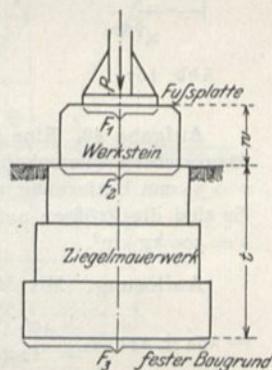


Abb. 196.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F_1 = \frac{40000}{20} = 2000 \text{ cm}^2$; gewählt ist eine Fußplatte $400 \times 500 \text{ mm}$ mit 2000 cm^2 Auflagerfläche. Ebenso wird $F_2 = \frac{40000}{7} = 5710 \text{ cm}^2$; daraus ergibt sich die Seitenlänge des quadratischen

Werksteins zu $\sqrt{5710} = 76 \text{ cm}$; gewählt ist zur Berücksichtigung des Eigengewichts $a = 800 \text{ mm}$.

Endlich wird $F_3 = \frac{40000}{2,5} = 16000 \text{ cm}^2$, daher die Seitenlänge der quadratischen Grundfläche

$a_1 = \sqrt{16000} = 126 \text{ cm}$; zur Berücksichtigung des Eigengewichts sind $5\frac{1}{2}$ Stein mit $a = 26 \cdot 5,5 = 142 \text{ cm}$ gewählt.

Bei $w = 0,4 \text{ m}$ Höhe und 2500 kg/m^3 Einheitsgewicht des Sandsteins,

$t = 1,2 \text{ m}$ Höhe und 1800 kg/m^3 Einheitsgewicht des Mauerwerks und Erdreichs ergibt sich der gesamte Druck auf den Baugrund zu $P_1 = 40000 + 0,8^2 \cdot 0,4 \cdot 2400 + 1,4^2 \cdot 1,2 \cdot 1800 = \sim 45000 \text{ kg}$,

daher seine Beanspruchung $\sigma = \frac{45000}{142^2} = 2,3$ (zul. 2,5) kg/cm^2 .

II. Die Säule wird auf Druck und Biegung beansprucht.

1. Berechnung des Säulenquerschnitts.

Ergeben die auf die Säule wirkenden äußeren Kräfte eine Resultierende R (Abb. 197), deren lotrechte Seitenkraft V im Abstand $\frac{v}{w}$ vom Säulenfußpunkt angreift, so erleidet jeder Querschnitt Druck- und Biegungsspannungen; die mit der Biegung gleichzeitig auftretende vertikale und horizontale Scherkraft kann bei der Querschnittsbestimmung wie bei den Trägern vernachlässigt werden. Für die freistehende Säule tritt das größte Biegemoment

$$M_{\max} = Vv + Ww = Vr$$

an der Einspannstelle auf, wo r den Abstand des Schnittpunktes der Resultierenden R aus V und W mit der Wagerechten durch den Fußpunkt von der Säulenachse bedeutet. Ist F der Flächeninhalt, \mathfrak{B} das Widerstandsmoment des Säulenquerschnitts, so ergeben sich die größten Spannungen zu

$$37) \quad \sigma_{\max}^{\min} = \frac{V}{F} \pm \frac{M_{\max}}{\mathfrak{B}},$$

wobei das Pluszeichen eine Druck-, das Minuszeichen eine Zugspannung bedeutet.

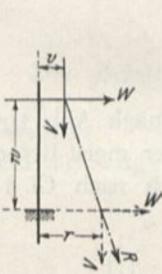


Abb. 197.

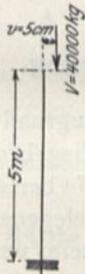


Abb. 198 a.

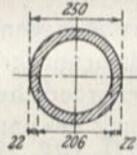


Abb. 198 b.

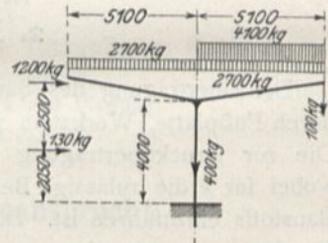


Abb. 199.

Aufgabe 40. Eine beiderseits geführte gusseiserne Säule von 5,0 m Höhe hat den in Abb. 198 b dargestellten Querschnitt mit $F = 157,6 \text{ cm}^2$, $J = 10330 \text{ cm}^4$ und $\mathfrak{B} = 827 \text{ cm}^3$. Sie ist mit der in $v = 50 \text{ mm}$ Entfernung von der Achse angreifenden lotrechten Kraft $V = 40,0 \text{ t}$ belastet (Abb. 198 a). Es sind die größten auftretenden Spannungen sowie die tatsächliche Knicksicherheit zu berechnen. $k = 500 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. Mit $M_{\max} = 40000 \cdot 5 = 200000 \text{ cmkg}$ wird nach Gl. 37): $\sigma_{\max}^{\min} = \frac{40000}{157,6} \pm \frac{200000}{827}$
 $= 254 \pm 242 = \begin{matrix} + 496 \text{ (Druck)} \\ + 12 \text{ (Druck)} \end{matrix} \text{ kg/cm}^2$.

Nach Gl. 36 a) wird $J_{\min} = 8 \cdot 40,0 \cdot 5,0^2 = 8000 \text{ cm}^4$, daher die wirklich vorhandene Knicksicherheit $\mathfrak{C} = 8 \cdot \frac{10330}{800} = 10,3$ fach.

Aufgabe 41. Die in der Bildebene (Abb. 199) freistehende, rechtwinklig zur Bildebene aber durch die Querverbände zwischen den benachbarten Säulen beiderseits geführte Säule einer einsteiligen Bahnsteighalle ist nach Abb. 199 belastet. Es soll der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = \frac{1600}{1200} \text{ kg/cm}^2$ mit Berücksichtigung des Winddrucks. $\mathfrak{C} = 4$.

Auflösung. Ist die Säule beiderseits voll belastet, so ergibt sich der größte Säulendruck $P = 2(2700 + 4100 + 100) + 400 = 14200 \text{ kg}$, daher nach Gl. 1): $F = \frac{14200}{1200} = 11,9 \text{ cm}^2$, und nach Gl. 36 b):

$$J_{\min} = 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 14,2 \cdot 4,0^2 = 1820 \text{ cm}^4 \text{ in der Bildebene}$$

und

$$J'_{\min} = \frac{1}{2} \cdot 14,2 \cdot 4,0^2 = 450 \text{ cm}^4 \text{ rechtwinklig zur Bildebene.}$$

Bei der einseitigen Belastung nach Abb. 199 berechnet sich die Säulendruckkraft zu $V = 2 \cdot 2700 + 4100 + 100 + 400 = 10000 \text{ kg}$ und das größte Moment an der Einspannstelle zu $M_{\max} = 130 \cdot 2,05 + 1200 \cdot 4,55 + 4100 \cdot 2,55 + 100 \cdot 5,10 = 16690 \text{ mkg}$. Der gewählte Querschnitt $380/12 + 4 \triangleleft 100 \cdot 65 \cdot 11$ (Abb. 200) hat $F = 101,2 \text{ cm}^2$, $J_x = 26010 \text{ cm}^4$, $J_y = 1760 \text{ cm}^4$ und $W_x = 1220 \text{ cm}^3$ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen, erleidet daher die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{10000}{102,2} + \frac{1669000}{1220} = 100 + 1370 = 1470 \text{ (zul. 1600) kg/cm}^2.$$

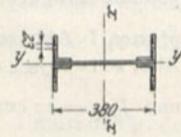


Abb. 200.

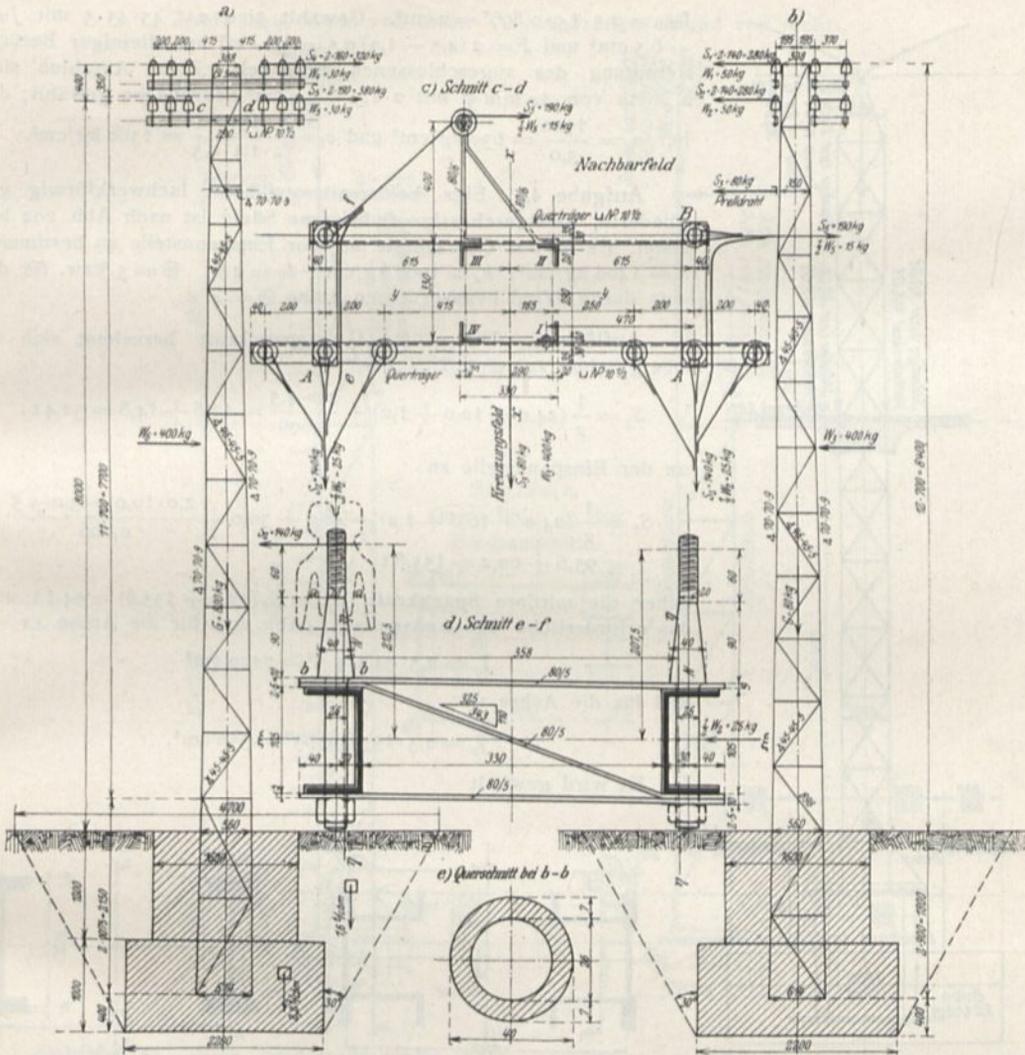


Abb. 201. Freileitungsmast.

Aufgabe 42. Eine freistehende Säule (Freileitungsmast) von 800 kg Eigengewicht ist nach Abb. 201 mit den wagerechten Seilzügen S und Windkräften W belastet¹⁾. Es soll der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = \frac{3}{4}k$; $k_l = 2k_s$. $\zeta = 5$.

Auflösung. Für die Einspannstelle beträgt die senkrechte Druckkraft $V = 800 \text{ kg}$ und das Biegemoment

$$\begin{aligned} &\text{in der } x\text{-Achse infolge} \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{x_s} = 280(8,4 + 8,0) + 80 \cdot 7,0 = 5150 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{x_w} = 50(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2500 \text{ mkg,} \end{cases} \\ &\text{in der } y\text{-Achse infolge} \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{y_s} = 320 \cdot 8,4 + 380 \cdot 8,0 = 5730 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{y_w} = 30(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2170 \text{ mkg.} \end{cases} \end{aligned}$$

¹⁾ Die lotrechten Seitenkräfte der Seilzüge sind wegen der Kleinheit ihrer Größe und ihres Hebelarms vernachlässigt.

Die größte Gurtdruckkraft des fachwerkförmig gegliederten Mastes ergibt sich daher bei 560 mm Trägerhöhe zu $O_{\min} = -\frac{800}{4} \frac{5150 + 2500 + 5730}{2 \cdot 0,56} = -200 - 11900 = -12100 \text{ kg}$ (Eckpfosten I Abb. 201c), die größte Zugkraft zu $U_{\max} = -200 + 11900 = +11700 \text{ kg}$ (Eckpfosten III Abb. 201c). $J_{\min} = 2,5 \cdot 12,1 \cdot 0,7^2 = 15 \text{ cm}^4$. Gewählt ist $1 \angle 70 \cdot 70 \cdot 9$ mit $F = (11,9 - 1,6 \cdot 0,9) = 10,5 \text{ cm}^2$ und $J_{\min} = 22 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{11700}{10,5} = 1120$ (zul. 1200) kg/cm^2 .

Die größte Diagonalspannkraft berechnet sich zu $D = \pm 1160 \frac{896}{560} = \pm 1900 \text{ kg}$;

$J_{\min} = 2,5 \cdot 1,9 \cdot 0,896^2 = 4 \text{ cm}^4$. Gewählt sind $2 \angle 45 \cdot 45 \cdot 5$ mit $J_{\min} = 6,5 \text{ cm}^4$ und $F = 2(4,5 - 1,3) \cdot 0,5 = 3,2 \text{ cm}^2$ bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen Schenkels. Zum Anschluß sind 2 Niete von 14 mm ϕ mit $2 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ cm}^2$ Scherfläche gewählt; daher $\sigma_s = \frac{1900}{3,0} = 630 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_l = \frac{1900}{2 \cdot 1,4 \cdot 0,5} = 1360 \text{ kg/cm}^2$.

Aufgabe 43. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte, zweigeschossige flußeiserne Säule ist nach Abb. 202 belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen $k = 1400 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_l = 2 k_s$. $\mathcal{S} = 5$ bzw. für die nur durch Wind beanspruchten Stäbe $\mathcal{S} = 4$.

Auflösung. Die größte Gurtspannkraft berechnet sich im Obergeschoß zu

$$S_1 = \frac{1}{2} (24,0 + 10,0 + 1,2) + \frac{2,0 \cdot 4,5}{0,606} = 17,6 + 14,8 = 32,4 \text{ t},$$

an der Einspannstelle zu

$$S_2 = \frac{1}{2} (24,0 + 10,0 + 1,2) + 48,0 + 30,0 + \frac{2,0 \cdot 10,0 + 3,0 \cdot 5,5}{0,606} = 95,6 + 60,2 = 155,8 \text{ t},$$

daher die mittlere Spannkraft $S_m = \frac{1}{2} (32,4 + 155,8) = 94,1 \text{ t}$ und das erforderliche Trägheitsmoment (Abb. 203) für die Achse xx :

$$J_x = 2,5 \cdot 94,1 \cdot 5,5^2 = 7120 \text{ cm}^4$$

und für die Achse yy :

$$J_y = 2,5 \cdot 155,8 \cdot 0,95^2 = 350 \text{ cm}^4.$$

Es wird gewählt

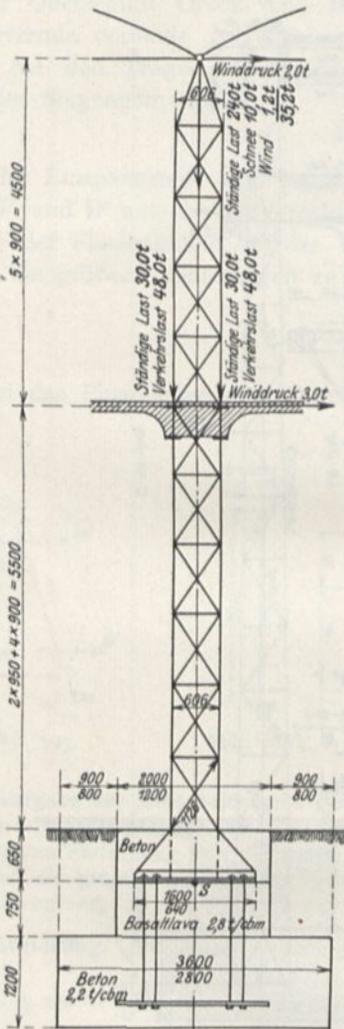


Abb. 202.

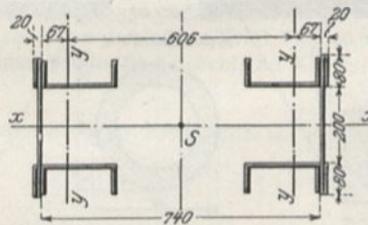


Abb. 203a.

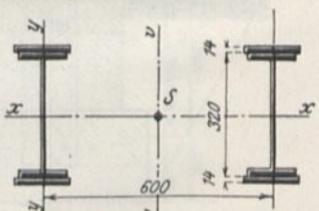


Abb. 203b.

entweder nach Abb. 203a: $2 \perp \text{NP. } 20 + 1 \frac{360}{10} + 2 \frac{80}{10}$ mit $F = 116,4 \text{ cm}^2$, $J_x = 16700 \text{ cm}^4$ und $J_y = 8640 \text{ cm}^4$, daher $\sigma = \frac{155800}{116,4} = 1340$ (zul. 1400) kg/cm^2 ;

oder nach Abb. 203b: $1 \perp \text{NP. } 32 + 2 \frac{140}{14}$ mit $F = 117,0 \text{ cm}^2$, $J_x = 23450 \text{ cm}^4$ und $J_y = 1190 \text{ cm}^4$, daher $\sigma = \frac{155800}{117,0} = 1330$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

Die Diagonalstäbe werden nur durch die wagerechten Kräfte beansprucht. Unter der praktisch zulässigen Annahme, daß jede der gekreuzten Diagonalen eines Feldes das 0,6fache der Kraft aufnimmt, berechnet sich ihre Spannkraft zu $D = \pm 0,6 \cdot 5,0 \cdot \frac{1126}{606} = \pm 5,6 \text{ t}$; $J_{\min} = 2,5 \cdot 6 \cdot 1,13^2$

= 14,3 cm⁴. Gewählt ist 1 \times 65 · 65 · 9 mit $J_{min} = 17,2 \text{ cm}^4$ und $F = (6,5 - 1,6) \cdot 0,9 = 4,4 \text{ cm}^2$ bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen Schenkels; daher $\sigma = \frac{5600}{4,4} = 1280$ (zul. 1400) kg/cm². Zum Anschluß sind 3 einschneittige Niete von 17 mm ϕ mit $3 \cdot 2,27 = 6,8 \text{ cm}^2$ Scherfläche gewählt; daher $\sigma_s = \frac{5,6}{6,8} = 820$ (zul. 1000) kg/cm².

Die Horizontalstäbe erhalten nur geringe Spannkkräfte; sie dienen zur Unterteilung der Knicklänge der freien L-Eisenflansche und sind aus konstruktiven Gründen aus 2 \times 65 · 65 · 9 gebildet.

Abb. 204a. Wind von links.

Abb. 204b. Wind von rechts.

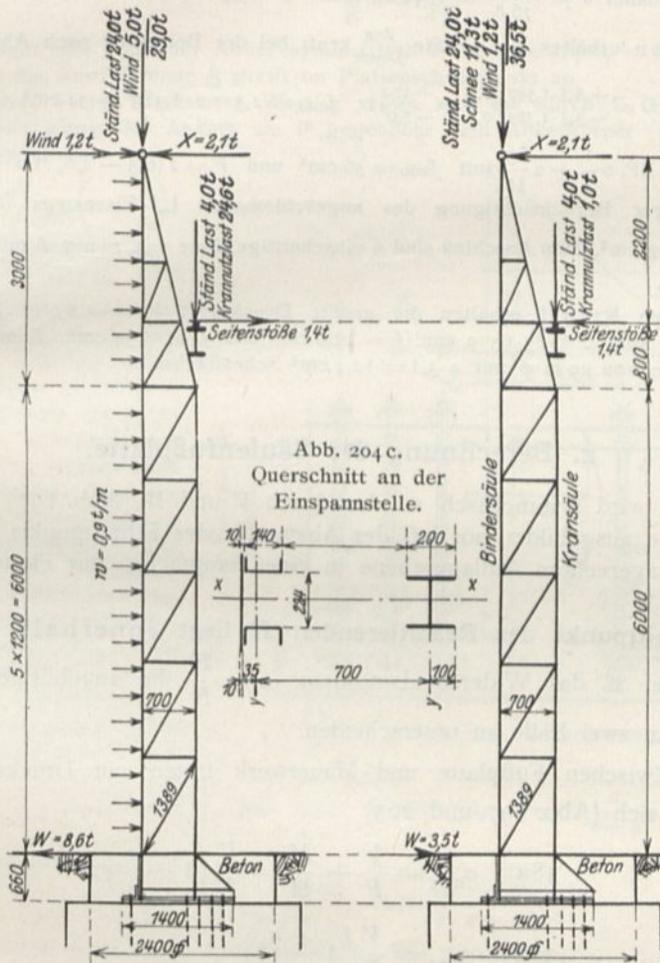
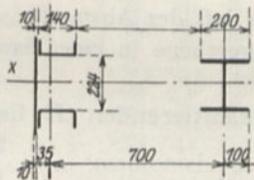


Abb. 204c. Querschnitt an der Einspannstelle.



Aufgabe 44. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte Wandsäule ist nach $\frac{204a}{204b}$ bei Windanfall von links/rechts belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen. $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$; $k_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $k_l = 2 k_s$. $\zeta = 5$.

Auflösung. Die größte Druckkraft in der Kransäule tritt bei der Belastung Abb. 204a ein und berechnet sich zu

$$S'_{min} = 4,0 + 24,6 + \frac{(1,2 - 2,1) 3,0 + 0,9 \cdot 3,0 \cdot 1,5 + 1,4 \cdot 0,8}{0,7} = 28,6 + 3,5 = 32,1 \text{ t}$$

unter dem Kranbahnträger und zu

$$S'_{max} = 4,0 + 24,6 + \frac{(1,2 - 2,1) 9,0 + 0,9 \cdot 9,0 \cdot 4,5 + 1,4 \cdot 6,8}{0,7} = 28,6 + 54,1 = 82,7 \text{ t}$$

an der Einspannstelle; daher die mittlere Spannkraft $S'_m = \frac{1}{2} (32,1 + 82,7) = 57,4 \text{ t}$ und

$$J_x = 2,5 \cdot 57,4 \cdot 6,0^2 = 5170 \text{ cm}^4, \quad J_y = 2,5 \cdot 82,7 \cdot 1,2^2 = 300 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ist H Diff. 20 B mit $F = 70,4 \text{ cm}^2$, $J_x = 5170 \text{ cm}^4$ und $J_y = 1570 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{82700}{70,4} = 1180 \text{ kg/cm}^2$.

Die größte Druckkraft in der Bindersäule tritt bei der Belastung Abb. 204b ein und berechnet sich zu $S''_{\min} = 36,5 \text{ t}$ am Kopf und zu $S''_{\max} = 36,5 + \frac{2,1 \cdot 9,0 + 1,4 \cdot 6,8}{0,7} = 36,5 + 40,6 = 77,1 \text{ t}$ an der Einspannstelle; daher $S''_m = \frac{1}{2}(36,5 + 77,1) = 56,8 \text{ t}$ und (Abb. 204c) $J_x = 2,5 \cdot 56,8 \cdot 9,0^2 = 11500 \text{ cm}^4$, $J_y = 2,5 \cdot 77,1 \cdot 1,2^2 = 280 \text{ cm}^4$. Gewählt sind 2 $\text{L NP. 14} + 1 \frac{360}{10}$ mit $F = 76,8 \text{ cm}^2$, $J_x = 10850 \text{ cm}^4$ und $J_y = 2290 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{77100}{76,8} = 1040 \text{ kg/cm}^2$.

Die Diagonalen erhalten die größte $\begin{matrix} \text{Zug} \\ \text{Druck} \end{matrix}$ kraft bei der Belastung nach Abb. $\begin{matrix} 204a \\ 204b \end{matrix}$ mit

$$D = \frac{+8,6 \cdot 1,389 : 0,7}{-3,5 \cdot 1,389 : 0,7} = \frac{+17,1}{-7,0} \text{ t}; J_{\min} = 2,5 \cdot 7,0 \cdot 1,389^2 = 34 \text{ cm}^4.$$

Gewählt sind 2 $\text{L NP. 6} \frac{1}{2} + 2 \frac{65}{12}$ mit $J_{\min} = 56 \text{ cm}^4$ und $F = 2(6,5 - 2,0)(1,2 + 0,55) = 15,8 \text{ cm}^2$ Fläche bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen L-Eisenstegs (Abb. 242); daher $\sigma = \frac{17100}{15,8} = 1090 \text{ kg/cm}^2$. Zum Anschluß sind 6 einschnittige Niete von 20 mm ϕ mit $6 \cdot 3,1 = 18,6 \text{ cm}^2$ Scherfläche gewählt.

Die wagerechten Riegel erhalten die größte Druckkraft $V = -8,6 \text{ t}$; $J_{\min} = 2,5 \cdot 8,6 \cdot 0,7^2 = 11 \text{ cm}^4$. Gewählt sind 2 $\text{L 65} \cdot 65 \cdot 9$ mit $F = 22,0 \text{ cm}^2$ und $J_{\min} = 34 \text{ cm}^4$. Zum Anschluß dienen 4 einschnittige Niete von 20 mm ϕ mit $4 \cdot 3,1 = 12,4 \text{ cm}^2$ Scherfläche.

2. Berechnung der Säulenfußplatte.

Die Fußplatte wird symmetrisch zu der durch V und W (Abb. 197) bestimmten lotrechten Kraftebene ausgebildet, so daß der Abstand r des Schnittpunkts der Resultierenden R mit der wagerechten Auflagerebene in eine Hauptachse der Platte fällt.

a) Der Schnittpunkt der Resultierenden R liegt innerhalb der Fußplatte.

Ist F die Fläche, \mathfrak{B} das Widerstandsmoment, $\kappa = \frac{\mathfrak{B}}{F}$ die zugehörige Kernweite der Platte, so hat man zwei Fälle zu unterscheiden.

$\alpha)$ $r \leq \kappa$. Zwischen Fußplatte und Mauerwerk treten nur Druckspannungen auf, deren Größtwert sich (Abb. 197 und 205)

$$\text{für } r < \kappa_a \text{ zu} \quad 38a) \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{F} + \frac{M}{\mathfrak{B}} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\kappa_b} \right),$$

$$\text{für } r = \kappa_a \text{ zu} \quad 38b) \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b} \right)$$

berechnet. Ist k_m die zulässige Beanspruchung des Auflagersteins, so ergibt die Bedingung $\sigma_{\max} \leq k_m$ die erforderliche Auflagerfläche F .

Aufgabe 45. Es ist die quadratische Fußplatte der in Aufg. 40 berechneten gußeisernen Säule zu bestimmen. $k_m = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. Mit $F = a^2$, $r = 50 \text{ mm}$ und $\kappa_a = \kappa_b = \frac{a}{6}$ ergibt sich nach Gl. 38a):

$$20 = \frac{40000}{a^2} \left(1 + \frac{5 \cdot 6}{a} \right) \text{ oder } a^3 - 2000a - 60000 = 0 \text{ oder endlich } a = \sim 57 \text{ cm.}$$

Muß die Fußplatte wegen Raummangel in ihren Abmessungen beschränkt oder in bezug auf die Säulenachse unsymmetrisch ausgebildet werden, so wird die Säule zur Herabminderung der größten Druckspannung zwischen Fußplatte und Auflagerstein verankert.

Jeder die Fußplatte mit dem Ankerkörper verbindende Anker wird mit einer gewissen Kraft von vornherein angespannt. Sind f_1, f_2, f_3, \dots die wirksamen Querschnittsflächen der einzelnen, symmetrisch zur Kraftebene angeordneten Anker (Abb. 205), $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \dots$ ihre parallel zur Kraftebene gemessenen Entfernungen vom Plattenschwerpunkt S , so ergeben sich unter der Voraussetzung, daß alle Anker mit derselben Spannung σ_3 angespannt sind, die zur Erzeugung dieser Anfangsspannung erforderlichen Kräfte zu $\beta_1 = f_1 \sigma_3, \beta_2 = f_2 \sigma_3, \dots$, daher die Resultierende

$$39) \quad \beta = \sigma_3 \Sigma f.$$

Aus $\beta z = \beta_1 \zeta_1 + \beta_2 \zeta_2 + \dots$ folgt der parallel zur Kraftebene gemessene Abstand z dieser Resultierenden vom Schwerpunkt S zu

$$40) \quad z = \frac{\Sigma \beta \zeta}{\beta} = \frac{\Sigma f \zeta}{\Sigma f}.$$

Sind Querschnitt und Lage der Anker symmetrisch zur Schwerachse, so ist $\Sigma f \zeta = 0$, daher auch $z = 0$, d. h. die Resultierende β greift im Plattenschwerpunkt an.

Mit dem durch Gl. 14) bestimmten Wert α ergibt sich die durch $V, M = Vr, \beta$ und eine Temperaturniedrigung des Ankers um t^0 gegenüber dem Ankerkörper (vgl. Gl. 16) erzeugte größte Druckspannung zu

$$41) \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{(1 + \alpha)F} \left(1 + \frac{r}{x_b}\right) + \frac{\beta}{F} \left(1 - \frac{z}{x_b}\right) + \frac{\epsilon Et}{1 + \alpha} \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l},$$

wobei das Verhältnis der Ankerfläche f zur Fläche f_m des für den Anker wirksamen Teils des Ankerkörpers für alle Anker gleich groß eingeführt werden darf, da f_m in einer bestimmten, allerdings nur durch Schätzung zu ermittelnden Weise von f abhängt. Aus der Bedingung $\sigma_{\max} \leq k_m$ bestimmt sich die gesuchte Resultierende β . Die zur Berechnung der Ankerquerschnittsfläche f erforderliche zulässige Anfangsspannung k_b erhält man dann wie folgt. Ist σ_z die durch die tatsächlich auftretende Ankerzugkraft Z erzeugte, k_z aber die zulässige Zugbeanspruchung des Ankers, so ergibt sich nach Gl. 15):

$$f k_b = \frac{1}{1 + \alpha} (f \sigma_z + \epsilon Et f \frac{l_m}{l}) \text{ und nach Gl. 16): } f k_z = f \sigma_z + \frac{2}{1 + \alpha} \epsilon Et f \frac{l_m}{l};$$

aus beiden Gleichungen folgt:

$$42) \quad k_b = \frac{1}{1 + \alpha} \left(k_z - \epsilon Et \frac{l_m}{l} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha}\right).$$

Für die praktische Anwendung darf man aus den bei Gl. 16) erörterten Gründen $\alpha = 0$ setzen, also die Resultierende β aus der Gleichung

$$41 a) \quad \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{x_b}\right) + \frac{\beta}{F} \left(1 - \frac{z}{x_b}\right) + \epsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \leq k_m$$

und die zulässige Anfangsspannung aus der Gleichung

$$42 a) \quad k_b = k_z - \epsilon Et \frac{l_m}{l}$$

bestimmen; man berücksichtigt dabei die Vernachlässigung von α durch den erniedrigten Spannungswert $k_z = \frac{800}{1000} \text{ kg/cm}^2$ ohne Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Die Säulenanker liegen meistens im Ankerkörper dicht eingeschlossen, so daß ein Temperaturunterschied zwischen beiden nicht zu berücksichtigen, in den Gl. 41) und 42) daher $t = 0$ einzuführen ist.

Außer den Zugkräften haben die Anker noch die wagerechte Seitenkraft W durch ihren Scherwiderstand zu übertragen, soweit sie nicht durch den Reibungswiderstand zwischen Fußplatte und Ankerkörper aufgenommen wird.

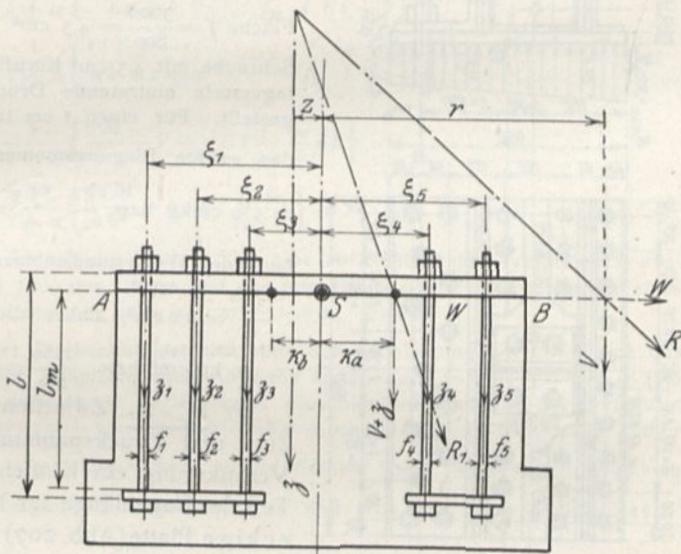


Abb. 205. Verankerung.

Die dann nach Gl. 38 b) berechnete größte Druckspannung

$$44) \quad \sigma_{\max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{V}{F} \frac{z+r}{z+\kappa_a} + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{\kappa_a}{z+\kappa_a} \right\}$$

muß $\leq k_m$ sein.

Ist $V=0$, so wird $Vr=M$ und Gl. 43) und 44) gehen über in

$$45a) \quad \beta = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{z + \kappa_a} + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{F \kappa_a}{z + \kappa_a} \right\},$$

$$46a) \quad \sigma_{\max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{F(z + \kappa_a)} + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{\kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}.$$

Für die rechteckige Platte (Abb. 207) wird mit $\kappa_a = \kappa_b = \frac{b}{6}$:

$$45b) \quad \beta = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ V \frac{6r - b}{6z + b} + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{a b^2}{6z + b} \right\},$$

$$46b) \quad \sigma_{\max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12V}{ab} \frac{z+r}{6z+b} + 2\varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{b}{6z+b} \right\},$$

und insbesondere mit $z=0$:

$$45c) \quad \beta = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{6M}{b} - V + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} ab \right\},$$

$$46c) \quad \sigma_{\max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12M}{ab^2} + 2\varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \right\}.$$

Aufgabe 47a. Die in Aufg. 42 berechnete Säule erhält eine zur Säulenachse symmetrisch ausgebildete rechteckige Fußplatte nach Abb. 202 zu $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 + 48,0 \cdot 0,303 = 54,3$ mt, die gleichzeitig auftretende Vertikalkraft einschließlich des auf der Fußplatte ruhenden Betongewichtes zu $V = 24,0 + 1,2 + 2 \cdot 30,0 + 48,0 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,65 \cdot 2,2 = 136,6$ t, daher

$r = \frac{54,3}{136,6} = 0,40$ m $> \frac{\kappa}{6} = \frac{1,6}{6} = 0,27$ m. Die danach erforderlichen Anker werden mit gleichem Querschnitt symmetrisch zum Schwerpunkt S angeordnet, so daß sich mit $z=0$ nach Gl. 45 c):

$$\beta = \frac{6 \cdot 54,3}{1,6} - 136,6 = 67,0 \text{ t ergibt.}$$

b) Ohne Deckennutz- und Schneelast wird $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 = 39,8$ mt; $V = 24,0 + 1,2 + 60,0 + 3,4 = 88,6$ t; $r = \frac{39,8}{88,6} = 0,45 > \frac{\kappa}{6}$; daher $\beta = \frac{6 \cdot 39,8}{1,6} - 88,6 = 60,7$ t.

Auf jeden der angeordneten 8 Anker entfällt daher die größte Zugkraft $\frac{67,0}{8} = 8,4$ t; gewählt sind Anker von $1\frac{1}{2}'' \phi$ mit $8,4$ cm² Kernfläche. Die größte Pressung des Auflagersteins ergibt sich nach Gl. 46 c) zu $\sigma_{\max} = \frac{12 \cdot 54,3 \cdot 10^9}{64 \cdot 160^2} = 40,0$ kg/cm².

c) Bei voller Belastung wird $M = 39,8$ mt und $V + \beta = 35,2 + 2(30,0 + 48,0) + 0,64 \cdot 1,6 \cdot 0,65 \cdot 2,2 + 67,0 = 259,7$ t; daher $\sigma_{\max} = \frac{259700}{64 \cdot 160} + \frac{3980000 \cdot 6}{64 \cdot 160^2} = 25,4 + 14,6 = 40,0$ kg/cm².

Aufgabe 47b. Die in Aufg. 42 berechnete Säule wird aus dem in Abb. 203 b dargestellten Querschnitt ($2 \text{ I-NP. } 32 + 4 \frac{140}{14}$) ausgeführt, auf Beton ($k = 30$ kg/cm²) aufgelagert und durch 2 symmetrisch zur Säulenachse angeordnete Anker von $2'' \phi$ ($F_z = 2 \cdot 14,9 = 29,8$ cm²; $k_z = 1,0$ t/cm²) niedergehalten. Es sollen unter der Voraussetzung $\alpha=0$ und $t=0$ die Länge b und Breite a der rechteckigen Auflagerplatte bestimmt werden.

Auflösung. Führt man für das Gewicht der auf der Fußplatte lagernden Betonschicht hinreichend genau die in Aufg. 47a ermittelten Werte ein, so erhält man mit $\beta = 29,8 \cdot 1,0 = 29,8$ t und $z=0$ für die 3 Belastungsfälle der Aufg. 47a:

$$a) \text{ aus Gl. 45 c): } 29,8 = \frac{6 \cdot 54,3}{b} - 136,6, \text{ daher } b = 1,96 \text{ m;}$$

$$\text{aus Gl. 46 c): } 300 = \frac{12 \cdot 54,3}{a \cdot 1,96^2}, \text{ daher } a = 0,57 \text{ m;}$$

$$b) \text{ aus Gl. 45c): } 29,8 = \frac{6 \cdot 39,8}{b} - 88,6, \quad \text{daher } b = 2,02 \text{ m};$$

$$\text{aus Gl. 46c): } 300 = \frac{12 \cdot 39,8}{a \cdot 2,02^2}, \quad \text{daher } a = 0,39 \text{ m};$$

c) mit $b = 2,1 \text{ m}$ und $V + \beta = 259,7 - 67,0 + 29,8 = 192,7 + 29,8 = 222,5 \text{ t}$ wird $300 = \frac{222,5}{a \cdot 2,1} + \frac{6 \cdot 39,8}{a \cdot 2,1^2}$, daher $a = 0,35 + 0,18 = 0,53 \text{ m}$. Wird darnach eine Platte $b = 2,1 \text{ m}$ und $a = 0,54 \text{ m}$ gewählt, so ergeben sich für die 3 Belastungsfälle folgende Beanspruchungen:

$$a) \sigma = \left(\frac{136,6 + 29,8}{54 \cdot 210} \pm \frac{5430 \cdot 6}{54 \cdot 210^2} \right) 10^3 = 14,7 \pm 13,7 = \begin{matrix} + 28,4 \\ + 1,0 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2;$$

$$b) \sigma = \left(\frac{88,6 + 29,8}{54 \cdot 210} \pm \frac{3980 \cdot 6}{54 \cdot 210^2} \right) 10^3 = 10,5 \pm 10,3 = \begin{matrix} + 20,8 \\ + 0,2 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2;$$

$$c) \sigma = \left(\frac{222,5}{54 \cdot 210} \pm \frac{3980 \cdot 6}{54 \cdot 210^2} \right) 10^3 = 19,7 \pm 10,3 = \begin{matrix} + 30,0 \\ + 9,4 \end{matrix} \text{ kg/cm}^2.$$

b) **Der Schnittpunkt der Resultierenden R liegt außerhalb der Fußplatte.** Die Säule muß entweder mit dem Fundament verankert oder eingespannt werden.

α) Verankerung der Säule. Zur Berechnung der Anker dienen die Gl. 40) bis 46) unter der auch hier gültigen Voraussetzung, daß ein Lüften der Fußplatte nicht eintreten soll.

Aufgabe 48. Es sollen die Isolatorstützen A und B (Abb. 201c) samt den zugehörigen Querträgern berechnet werden. $k = \frac{1200}{1500} \text{ kg/cm}^2$ für das Kreuzungsfeld; $k_2 = 0,75 k$ für die Anker. $\epsilon = 4$. $\alpha = 0$. $t = 0$.

Auflösung. Der Seilzug beträgt im Kreuzungsfeld 140 kg , Nachbarfeld 190 kg , daher das Moment für den Querschnitt $a-a$ der Isolierstütze (Abb. 201d) $M = \frac{140 \cdot 6}{190 \cdot 6} = \frac{840}{1140} \text{ cmkg}$; bei $20 \text{ mm } \phi$ und $0,785 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment ergibt sich die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{840 : 0,785}{1140 : 0,785} = \frac{1070}{1450} \text{ kg/cm}^2$. Das Einspannungsmoment für den Querschnitt $b-b$ (Abb. 201d) ergibt sich zu $M = \frac{140 \cdot 15}{190 \cdot 15} = \frac{2100}{2850} \text{ cmkg}$, die Kernweite des ringförmigen Druckquerschnitts (Abb. 201e) zu $x = \frac{40}{8} \left[1 + \left(\frac{26}{40} \right)^2 \right] = 7,1 \text{ mm}$, folglich nach Gl. 45a) mit $z = 0$ die Zugkraft $\beta = \frac{2100 : 0,71}{2850 : 0,71} = \frac{3000}{4000} \text{ kg}$ und mit $F_x = M = 5,17 \text{ cm}^3$ nach Gl. 46a) die größte Pressung in der Ringfläche zu $\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 2100 : 5,17}{2 \cdot 2850 : 5,17} = \frac{810}{1100} \text{ kg/cm}^2$. Da der Anker im Schwerpunkt des Einspannungsquerschnitts angeordnet ist, tritt eine Zugkraft Z infolge des Moments M nicht auf; und da auch ein Temperaturunterschied zwischen Anker und \perp -Eisen als Ankerkörper nicht in Betracht kommt, so ist die berechnete Kraft β die größte überhaupt im Anker auftretende Zugkraft. Bei 25 mm Schaftdurchmesser hat der Anker eine Kernfläche von $3,58 \text{ cm}^2$, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma_z = \frac{3000 : 3,58}{4000 : 3,58} = \frac{840}{1120} \left(\text{zul. } \frac{900}{1125} \right) \text{ kg/cm}^2$.

Die Betrachtung der Isolierstütze als eines Balkens auf 2 Stützen würde zu dem Stützmoment $M = \frac{140 \cdot 15,5}{190 \cdot 15,5} = \frac{2170}{2950} \text{ cmkg}$ und daher bei $1,73 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment des Ankers zu der Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{1260}{1690} \text{ kg/cm}^2$ führen.

Jedes der beiden, am Ort der Isolatorstützen nach Abb. 201d miteinander verbundenen Querträger- \perp -Eisen erleidet zunächst durch Seilzug und Winddruck in der Achse $\xi\xi$ das Moment $M_\xi = \frac{1}{2} (140 + 25) \cdot 47 = 3880 \text{ cmkg}$. Durch das Verdrehungsmoment $M_d = 140 \cdot 21,25 = 2975 \text{ cmkg}$ entstehen die senkrechten Stützdrücke $N = \pm \frac{2975}{35,8} = \text{rund } \pm 90 \text{ kg}$, daher in der Achse $\eta\eta$ das Moment $M_\eta = \pm 90 \cdot 47 = \pm 4230 \text{ cmkg}$. Der Querträger B erhält endlich noch die Zugkraft 190 kg und in der Achse $\eta\eta$ das Zusatzmoment $M'_\eta = 190 \cdot 20,75 = 3930 \text{ cmkg}$. Das mit Rücksicht auf die für den Anker erforderliche Flanschbreite gewählte \perp NP. $10\frac{1}{2}$ hat $F = 17,3 \text{ cm}^2$, $W_\xi = 54,7 \text{ cm}^3$,

Die Ankergegenplatten $\frac{300 \cdot 170}{110 \cdot 110}$ (Abb. 209b) ergeben die Mauerpressung $\sigma_m = \frac{5960 : 510}{1250 : 121} = \frac{11,7}{10,3} \text{ kg/cm}^2$; sie erleiden für 1 cm Breite das größte Moment $\mathfrak{M} = \frac{1}{2} \cdot 11,7 \cdot 1 \cdot 5,75^2 = \frac{193}{156} \text{ cmkg}$, daher bei $\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 2,5^2 = 1,0 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment die Biegungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{193}{156} \text{ kg/cm}^2$.

β) Einspannung der Säule. Die senkrechte Seitenkraft V (Abb. 197) wird durch eine wagerechte Fußplatte, das Moment $M = Vv + Ww = Rr$ aber durch das Gegenmoment zweier vom Fundament ausgehenden wagerechten Kräfte (Abb. 210) aufgenommen. Ist d die Breite, e die Höhe der wirksamen Druckfläche des Fundamentkörpers, so erzeugt die wagerechte Seitenkraft W die überall gleiche Druckspannung $\sigma = \frac{W}{de}$ und das Moment

$\mathfrak{M} = M + W \frac{e}{2}$ die größte Biegungsspannung $\sigma_b = \frac{6 \mathfrak{M}}{de^2}$; aus $\sigma + \sigma_b \leq k_m$ ergibt sich die kleinste erforderliche Einspannhöhe zu

$$48) \quad e = \frac{2W}{dk_m} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} dk_m \frac{M}{W^2}} \right).$$

Die tatsächliche Einmauerungstiefe t wird zu $e + 50$ bis $e + 100 \text{ mm}$ gewählt.

Damit der hier durchweg aus Beton bestehende Einspannkörper in den Ebenen I bis I (Abb. 210) nicht abgeschert wird, muß die Breite x für 1 cm Höhe der Gleichung $2x \cdot 1 \cdot k_s = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max}$ genügen, wo k_s die mittlere zulässige Scherbeanspruchung des Betons ist; aus ihr ergibt sich

$$49) \quad x = \frac{d \sigma_{\max}}{2 k_s}.$$

Damit der Beton in der Ebene II bis II nicht abgerissen wird, muß die Länge y der Gleichung $2y \cdot 1 \cdot k_z = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max}$ genügen; da für Beton $k_z = k_s$ eingeführt werden darf, ergibt sich

$$49a) \quad y = x.$$

Damit endlich durch das Biegemoment $d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{d}{8}$ der zwischen den Ebenen I bis I gelegene Betonteil nicht überanstrengt wird, muß x auch der Gleichung $1 \cdot \frac{x^2}{6} \cdot k_b = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{d}{8}$ genügen, aus der sich mit $k_b = k_s$ der Wert

$$49b) \quad x = \frac{d}{2} \sqrt{\frac{3 \sigma_{\max}}{k_s}}$$

ergibt. In der Ebene F—F hat der Fundamentkörper sämtliche Kräfte und Momente aufzunehmen.

Aufgabe 51. Die in Aufg. 41 berechnete Säule (einstielige Bahnsteighalle) ist nach Abb. 211 in ein Betonfundament eingespannt, dessen zulässige Beanspruchung auf Druck $k = \frac{20}{25} \text{ kg/cm}^2$ ohne Berücksichtigung des Winddrucks, auf Zug und Abscheren $k_z = k_s = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ beträgt. Es sollen Einspannungstiefe und Fundamentabmessungen berechnet werden.

Auflösung. Nach Aufg. 41 und Abb. 211 berechnet sich $V = 10000 \text{ kg}$, $W = 1330 \text{ kg}$ und $M = 16690 + 1330 \cdot 0,1 = 16820 \text{ mkg}$, daher mit $d = 300 \text{ mm}$ nach Gl. 48): $e = \frac{2 \cdot 1330}{30 \cdot 25}$

$\left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} \cdot 30 \cdot 25 \cdot \frac{1682000}{1330^2}} \right) = 120 \text{ cm}$. Nach Gl. 49) und 49a) wird $x = y = \frac{30 \cdot 25}{2 \cdot 4,5} = 83 \text{ cm}$; gewählt ist $x = y = 85 \text{ cm}$, so daß sich nach Gl. 49b) die Biegungsspannung zu $\sigma_z = \frac{3}{4} \cdot 30^2 \cdot \frac{25}{85^2} = 2,4 \text{ (zul. } 4,5) \text{ kg/cm}^2$ ergibt.

In der Ebene F—F ist $V = 10000 + 2,1 \cdot 2,0 \cdot 1,3 \cdot 2200 + 300$ (Gewicht des Säulenfußes) $= 22300 \text{ kg}$, $W = 1330 \text{ kg}$, $M = 16690 + 1330 \cdot 1,3 = 18420 \text{ mkg}$, daher die Spannungen im Beton $\sigma = \frac{22300}{200 \cdot 210} \pm \frac{1842000 \cdot 6}{200 \cdot 210^2} = 0,53 \pm 1,25 = \frac{+1,8 \text{ (Druck)}}{-0,7 \text{ (Zug)}} \left(\text{zul. } \frac{20}{4,5} \right) \text{ kg/cm}^2$.

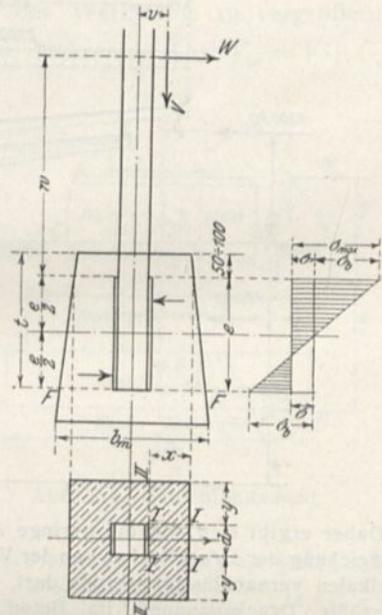


Abb. 210. Säuleneinspannung.

Aufgabe 52. Für den in Aufg. 42 berechneten Freileitungsmast sollen die im Betonfundament (Abb. 201) auftretenden größten Spannungen berechnet werden.

Auflösung. Nach Abb. 201 ist $t = 1800$ mm, daher $e = 1800 - 100 = 1700$ mm, $d = 2 \cdot 70 = 140$ mm. Ferner berechnet sich nach Aufg. 42 Horizontalkraft und Biegemoment in der

$$\begin{aligned} x\text{-Achse zu } W_x &= 640 + 500 = 1140 \text{ kg}; & M_x &= 5150 + 2500 + 1140 \cdot 0,95 = 8730 \text{ mkg}; \\ y\text{-Achse zu } W_y &= 700 + 460 = 1160 \text{ kg}; & M_y &= 5730 + 2170 + 1160 \cdot 0,95 = 9000 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

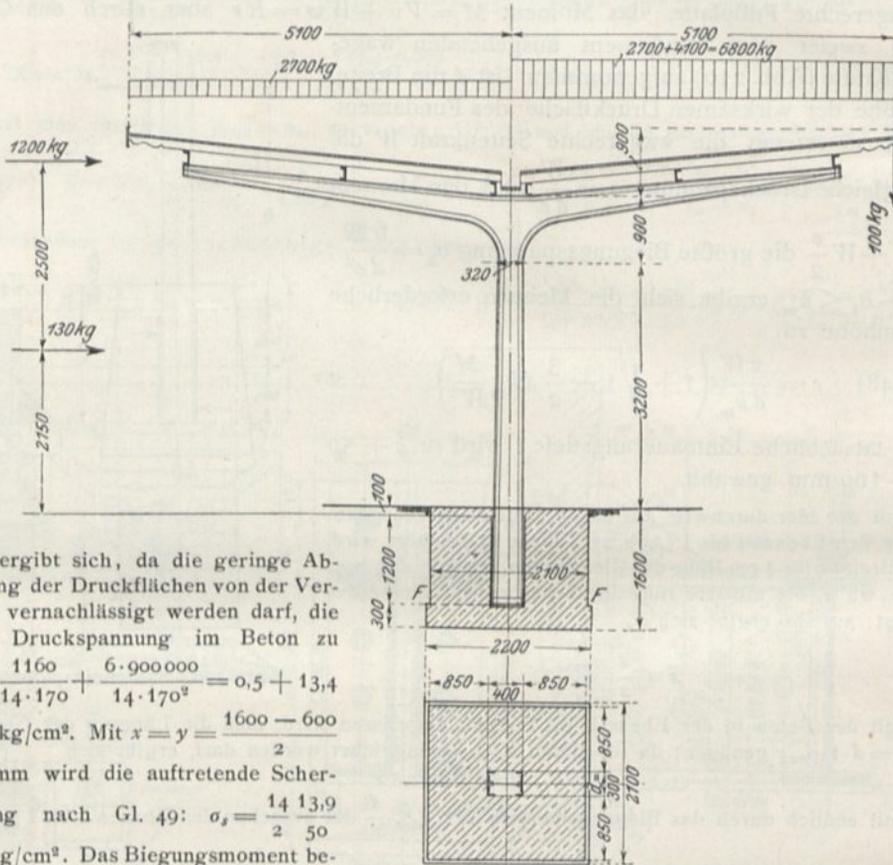


Abb. 211. Einstielige Bahnsteighalle.

Daher ergibt sich, da die geringe Abweichung der Druckflächen von der Vertikalen vernachlässigt werden darf, die größte Druckspannung im Beton zu

$$\sigma_{\max} = \frac{1160}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 9000000}{14 \cdot 170^2} = 0,5 + 13,4 = 13,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit $x = y = \frac{1600 - 600}{2} = 500$ mm wird die auftretende Scherspannung nach Gl. 49: $\sigma_s = \frac{14 \cdot 13,9}{2 \cdot 50} = 2,0 \text{ kg/cm}^2$. Das Biegemoment berechnet sich für 1 cm Höhe zu

$$M = 1 \cdot 7 \cdot 13,9 \cdot \frac{1}{2} = 340 \text{ cmkg},$$

daher die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{340 \cdot 6}{1 \cdot 50^2} = 0,8 \text{ kg/cm}^2$. Gleichzeitig mit σ_s tritt im Querschnitt

I—I noch eine durch W_x und M_x erzeugte Zugspannung σ_z auf; mit $\sigma'_z = \frac{1140}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 873000}{14 \cdot 170^2}$

$= 0,5 + 13,0 = 13,5 \text{ kg/cm}^2$ wird $\sigma_z = \frac{1 \cdot 14 \cdot 13,5}{2 \cdot 50} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$, so daß sich die Hauptspannung genau genug zu $\sigma = 0,35 \cdot 1,9 + 0,65 \sqrt{1,9^2 + 4 \cdot 2,0^2} = 3,5 \text{ kg/cm}^2$ berechnet.

3. Berechnung der Auflagerung.

Auf die Fuge CD zwischen Werkstein und Ziegel- oder Betonmauerwerk (Abb. 212) wirkt

$$\begin{aligned} \text{die lotrechte Last } V_w &= V + 3 + G_w & (G_w &= \text{Gewicht des Werksteins}) \\ \text{das Moment } M_w &= M - 3z + Wt_w & (t_w &= \text{Höhe des Werksteins}). \end{aligned}$$

Sind a_w und b_w die Abmessungen des rechteckigen Werksteins, so ergeben sich die Spannungen

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{V_w}{a_w b_w} \pm \frac{6 M_w}{a_w b_w^2}.$$

Auflösung. Auf die Fundamentsohle wirkt nach Aufg. 51 und Abb. 211 die lotrechte Last $V_m = 10,0 + 0,3 + 2,2 \cdot 2,1 \cdot 1,6 \cdot 1,6 + (2,1 \cdot 2,0 \cdot 1,3 + 2,2 \cdot 2,1 \cdot 0,3)(2,2 - 1,6) = 10,3 + 11,8 + 4,1 = 26,2 \text{ t}$ und das Moment $M_m = 16690 + 1330 \cdot 1,6 = 18820 \text{ mkg}$; daher $r_m = \frac{18820}{26200} = 0,72 \text{ m} > r = \frac{2,2}{6} = 0,37 \text{ cm}$; $c_m = \frac{2,2}{2} - 0,72 = 0,38 \text{ m}$ und $\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 26200}{3 \cdot 38 \cdot 210} = 2,2 \text{ kg/cm}^2$.

B. Konstruktion der Säulen.

Wird eine Säule nur auf Druck beansprucht, so kann sie sowohl aus Guß- als auch aus Flußeisen hergestellt werden. Um hierbei nach allen Richtungen die gleiche Knicksicherheit zu haben, sollen die Trägheitsmomente für die beiden Hauptschwerachsen gleich groß sein; diese Forderung ist aber für einfache Querschnitte nur bei den kreis-, quadrat- und kreuzförmigen erfüllt, die andererseits nur in wenigen Fällen konstruktiv zweckmäßig sind. Man setzt daher die Säulenquerschnitte aus einzelnen Teilen derart zusammen, daß die Trägheitsmomente für die beiden Hauptschwerachsen wenigstens annähernd gleich groß sind. Um dann bei möglichst kleiner Querschnittsfläche ein möglichst großes Trägheitsmoment zu erzielen, müssen die Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt liegen.

Beispielsweise hat ein Kreisquerschnitt von 120 mm ϕ 113,1 cm² Fläche und 1020 cm⁴ Trägheitsmoment, dagegen der Kreisringquerschnitt von 200 mm äußerem und 160 mm innerem Durchmesser bei demselben Flächeninhalt ein Trägheitsmoment von 4640 cm⁴.

Treten außer den Druck- auch nennenswerte Biegungsspannungen in einer Säule auf, so wird sie durchweg aus Flußeisen hergestellt.

I. Gußeiserne Säulen.

1. Querschnittsform.

Die gebräuchlichste Querschnittsform ist die kreisringförmige (Abb. 213), die den eben aufgestellten Bedingungen: Trägheitsmomente für alle Schwerachsen gleich groß, Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt, vollkommen entspricht.

Der früher bei der Überdeckung weitgespannter Schaufensteröffnungen vielfach angewendete H- oder kastenförmige oder auch aus beiden Formen zusammengesetzte Querschnitt (Abb. 214) kommt heute nur noch selten zur Verwendung, da die flußeisernen Säulen bei größerer Tragfähigkeit eine geringere Breite erfordern, daher ein Mehr an Lichtweite für die Öffnung ergeben.

Die Säulen werden meist liegend gegossen; da hierbei infolge der Durchbiegung des Kerns und des Auftriebs des flüssigen Eisens leicht ungleiche Wandstärken nach Abb. 215 entstehen, so soll die Wanddicke mindestens 10, besser 12 bis 15 mm betragen.

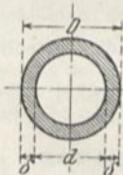


Abb. 213.

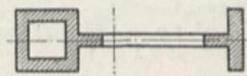


Abb. 214.

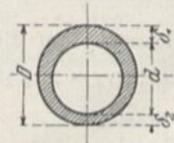


Abb. 215.

Nach DIN 1000 darf der Unterschied der Wanddicken eines Querschnitts, der überall mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben muß, bei Säulen bis zu 400 mm mittlerem Durchmesser und 4 m Länge die Größe von 5 mm nicht überschreiten. Bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge wird der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und für je 1 m Mehrlänge um je $\frac{1}{2}$ mm erhöht.

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Wandstärke ist durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal in zwei einander gegenüberliegenden Punkten, bei liegend gegossenen Säulen in der dem etwaigen Durchsacken des Kerns entsprechenden Richtung nachzuweisen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

Die Schwierigkeit der Erzeugung einer gleichmäßigen Wanddicke wächst mit der Länge der Säule, deren Grenze etwa 8 m ist. Aber schon bei Säulen von mehr als 4 bis 5 m Länge empfiehlt es sich, den Schaft in mehreren Teilen gießen zu lassen und die einzelnen Teile nach Abb. 216 aufeinander zu pfropfen. Der obere Teil erhält hierbei eine um die Wanddicke δ zurückgesetzte ringförmige Anschlagleiste von etwa $1,5\delta$ Höhe zur Verhinderung einer seitlichen Verschiebung. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung müssen die Außen- und Innenkanten der einzelnen Teile senkrecht übereinander liegen und die wagerechten Druckflächen entweder durch Bearbeitung oder durch Zwischenschaltung einer 2 bis 3 mm starken Bleiplatte zur vollständigen Berührung gebracht werden; mit Rücksicht auf die Knicksicherheit werden die Trennungsfugen in der Nähe des Kopfes oder Fußes angeordnet.

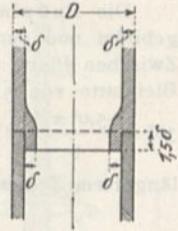


Abb. 216.

2. Kopf- und Fußausbildung.

Kopf und Fuß werden als quadratische, rechteckige, seltener runde wagerechte Platten ausgebildet, die mit dem Schaft durch lotrechte Rippen verbunden sind; die Zahl der Rippen beträgt je nach der Größe der zu übertragenden Last 4 bis 16.

a) Bei wenig belasteten Säulen von geringer Höhe werden Kopf, Schaft und Fuß in einem Stück gegossen.

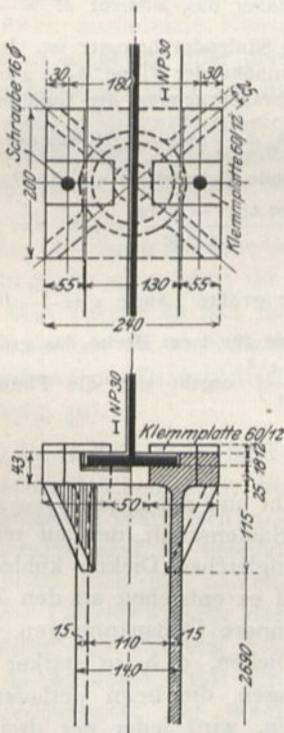


Abb. 217. Säulenkopf.

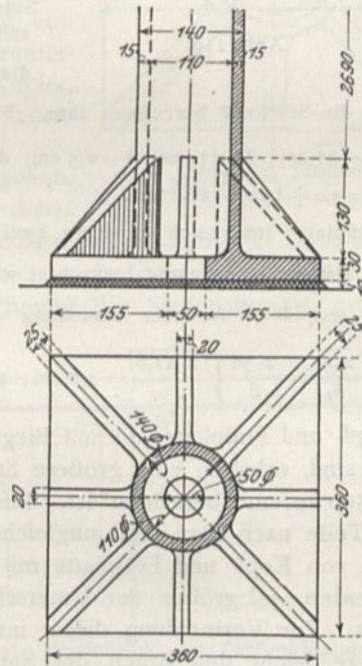


Abb. 218. Säulenfuß.

Aufgabe 56. Es soll Kopf und Fuß der in Aufg. 37 berechneten gußeisernen Säule entworfen werden.

Auflösung. Die Ausführung ist in Abb. 217 und 218 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein I-NP. 30 auflagert.

Die 25 mm starke rechteckige Kopfplatte ist mit 18 mm hohen seitlichen Anschlagleisten versehen und durch 4 Diagonalrippen von 25 mm Stärke und 115 mm Höhe gegen den Säulenschaft abgestützt; um einseitige Kantenpressungen zu vermeiden, ist die Platte an der Oberfläche nach

Art der Gleitlager gewölbt, so daß der Druck des Trägers in der Säulenchse angreift. Um die freie Drehbarkeit des Trägers zu wahren, ist er mit der Kopfplatte in der Säulenchse durch Klemmplatten verbunden, das sind Flacheisen, die mit der Platte fest verschraubt sind und sich auf die unteren Trägerflanschen legen, so daß die entstehende Reibung eine Verschiebung des Säulenkopfes verhindert.

Die Fußplatte (Abb. 218) ist quadratisch mit 360 mm Seitenlänge und 30 mm Dicke ausgebildet und durch 8 Rippen von 25 mm Stärke und 130 mm Höhe gegen den Schaft abgestützt. Zwischen Platte und Mauerwerk ist zur Herbeiführung einer gleichmäßigen Druckverteilung eine Bleiplatte von 5 bis 6 mm oder eine Zementschicht von 10 bis 20 mm Stärke einzuschalten. Bei

$$36^2 - \frac{5,0^2 \pi}{4} = 1280 \text{ cm}^2 \text{ Auflagerfläche ergibt sich der Druck auf das Ziegelmauerwerk in ver-}$$

$$\text{längertem Zementmörtel zu } \sigma_m = \frac{15000}{1280} = 11,8 \text{ kg/cm}^2.$$

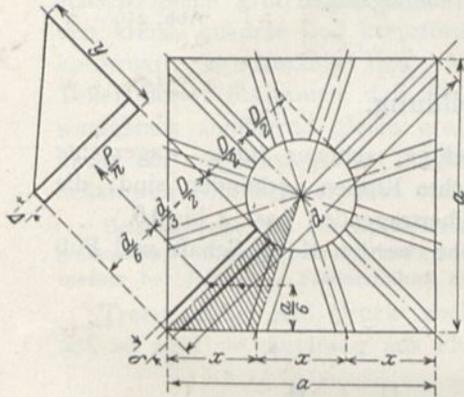


Abb. 219.

Wird die Fußplatte durch n Rippen (Abb. 219) mit dem Säulenschaft verbunden, so entfällt auf jede Rippe von der gesamten Säulenlast P der Betrag P/n , und zwar setzt sich P/n aus den beiden gleichen Teilen zusammen, die jedes der der Rippe benachbarten dreieckigen Felder (von denen eins in Abb. 219 durch Strichlage hervorgehoben ist) überträgt. Ist a die Seitenlänge der quadratischen Platte, so wirkt in jedem Dreieckfeld die Mittelkraft P/n im Dreiecksschwerpunkt, also um $a/6$ von der Plattenkante entfernt; für die Rippe greift daher die Kraft P/n im Abstand $d/6$ an, wenn d die Länge der am weitesten ausladenden Diagonalrippe ist. Für diese ergibt sich daher das Moment $M = \frac{P}{n} \left(\frac{d}{3} - \frac{D}{2} \right)$,

wenn D der äußere Säulendurchmesser ist. Ist nun δ die Stärke, y die Gesamthöhe der Rippe, $k_b = 250 \text{ kg/cm}^2$ die zulässige Biegebungsbeanspruchung des Gußeisens, so folgt

$$\text{die Gleichung } \delta y^2 k_b = \frac{P}{n} (2d - 3D), \text{ aus der sich bei ge-}$$

gebenem y die Stärke δ berechnen läßt. Für das vorliegende Beispiel ist $n = 8$, $P = 15000 \text{ kg}$, $d = 36 \sqrt{2} = 51 \text{ cm}$, $D = 14 \text{ cm}$, $\delta = 2,5 \text{ cm}$, daher $y^2 = \frac{15000 \cdot 2 \cdot 51 - 3 \cdot 14}{8 \cdot 2,5 \cdot 250} = 180$; $y = 13,4 \text{ cm}$; gewählt ist $y = 3,0 + 13,0 = 16,0 \text{ cm}$.

Die Fußplatte trägt sich zwischen zwei Rippen auf die größte Länge $x = \frac{4a}{n}$ frei und darf als an den Rippen eingespannt betrachtet werden, so daß sie für 1 cm Breite das größte Moment $M = \frac{\sigma_m \cdot x^2}{12}$ erleidet. Aus der Gleichung $\frac{1 \cdot \Delta^2}{6} k_b = \frac{\sigma_m}{12} \left(\frac{4a}{n} \right)^2$ ergibt sich die Plattenstärke zu $\Delta = \frac{2a}{n} \sqrt{\frac{2\sigma_m}{k_b}} = \frac{2 \cdot 36}{8} \sqrt{\frac{2 \cdot 11,8}{250}} = 2,8 \text{ cm}$; gewählt sind 3,0 cm.

b) Kopf- und Fußplatte, die auf Biegung beansprucht und daher mit $k_b = 250 \text{ kg/cm}^2$ berechnet sind, erhalten eine größere Stärke als der Säulenschaft, der auf reinen Druck mit $k = 500 \text{ kg/cm}^2$ berechnet ist. Infolge dieser ungleichen Dicken kühlen sich die einzelnen Teile nach dem Guß ungleichmäßig ab, und es entstehen an den Zusammenstoßstellen von Kopf- und Fußplatte mit dem Schaft innere Gußspannungen, die um so größer werden, je größer der Unterschied in den Dicken, d. h. je stärker die Säule belastet ist. Zur Vermeidung dieser inneren Spannungen, die beim Verladen oder bei der Montage leicht den Bruch der Säule herbeiführen, wird jeder der drei Teile bei größeren Säulen für sich gesondert gegossen, um bei jedem Teil überall annähernd gleiche Wandstärken zu erzielen; die einzelnen Teile werden entsprechend der Abb. 216 aufeinander gepfropft. Der gesonderte Guß des Fußes bringt daneben den Vorteil der leichteren Montage mit sich.

Aufgabe 57. Es ist der Fuß der in Aufg. 40 und 45 berechneten Gußsäule zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Abb. 220 dargestellt. Die Fußplatte hat die Fläche $F = 57^2 - \frac{5^2 \cdot \pi}{4} = 3230 \text{ cm}^2$ und das Widerstandsmoment $W = \left(\frac{57^4}{12} - \frac{\pi \cdot 5^4}{64} \right) : 28,5 = 30860 \text{ cm}^3$, so daß sich

nach Aufg. 40 die größte Pressung zwischen Platte und Mauerwerk zu $\sigma_{\max} = \frac{40000}{3230} + \frac{40000 \cdot 5}{30860} = 12,4 + 6,5 = 18,9 \text{ kg/cm}^2$ ergibt. Für die Diagonalrippe darf man hinreichend genau mit der mittleren Pressung $\sigma_m = \frac{18,9 + 12,4}{2} = 15,7 \text{ kg/cm}^2$ rechnen, so daß sich $\frac{P}{n} = \frac{57^2}{8} \cdot 15,7 = 6400 \text{ kg}$ und mit $d = 57 \sqrt{2} = 80 \text{ cm}$, $D = 25 \text{ cm}$, $\delta = 4 \text{ cm}$ die Rippenhöhe aus der Gleichung $y^2 = 6400 \frac{2 \cdot 80 - 3 \cdot 25}{4 \cdot 250} = 544$ zu $y = 23,3 \text{ cm}$ ergibt; vorhanden sind $5,0 + 20,0 = 25,0 \text{ cm}$. Bei der Berechnung der Plattenstärke führt man $\sigma_m = \sigma_{\max} = 18,9 \text{ kg/cm}^2$ ein und berücksichtigt die Abnahme der Pressung durch die Erhöhung der zulässigen Biegebbeanspruchung auf $k_b = 300 \text{ kg/cm}^2$; es ergibt sich dann $A = 2,57 \sqrt{\frac{2 \cdot 18,9}{300}} = 5 \text{ cm}$.

Durch eine in der Säulennachse angebrachte Steinschraube kann das Fußstück nach der Aufstellung gegen zufällige oder böswillige Verschiebung geschützt werden.

3. Trägerauflagerung.

a) Lagert ein Träger auf einer Gußsäule auf, so hat man dafür zu sorgen, daß der Stützdruck des Trägers möglichst zentrisch, d. h. in der Achse der Säule übertragen wird, um Biegungsspannungen tunlichst zu vermeiden; weit ausladende Konsolen sind daher entweder ganz zu umgehen oder aber, wenn man wegen des äußeren Ansehens nicht auf sie verzichten will, entweder mit einigen Millimetern Spiel gegen Trägerunterkante anzuordnen oder nachträglich aus Zink, Kupfer, Bronze oder Eisen (gegossen oder getrieben) anzuschrauben.

Gußsäulen, die durch mehrere Geschosse durchgehen, werden nicht mehr ausgeführt; die Säule endet daher stets unter dem Träger, so daß die zentrische Auflagerung in der Regel keine Schwierigkeiten bietet; ist sie bei einseitigem Lastangriff nicht vollständig durchzuführen, so muß man die vorhandene Exzentrizität bei der Berechnung der Säulenabmessungen berücksichtigen (Aufg. 40).

b) Dient die Gußsäule zur Unterstützung eiserner Brückenträger, die im Freien größeren Wärmeschwankungen ausgesetzt sind, so erzeugt der Widerstand, den die Säulenkopfplatte der Längsbewegung des Trägers infolge der Reibung entgegengesetzt, in der Säule selbst Biegebbeanspruchungen, die unter Umständen beträchtliche Zusatzspannungen verursachen können. Zur Vermeidung dieses Übelstandes bildet man die Säule als Pendelsäule (Abb. 221) aus; Kopf und Fuß werden dabei durch Zapfenkipplager ersetzt, deren obere bzw. untere Kippplatte mit dem Träger bzw. Fundament fest verbunden ist. Bei Längenänderungen des Trägers kann sich jetzt der Säulenschaft drehen, bleibt daher stets in seiner Achse belastet; die bei der Drehung auftretende, nur kleine wagerechte Seitenkraft des Säulendrucks wird durch die Kippplatten in das feste Trägerauflager bzw. Fundament übertragen.

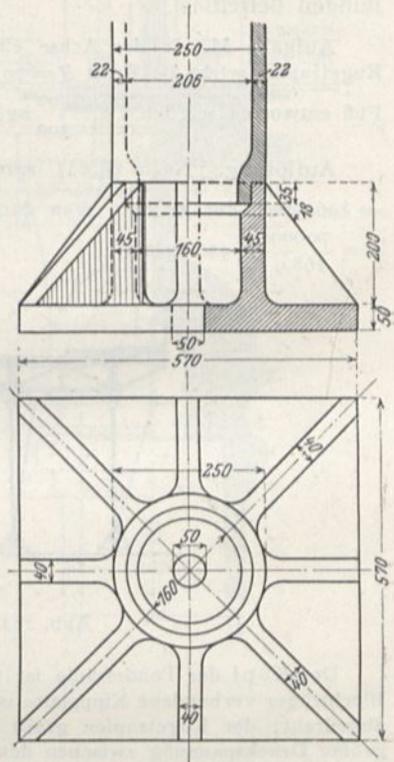


Abb. 220. Säulenfuß.

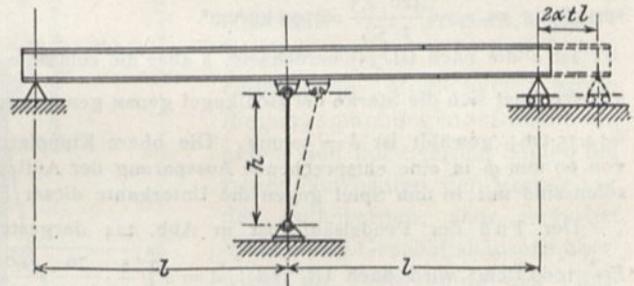


Abb. 221. Pendelsäule mit Zapfenkipplager.

Liegen dabei mehrere Träger nebeneinander (Abb. 222), die durch Querrahmen fest miteinander verbunden sind, so werden die Zapfen durch Kugelkipplager ersetzt, so daß der Säulenschaft nach allen Richtungen hin drehbar gelagert und daher auch von den durch die Längenänderungen der Querrahmen sonst entstehenden Biegunsspannungen befreit ist.

Aufgabe 58. In der Achse einer gußeisernen Pendelsäule von 4 m freier Höhe zwischen den Kugelzapfen wirkt die Kraft $P = 70$ t. Es soll der Querschnitt der Säule berechnet und Kopf und Fuß entworfen werden. $k = \frac{500}{300}$ kg/cm² für $\frac{\text{Druck}}{\text{Zug}}$; $k_s = 200$ kg/cm². $\epsilon = 8$.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{70000}{500} = 140,0$ cm² und nach Gl. 36 a) $J_{\min} = 8 \cdot 70,0 \cdot 4,0^3 = 8960$ cm⁴; der in Abb. 223 a dargestellte Querschnitt hat $F = 168,9$ cm², $J = 9890$ cm⁴, daher $\sigma = \frac{70000}{168,9} = 420$ kg/cm².

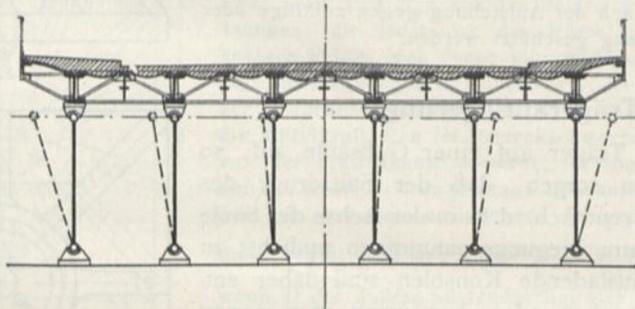


Abb. 222. Pendelsäulen mit Kugelkipplager.

Der Kopf der Pendelsäule ist in Abb. 223 dargestellt. Die obere, fest mit dem auflagernden Blechträger verbundene Kippplatte ist an der Unterseite nach einer Hohlkugel von $r = 95$ mm Radius abgedreht; der Kugelzapfen greift mit einem 55 mm hohen Ring in den Säulenschaft ein. Die größte Druckspannung zwischen den sich voll berührenden Halbkugeln berechnet sich nach Gl. 35 zu $\sigma = \frac{2 \cdot 70000}{\frac{1}{4} \pi \cdot 19,0^3} = 500$ kg/cm². Das Moment für die 55 mm hohe ringförmige Nase, mit der sich der Kugelzapfen auf den Schaft auflegt, berechnet sich für 1 cm Umfang zu $\mathfrak{M} = \frac{420 \cdot 1 \cdot 2,5^2}{2}$

$= 1310$ cmkg, daher die Biegungsbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{1310 \cdot 6}{1 \cdot 5,5^2} = 260$ kg/cm² und die Scherbeanspruchung zu $\sigma_s = \frac{420 \cdot 2,5}{1 \cdot 5,5} = 190$ kg/cm².

Ist σ die nach Gl. 35) berechnete, k aber die zulässige Druckbeanspruchung des Kugelmaterials, so berechnet sich die Stärke der Hohlkugel genau genug aus der Gleichung $\delta = \frac{r \sigma}{2 k}$ zu $\delta = \frac{9,5 \cdot 500}{2 \cdot 500} = 4,75$ cm; gewählt ist $\delta = 50$ mm. Die obere Kippplatte greift mit einem 15 mm hohen Ansatz von 60 mm ϕ in eine entsprechende Aussparung der Auflagerplatte des Blechträgers ein; ihre Konsolen sind mit 10 mm Spiel gegen die Unterkante dieser Platte angeordnet.

Der Fuß der Pendelsäule ist in Abb. 224 dargestellt. Mit $r_1 = 90$ mm, $r_2 = 88$ mm und $E = 1000$ t/cm² wird nach Gl. 33 a): $d = 2 \sqrt[3]{\frac{4}{3} \frac{70 \cdot 9,0 \cdot 8,8}{1000 \cdot 9,0 - 8,8}} = 6,7$ cm und damit nach Gl. 34): $\sigma = \frac{3}{2} \frac{70000}{\frac{1}{4} \pi \cdot 6,7^3} = 3000$ (zul. 3500) kg/cm². Der Druck auf die Ringfläche des Fußstücks von $\frac{\pi}{4} (32^2 - 22^2) = 424,1$ cm² Querschnitt berechnet sich zu $\sigma = \frac{70000}{424,1} = 170$ kg/cm², daher das Moment für die 70 mm hohe ringförmige Nase des Kugelzapfens für 1 cm Umfang zu $\mathfrak{M} = 170 \cdot 1 \cdot \frac{5^2}{2} = 2130$ cmkg, die Biegungsbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{2130 \cdot 6}{1 \cdot 7^2} = 260$ kg/cm² und die Scherbeanspruchung zu $\sigma_s = \frac{170 \cdot 5}{1 \cdot 7} = 120$ kg/cm².

Abb. 223. Kopf einer Pendelsäule.

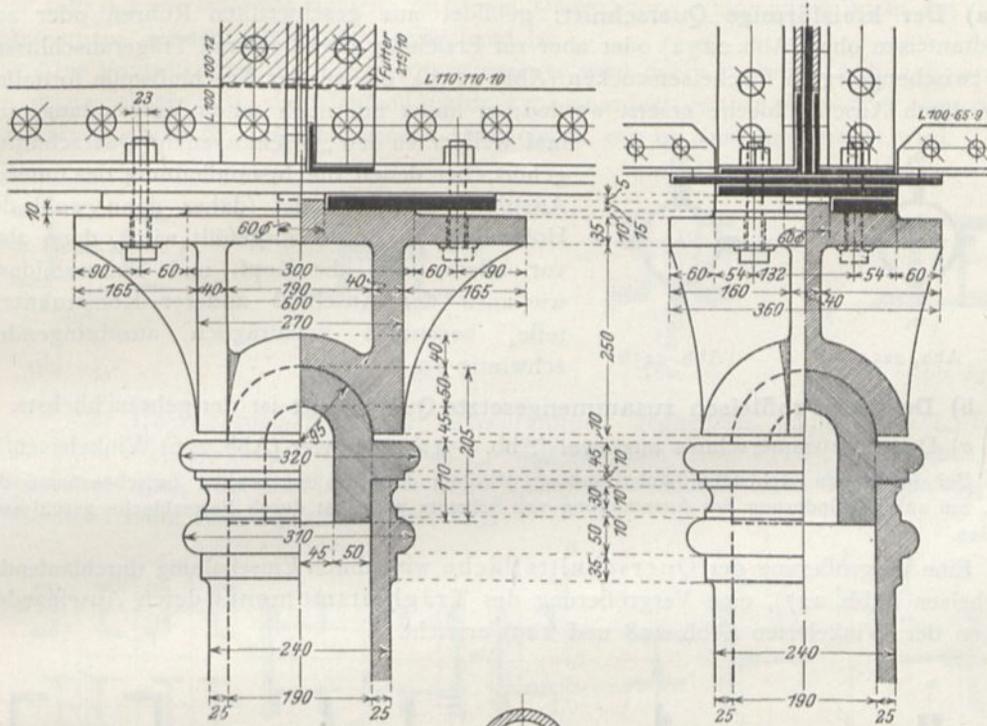


Abb. 223 a.

II. Flußeiserne Säulen.

Große Auswahl in der Querschnittsform, große Baulänge, einfache Stoßverbindungen, leichter Anschluß von Trägern, Rohr-, Wellenleitungen usf., vor allem endlich die Möglichkeit, große Biegungsspannungen aufzunehmen, geben den flußeisernen Säulen bei reinen Nutzbauten den Vorzug vor den gußeisernen; aber auch bei Wohn- und Geschäftshäusern überwiegt die Anwendung des Flußeisens zu den Säulen immer mehr, weil es wegen seiner größeren Festigkeit eine bessere Raumnutzung und durch die mit Rücksicht auf die Feuersicherheit hier sowieso erforderliche Ummantelung auch die architektonische Ausbildung und Gliederung gestattet.

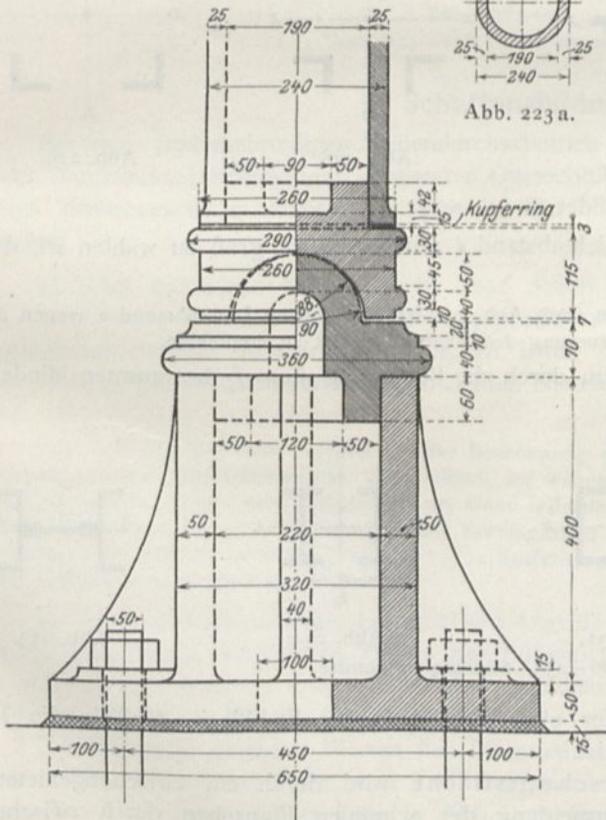


Abb. 224. Fuß einer Pendelsäule.

1. Querschnittsform.

a) **Der kreisförmige Querschnitt:** gebildet aus geschweißten Rohren oder aus Quadranteisen ohne (Abb. 225a) oder aber zur Erzielung eines besseren Trägeranschlusses mit zwischengelegten Flacheisenstücken (Abb. 225b), die an der Anschlußstelle fortfallen oder durch Anschlußbleche ersetzt werden; er findet nur noch selten Verwendung, einmal weil er zu den „geschlossenen“ Querschnitten gehört, bei denen die Instandhaltung des inneren Anstrichs unmöglich ist (daher denn wohl der Hohlraum mit Beton ausgefüllt wird), dann aber vor allem, weil die Kopf- und Fußausbildung wie auch der Anschluß anderer Konstruktionsteile, besonders nachträglich anzubringender, schwierig ist.

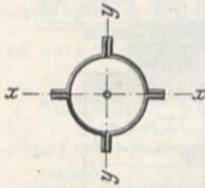


Abb. 225 a.

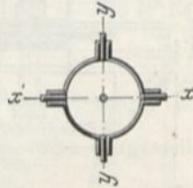


Abb. 225 b.

b) **Der aus Profileisen zusammengesetzte Querschnitt** ist der gebräuchlichste.

α) Der Kreuzquerschnitt aus zwei (Abb. 134a) oder vier (Abb. 226) Winkeleisen.

Bei im Freien stehenden Säulen müssen die nur 8 bis 20 mm weiten Zwischenräume der Abb. 226 zur Verhinderung der Ansammlung von Schmutz und Rost durch Futterbleche geschlossen werden.

Eine Vergrößerung der Querschnittsfläche wird durch Einschaltung durchlaufender Flacheisen (Abb. 227), eine Vergrößerung des Trägheitsmoments durch Auseinanderücken der Winkeleisen (Abb. 228 und 229) erreicht.

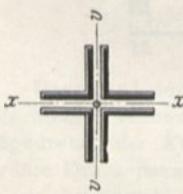


Abb. 226.

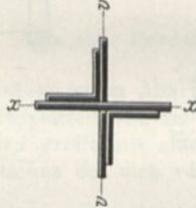


Abb. 227.

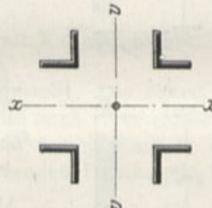


Abb. 228.

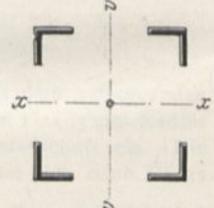


Abb. 229.

β) Der Kastenquerschnitt gebildet aus:

2 \sqsubset -Eisen (Abb. 230), deren Lichtabstand i mindestens so groß zu wählen ist, daß $J_v = J_x$ wird.

Die umgekehrte Lage der \sqsubset -Eisen nach Abb. 231 ist bei kleinem Lichtabstand e wegen der Schwierigkeit der Nietung und der Erneuerung des Anstrichs nicht zu empfehlen.

2 \sqsupset -Eisen (Abb. 232) mit einem durch die Bedingung $J_v = J_x$ bestimmten Mindestabstand a .

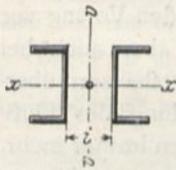


Abb. 230.

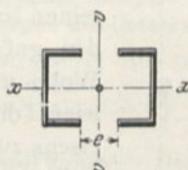


Abb. 231.

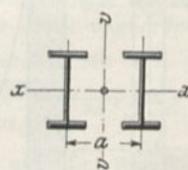


Abb. 232.

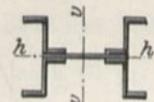


Abb. 233.

Abb. 226 - 233. Säulenquerschnitte.

4 Z-Eisen (Abb. 233) mit oder ohne durchlaufendes Stehblech, für die die Bedingung $J_v = J_h$ ebenfalls erfüllbar ist.

Eine Vergrößerung der Querschnittsfläche wird durch ein zwischengenietetes \sqsupset -Eisen (Abb. 234) oder zur Vermeidung der schmalen Flanschen durch zwischengenietete \sqsubset -Eisen erreicht, zwischen deren Stegen nach Bedarf noch ein oder mehrere

Aufgabe 59 a. Es ist Kopf und Fuß der in Aufg. 38 und 39 berechneten Säule zu entwerfen
Auflösung. Der Kopf ist in Abb. 243 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein aus 2 \square NP. 36 gebildeter Unterzug auflagert. Zur Übertragung der Kraft $P=40000$ kg sind nach Aufg. 38 $F_s = \frac{1}{3} \cdot 33,3 = 44,4$ cm² Scherfläche erforderlich. Die wagerechte, 20 mm starke Kopfplatte, auf der der Unterzug unmittelbar aufruhrt, ist mit den Stegen der \square NP. 18 durch $\sphericalangle 120 \cdot 120 \cdot 11$ mit $2 \times 3 = 6$ Nieten von 20 mm ϕ und mit den lotrechten Kopfblechen durch $\sphericalangle 100 \cdot 65 \cdot 11$ mit $2 \times 2 = 4$ Nieten von 20 mm ϕ und $2 \times 3 = 6$ Nieten von 23 mm ϕ verbunden, so daß insgesamt $(6 + 4) \cdot 3,1 + 6 \cdot 4,2 = 56,2$ cm² Scherfläche vorhanden sind. Die Verbindung der lotrechten Bleche mit den Flanschen der \square NP. 18 erfordert daher $44,4 - 6 \cdot 3,1 = 25,8$ cm² Scherfläche, so daß die vorhandenen $4 \times 4 = 16$ Niete von 20 mm ϕ mit $16 \cdot 3,1 = 49,6$ cm² Scherfläche reichlich genügen.

Von der Gesamtkraft $P = 40000$ kg hat daher
 ein Steg den Anteil $\frac{3 \cdot 3,1 \cdot 900}{1/2(20000 - 3 \cdot 3,1 \cdot 900)} = 8400$ kg
 ein Flansch den Anteil $\frac{1/2(20000 - 3 \cdot 3,1 \cdot 900)}{18,0 \cdot 0,8} = 5800$ kg
 aufzunehmen; bei $\frac{18,0 \cdot 0,8}{6,2 \cdot 1,1} = 14,4$ cm² Fläche ergibt sich
 daher die Druckbeanspruchung zu $\sigma = \frac{560}{850}$ kg/cm².

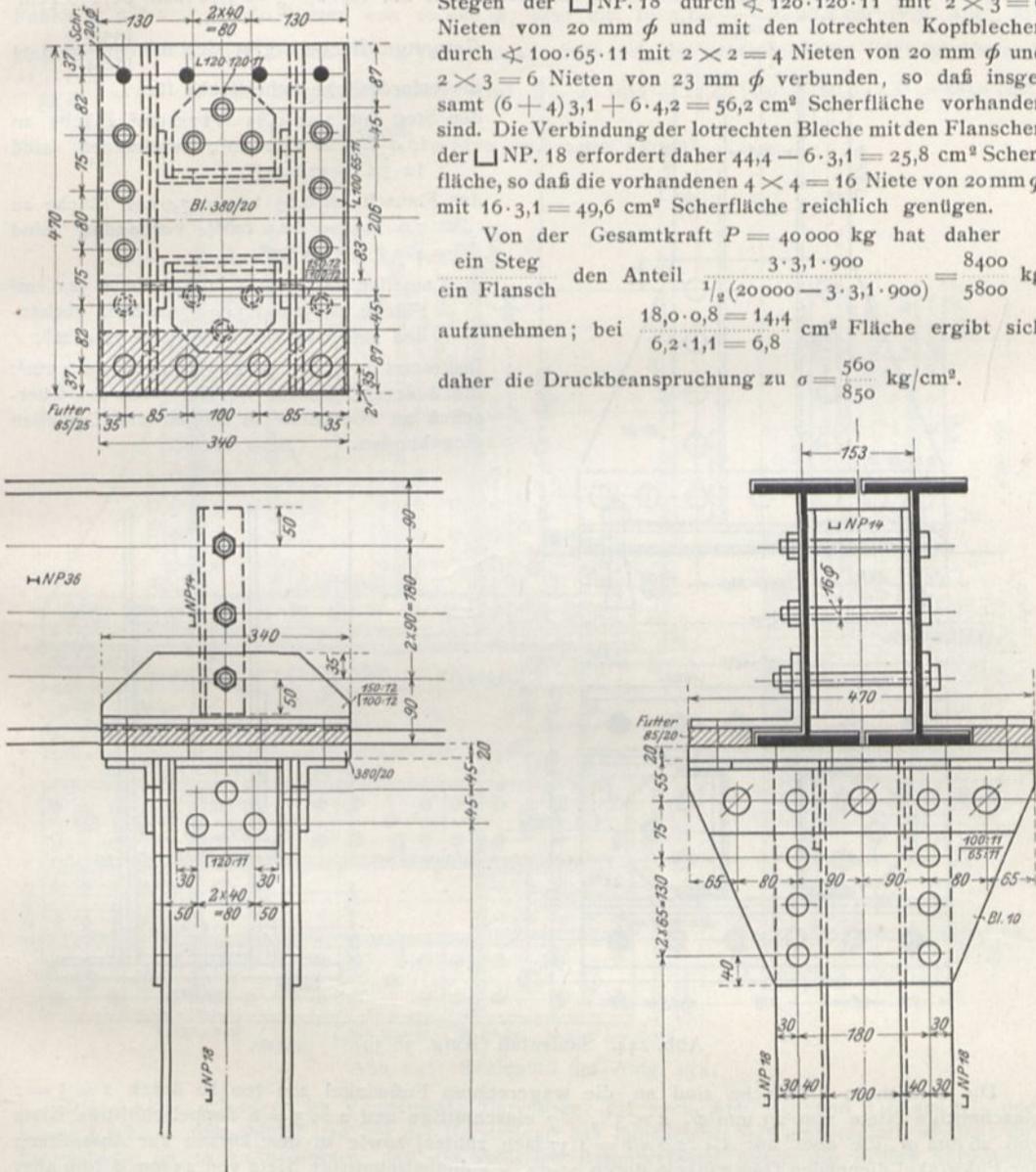


Abb. 243. Säulenkopf (Aufg. 38/39).

Die Befestigung des Unterzugs erfolgt durch wagerechte Winkleisen 150 · 100 · 12, die mit Rücksicht auf die Montage nur an der einen Seite mit der Kopfplatte vernietet, an der andern aber aufgeschraubt sind. Zur Verbindung beider Träger und zur Aussteifung ihrer Stege genügt das zwischengelegte \square NP. 14, da eine lotrechte Verschiebung des einen Trägers gegenüber dem andern unmittelbar über der Säule ausgeschlossen ist.

Der Fuß ist in Abb. 244 dargestellt. In den Stegen sind wieder $2 \times 3 = 6$, in den wagerechten Fußwinkeln bzw. den Flanschen $2 \times 7 = 14$ Niete von 20 mm ϕ mit insgesamt $20 \cdot 3,1 = 62,0$ cm² Scherfläche angeordnet. Die senkrechten Fußbleche sind um eine Nietteilung höher als erforderlich gemacht, um eine möglichst gleichmäßige Druckverteilung in der Auflagerfläche herbeizuführen. Der Fuß ist durch 4 Steinschrauben gegen Verschieben gesichert.

Aufgabe 59b. Es ist der Fuß der in Aufg. 43 und 47 berechneten Säule zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Abb. 245 dargestellt. Die größte Druckkraft in einem Gurt berechnet sich nach Aufg. 43 zu $S_{\min} = 155,8 \text{ t}$ und erfordert $F_z = 155,8 \text{ cm}^2$ Scherfläche. Die Anschlußniete haben $20 \text{ mm } \phi$; soweit sie zweischnittig sind, zählen sie mit Rücksicht auf den zulässigen Lochleibungsdruck nach Gl. 6 bei 14 mm Blechstärke nur $1,4 : 2,0 \frac{\pi}{8} = 1,78$ fach. Bei $116,4 \text{ cm}^2$

Gesamtgurtfläche ergibt sich mit $\frac{155,8}{116,4} = 1,34$

die erforderliche Scherfläche für

den Steg mit $20,0 \cdot 0,85 = 17,0 \text{ cm}^2$ Fläche zu $17,0 \cdot 1,34 = 23,0 \text{ cm}^2$; vorhanden sind $12 \cdot 3,1 = 37,2 \text{ cm}^2$;

den Flansch mit $6,85 \cdot 1,15 = 7,9 \text{ cm}^2$ Fläche zu $7,9 \cdot 1,34 = 10,9 \text{ cm}^2$; vorhanden sind $4 \cdot 3,1 = 12,4 \text{ cm}^2$;

die Lamellen mit $(36,0 + 2 \cdot 8,0) 1,0 = 52,0 \text{ cm}^2$ Fläche zu $52,0 \cdot 1,34 = 70,2 \text{ cm}^2$; vorhanden sind $2(6 \cdot 1,78 + 1) 3,1 = 72,4 \text{ cm}^2$;

insgesamt $2 \cdot 37,2 + 4 \cdot 12,4 + 72,4 = 196,4 \text{ cm}^2$; die äußeren Flansche werden durch den Überschuß an Nietfläche in Stegen und Lamellen eingebunden.

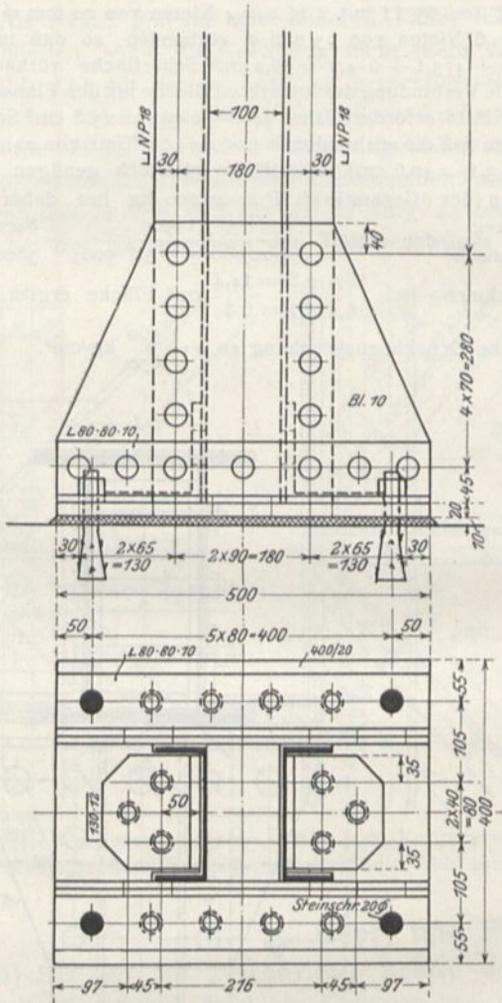
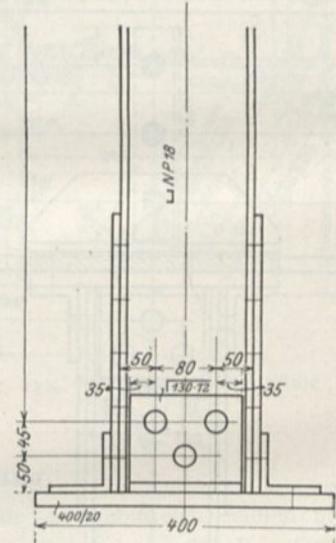


Abb. 244. Säulenfuß (Aufg. 38/39).

Die lotrechten Fußbleche sind an die wagerechten Fußwinkel $200 \cdot 100 \cdot 16$ durch $2 \times 1 = 2$ einschrittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$, $2 \times 3 \frac{1}{2} = 7$ einschrittige und $2 \times 3 = 6$ doppelschnittige Niete von $26 \text{ mm } \phi$ (die aber nur $1,4 : 2,6 \frac{\pi}{8} = 1,37$ fach zählen) sowie in den kurzen zur Aussteifung der Fußwinkel dienenden Querwinkeln durch $2 \times 2 = 4$ doppelschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$ (die aber nur $1,0 : 2,3 \frac{\pi}{8} = 1,17$ fach zählen) angeschlossen, so daß insgesamt $(2 + 4 \cdot 1,17) 4,2 + (7 + 6 \cdot 1,37) 5,3 = 107,7 \text{ cm}^2$ Scherfläche vorhanden sind und daher von der Gurtkraft S_{\min} der Teil $155,8 - 107,7 = 48,1 \text{ t}$ unmittelbar durch die lotrechten Fußbleche und die zu ihrer Aussteifung innen durchgeführten Winkeleisen a übertragen wird.

Die größte Zugkraft in einem Gurt berechnet sich nach Aufg. 43 zu $S_{\max} = \frac{39,8}{0,606} - \frac{1}{2}(24,0 + 1,2) - 30,0 = 23,7 \text{ t}$, zu deren Aufnahme $23,7 \text{ cm}^2$ Scherfläche erforderlich sind. Vorhanden sind in den Fußwinkeln $2 \times 6 \frac{1}{2} = 13$ einschrittige Niete von $26 \text{ mm } \phi$ und $2 \times 1 = 2$ einschrittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$, in den Querwinkeln $2 \times 2 = 4$ einschrittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$ mit insgesamt $13 \cdot 5,3 + (2 + 4) \cdot 4,2 = 94,1 \text{ cm}^2$ Scherfläche.

Die Lösung für den in Abb. 203b dargestellten Querschnitt zeigt Abb. 246. Der Säulenquerschnitt ist mit zwei 14 mm starken Fußblechen in zwei durchlaufende $\square \text{NP. } 20$ eingebunden, die



an ihren Enden die Anker tragen. Für den Belastungsfall c) der Aufg. 46b ergibt sich die in Abb. 246a dargestellte Druckbeanspruchung und die daraus leicht zu berechnende Momentenfläche für die Fußplatte. Beispielsweise berechnet sich das Moment im Abstand 0,32 m vom Plattenende zu $M = 54 \cdot \frac{32^2}{6} (2 \cdot 30 + 26,8) = 550000 \text{ cmkg}$; an dieser Stelle ist das wagerechte, 20 mm starke

Fußblech mit $2 \times 5 = 10$ Nieten von 20 mm ϕ , also mit $10 \cdot 3,14 \cdot \frac{1000}{1400} = 22,4 \text{ cm}^2$ (vgl. Aufg. 42) eingebunden; daher ergibt sich $F = 2 \cdot 32,2 + 22,4 = 86,8 \text{ cm}^2$; die neutrale Achse liegt im Abstand $\frac{22,4 \cdot 11,0}{86,8} = 2,8 \text{ cm}$ von Stegmitte; daher wird $J = 2 \cdot 1911 + 22,4 \cdot 11,0^2 - 86,8 \cdot 2,8^2 = 5850 \text{ cm}^4$,

$W = \frac{5850}{12,8} = 450 \text{ cm}^3$ und $\sigma = \frac{550000}{450} = 1220$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

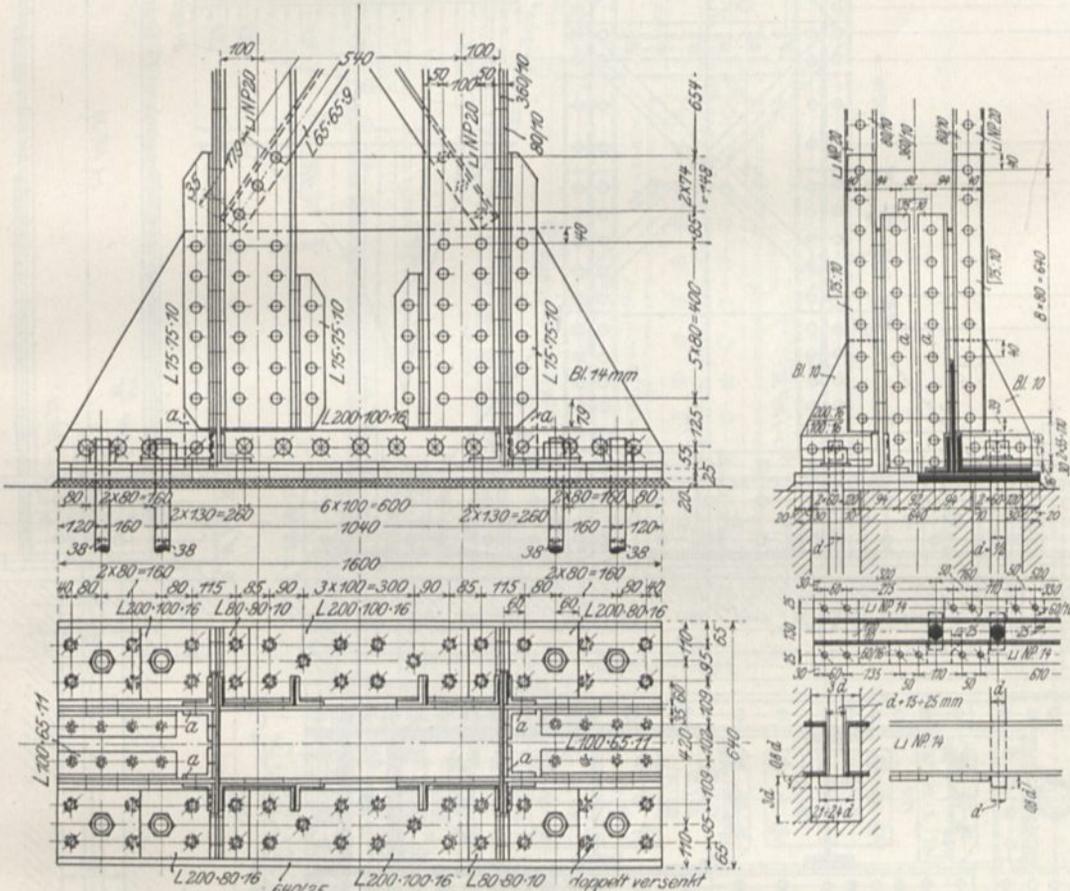


Abb. 245. Säulenfuß der Aufg. 43a.

Die Anker erfordern im Fundamente Unterzüge, die nach Abb. 245 und 246 aus L- oder besser \perp -Eisen ausgebildet und bei der Herstellung des Fundaments mit einbetoniert werden; ihre Druckfläche ist so zu bemessen, daß die zulässige Betonpressung durch die größte auftretende Ankerzugkraft nicht überschritten wird. Beispielsweise ergibt sich für Abb. 246 eine erforderliche

Auflagerfläche von $\frac{14900}{30} = 500 \text{ cm}^2$, daher eine erforderliche Auflagerlänge von $\frac{500}{2 \cdot 10} = 25 \text{ cm}$;

das Moment für den beiderseits eingespannten Unterzug wird im ungünstigsten Falle $\frac{14900}{2} \cdot 8$

$= 59600 \text{ cmkg}$, daher mit $W = \frac{2 \cdot 235}{7,02} = 67 \text{ cm}^3$ ($2 \sqrt{100 \cdot 14}$) der Beanspruchung $\sigma = \frac{59600}{67} = 890$

(zul. 1400) kg/cm^2 ; die Pressung zwischen Ankerkopf und Winkeleisen wird $\sigma = \frac{14900}{2 \cdot 1,4 \cdot 5,1} = 1050 \text{ kg/cm}^2$.

Die Anker selbst werden in der Regel erst bei der Aufstellung der Säule selbst eingezogen; daher sind im Beton quadratische oder rechteckige Kanäle auszusparen, die nach beendigter Montage vor dem Vergießen der Fußplatte mit Beton ausgefüllt werden.

Weitere Beispiele für die Fußausbildung sind in Abb. 206 und 208 gegeben. Ist der aus lotrechten und wagerechten Fußblechen und ihren Verbindungswinkeln gebildete Π -förmige Querschnitt zur Aufnahme der Biegemomente nicht ausreichend, so werden die lotrechten Bleche an den Außenkanten durch Gurtwinkel verstärkt. Die Berechnung der Nietteilungen erfolgt wie bei den Blechträgern.

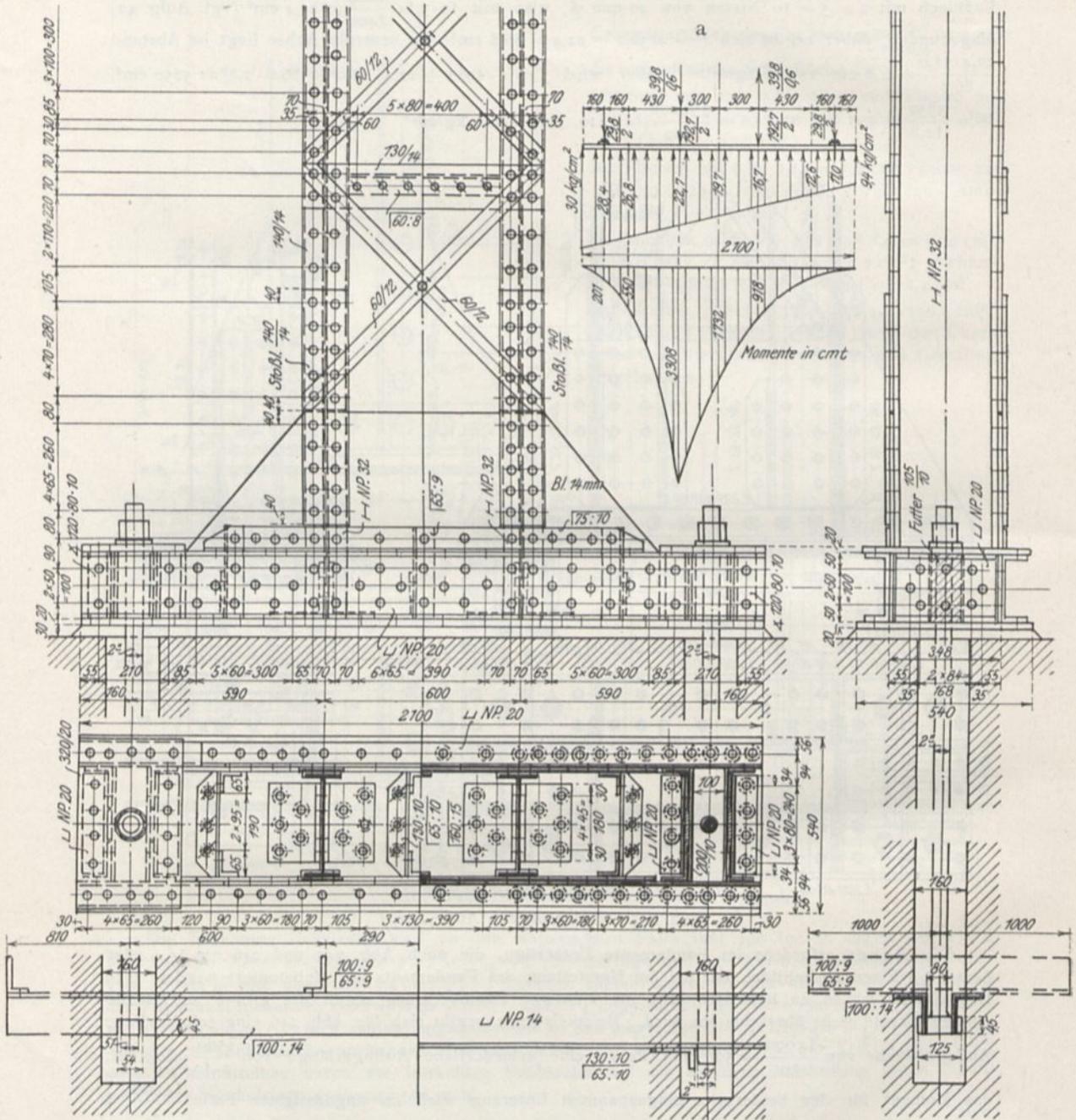


Abb. 246. Säulenfuß der Aufg. 42 b.

Aufgabe 60. Es ist der Fuß der in Aufg. 41 und 46 berechneten Säule (einstielige Bahnsteig-halle) zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Abb. 247 dargestellt. Die wagerechte Fußplatte 560×300 hat nach Aufg. 41 die größte lotrechte Kraft $P = 14200$ kg zu übertragen, daher die Druckbean-

spruchung des Betons $\sigma_m = \frac{14200}{56 \cdot 30} = 8,4 \text{ kg/cm}^2$ (zulässig 20 kg/cm^2 nach Aufg. 51); die Beanspruchung ist mit Rücksicht auf die nur 300 mm tiefer liegende Fundamentsohle gering gehalten. Zur Erleichterung der Montage ist der Fuß durch 2 Steinschrauben mit dem Beton verbunden.

Die nach Aufg. 51 erforderliche Druckbreite $d = 300 \text{ mm}$ (vgl. Abb. 211) ist durch ein beiderseits aufgenietetes \square NP. 30 erzielt, das oben und unten zur Aussteifung des Stegs mit Winkel-eisen gestümt ist.

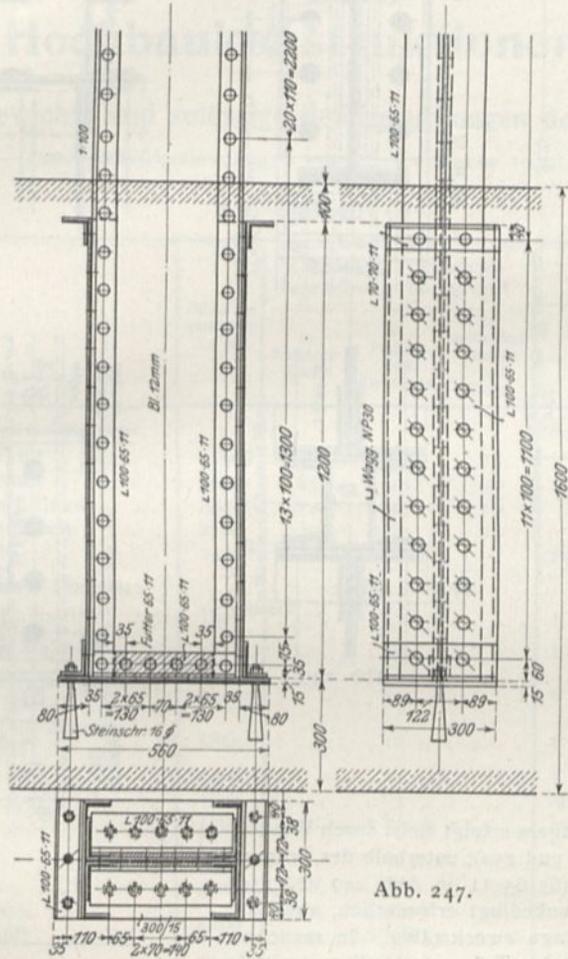


Abb. 247.

4. Trägerauflagerung.

Endigt die Säule unter dem Träger, so bietet die zentrische Auflagerung in der Regel keine Schwierigkeit.

Geht die Säule durch mehrere Geschosse, so führt man sie als den tragenden Hauptkonstruktionsteil stets ununterbrochen durch. Die gleichzeitige ungeschwächte Durchführung des Trägers ist nur bei einteiligem Träger- und zweiseitigem Säulenquerschnitt möglich.

Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. 248; daß über dem Träger gestrichelt eingezeichnete Winkeleisen w ist zur Verhinderung der seitlichen Ausbiegung des gedrückten Trägerflansches nur dann erforderlich, wenn der Träger nicht schon durch die Konstruktion selbst z. B. durch rechtwinklig an ihn anschließende Nebenträger gegen seitliche Verschiebung hinreichend geschützt ist.

In den meisten Fällen muß man sich damit begnügen, den Träger möglichst nahe an die Säulenachse heranzuführen und die durch den exzentrischen Lastangriff hervorgerufenen Biegemomente bei der Querschnittsbestimmung in Rechnung zu stellen.

Zweiter Abschnitt.

Hochbaukonstruktionen.

Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe

(nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919).

I. Steine.

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/m ³	Zulässige Druckbeanspruchung in kg/cm ²			Bemerkungen	
		in Auflagesteinen	in Pfeilern und Gewölben	in schlanken Pfeilern und Säulen		
Mauerwerk aus natürlichen Steinen:						
Quadermauerwerk in	Granit	2800	60	40	25	Als schlank gelten Pfeiler und Säulen, deren geringste Stärke kleiner als $\frac{1}{10}$ der Höhe ist.
	Basalt	3000	65	45	30	
	Basaltlava	2800	20	15	10	
	Sandstein	2700	20	15	10	
Bruchsteine in Kalkmörtel	2500		5 bis 7			Je nach Beschaffenheit.
Mauerwerk aus künstlichen Steinen:						
Mauerziegel 2. Klasse in Kalkmörtel	1800		im Mauerwerk			1 Kalk : 3 Sand.
Mauerziegel 1. Klasse } in Kalkmörtel	1800		7	10		1 Kalk : 3 Sand.
Kalksandsteine } in Kalk-Zementmörtel	1800		14	18		1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand.
Mauerziegel 1. Klasse } in Kalk-Zementmörtel	1800		18	35		1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand.
Kalksandsteine } in Kalk-Zementmörtel	1800		3	3		1 Zement : 3 Sand.
Hartbrandziegel } in Kalk-Zementmörtel	1800		3 bis 6	3		Mindestdruckfestigkeit 20 kg/cm ² .
Kalksandhartsteine } in Kalk-Zementmörtel	1800		3 bis 6	3		Je nach Beschaffenheit.
Klinker in Zementmörtel	1900		3	3		Mindestdruckfestigkeit 20 kg/cm ² .
Schwemmsteine	1000		3	3		Je nach Beschaffenheit.
Schlackensteine	2200		3 bis 6	3		Je nach Beschaffenheit.
Mauerwerk aus Beton:						
Zementbeton	2200		35	35		$k_z = 5$ kg/cm ² (Mischung 1 : 5).
Fundamentbeton	geschüttet	2200		6 bis 8		
	gestampft	2200		10 bis 15		
Schlackenbeton	2200		5	5		1 Zement + 3 Sand + 7 Hochofenschlacke.
Bimsbeton	1600		10	10		1 Zement + 3 Sand + 3 Bimskies.
Guter Baugrund						
Glas: geblasenes Rohglas	2600		$k_b = 120$ kg/cm ²			
gegossenes Rohglas	2600		$k_b = 80$ "			
Drahtglas	2700		$k_b = 160$ "			

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/m ³	Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/m ³	
Asphalt: gegossen oder gestampft	1500	Hochofenschlacke	Stückschlacke	1400
Asphaltpappe	3 kg/m ²		granulierter Schlackensand	1000
Asphaltfilzplatten, 7 bis 10 mm stark	11 bis 15 kg/m ²		Bimssteinsand	700
Erde, Sand, Lehm	naß	Kohlen	Braunkohlen	750
	trocken		Steinkohlen	900
Kies	naß		Preßkohlen	1000
	trocken	Koks	Zechenkoks	500
Koksasche	750		Gaskoks	450
Kesselschlacke	1000	Gips, gegossen	1000	

II. Holz.

Holzart	Einheitsgewicht γ kg/m ³	Zulässige Beanspruchung parallel zur Fasser in kg/cm ²				Bemerkungen
		Zug k_z	Druck k_d	Biegung k_b	Abscheren k_s	
Fichte (Rottanne)	600	90	50	80	8	Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Rüstungen, Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 v. H. erhöht werden.
Tanne (Weißtanne)	600	80	50	90	8	
Kiefer (Föhre)	700	100	60	100	10	Stützen und gedrückte Bauglieder ($E = 100000$ kg/cm ²) müssen eine zehnfache ($J_{min} = 100 P_1 h_1^2$), bei Bauten zu vorübergehenden Zwecken eine siebenfache ($J_{min} = 70 P_1 h_1^2$) Knicksicherheit haben.
Lärche	650	100	60	100	10	
Eiche	900	100	80	100	10	
Buche	800					

III. Metalle.

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/m ³	Zulässige Beanspruchung in kg/cm ²					Bemerkungen
		Zug k_z	Druck k_d	Biegung k_b	Abscheren k_s	Lochleibung k_l	
Eisen: Gußeisen	7250	250	500	250	200	—	In Lagern $k_d = 1000$ kg/cm ² .
Flußeisen	7850	1200	1200	1200	1000	2000	
Flußstahl { gegossen (Stahlformguß)	7860	—	—	1200	—	—	
{ gewalzt oder geschmiedet		1400	1400	1400	—	—	
Blei	11400	—	—	—	—	—	
Kupfer, gewalzt	8900	—	—	—	—	—	
Zink { gewalzt	7200	—	—	—	—	—	
{ gegossen	6900	—	—	—	—	—	
Bronze	8600	—	—	—	—	—	
Zinn, gewalzt	7400	—	—	—	—	—	
Messing	8600	—	—	—	—	—	

Fünftes Kapitel.

Deckenkonstruktionen.

Das Eisen hat bei seiner Verwendung zu Deckenkonstruktionen gegenüber dem Holz den Vorzug größerer Tragfähigkeit bei geringerer Konstruktionshöhe sowie der Unempfindlichkeit gegen Fäulnis, Schwamm und Wurmfraß; es ist zwar nicht brennbar, aber nicht unbedingt feuersicher (vgl. 1. Kap.).

Die einzelnen Teile einer Deckenkonstruktion (Abb. 252) sind:

1. Die Füllung, die den Raum zwischen den meist in gleicher Entfernung voneinander angeordneten
2. Deckenbalken ausfüllt; diese sind entweder nur an ihren Endpunkten aufgelagert oder aber in einem oder mehreren Zwischenpunkten durch
3. Unterzüge unterstützt, die wiederum ebenfalls entweder nur an den Endpunkten aufgelagert oder aber in einem oder mehreren Zwischenpunkten durch
4. Säulen unterstützt sind.

A. Berechnung der Deckenkonstruktionen.

Belastungen.

1. Die ständige Last (Fußbodenbelag, Lagerhölzer, Deckenfüllung, Balken, Deckenputz) ergibt sich aus folgender Zusammenstellung.

Holzbalkendecken	Gewicht kg/m ²	Gewölbte Decken (preußische Kappen bis 2 m Spannweite)	Gewicht kg/m ²	Ebene Decken	Gewicht kg/m ²								
Balken, 24/26 cm stark, in 1,0 m Mittenentfernung . . .	41	$\frac{1}{2}$ Stein stark aus Ziegelsteinen 1 Stein stark aus Ziegelsteinen $\frac{1}{2}$ Stein stark aus Hohlziegeln $\frac{1}{2}$ Stein stark a. Schwemmsteinen 5 cm stark aus Rabitz (in der Grundfläche gemessen) Auf-füllung { Sand od. Lehm Kesselschlacke mit { Koksasche Schlacken- beton (1:8)	275 540 200 155 100 16 10 7 12	10 cm stark aus Beton einschl. Eiseneinlagen	240								
Lagerhölzer, 10/10 cm stark, in 1,0 m Mittenentfernung	7			Stegzementdielen mit Eisen (nur für Dächer zulässig) <table style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>5 cm stark</td><td>90</td></tr> <tr><td>8 " "</td><td>120</td></tr> <tr><td>10 " "</td><td>155</td></tr> </table>	5 cm stark	90	8 " "	120	10 " "	155	Zementstrich Gipsestrich Gußasphalt Kalkputz Kalkzementputz Zementputz Rabitzputz	je 1 cm Stärke	22 21 14 17 19 21 15
5 cm stark	90												
8 " "	120												
10 " "	155												
Halber Windelboden, bei 1,0 m Balkenentfernung	150												
Ganzer Windelboden, bei 1,0 m Balkenentfernung	293												
Rohrung und Putz	20			je 1 cm Stärke	16 10 7 12	je 1 cm Stärke	14 17 19 21 15						
Bretterfußboden bzw. Schalung { 2,0 cm stark	13												
{ 2,5 " "	16												
{ 3,0 " "	20												
{ 3,5 " "	23	je 1 cm Stärke	16 10 7 12	je 1 cm Stärke	14 17 19 21 15								
{ 6,0 " "	40												

2. Die Verkehrslast beträgt für

	kg/m ²
Dachbodenräume in Wohngebäuden zu hauswirtschaftlichen Zwecken	125
Wohngebäude (durch Möbel, Menschen u. dgl.)	200
Kontorhäuser, Dienstgebäude, Krankenhäuser, Läden, Verkaufs- und Ausstellungsräume mit weniger als 50 m ² Grundfläche, Dachbodenräume, falls nicht größere Belastungen (z. B. durch Warenvorräte, Akten od. dgl.) anzurechnen sind	250
Klassenzimmer in Schulen und Hörsäle, Holztreppe in Klein- und Mittelhäusern	350
Geschäftshäuser, Warenhäuser, Versammlungsräume, Turnhallen, Theater	500
Hausbalkone	400
Treppen und deren Zugänge und Podeste, Fluren zu Unterrichts- und Versammlungsräumen	500
Werkstätten und Fabriken für leichteren Betrieb, Decken unter nicht befahrbaren Höfen	500
Durchfahrten und befahrbare Höfe, wenn nicht größere Einzellasten (Raddrucke) zu berücksichtigen sind	800

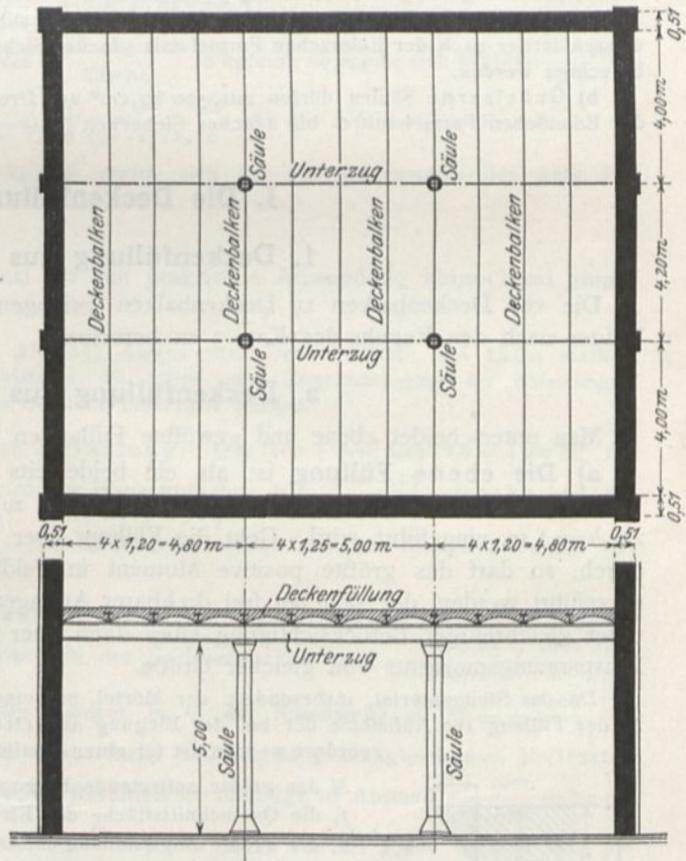


Abb. 252. Deckenanlage.

Für Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Büchereien, Archiven usw. ist einschließlich der Hohlräume eine Nutzlast von 500 kg für das Raummeter dieser Gerüste oder Schränke anzunehmen.

Für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb ist die Verkehrslast in jedem Fall besonders zu ermitteln, und wenn stoßweise wirkende Erschütterungen, z. B. durch Maschinen oder schwere Kraftwagen, zu erwarten sind, um 50 bis 100 v. H. zu erhöhen.

Für Abschlußgeländer von Treppen und Hausbalkonen ist eine in Holmhöhe nach außen wirkende Seitenkraft von 40 kg/m, in öffentlichen Gebäuden von 100 kg/m einzuführen.

Für leichte Trennungswände (geputzte Holzwände, Gipsdielen- und Drahtputzwände usf.) ist bei Nutzlasten unter 500 kg/m² ein Zuschlag von mindestens $\frac{75}{150}$ kg/m² bei einer Wandstärke von $\frac{6,5}{13}$ cm (einschl. des beiderseitigen Putzes) zur Nutzlast zu machen; bei Verkehrslasten von 500 kg/m² oder mehr erübrigt sich dieser Zuschlag.

Eine etwaige Belastung durch Transmissionen, Bremskräfte der Laufkrane usf. ist besonders zu berücksichtigen. Die Bremskraft ist zu mindestens $\frac{1}{7}$ der abgebremsten größten Radkräfte, der Schrägzug zu $\frac{1}{15}$ der größten abgebremsten Tragfähigkeit eines Krans einzuführen; bei mehreren Kranbahnen ist nur der Schrägzug des größten bei der Berechnung der Stützen zu berücksichtigen.

Zulässige Beanspruchungen.

1. Die Träger zur Unterstützung von Decken und Treppen dürfen höchstens mit 1200 kg/cm² beansprucht werden. Bei der Berechnung der Angriffsmomente ist die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite einzuführen.

Die Durchbiegung soll bei stark beanspruchten Transmissionsträgern sowie bei denjenigen über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten, $\frac{1}{600}$ der freien Länge nicht überschreiten.

2. Die Stützen. a) Flußeiserne Stützen dürfen mit 1200 kg/cm², bei genauer Berechnung der durch die ungünstigste Laststellung (Winddruck, Einzellasten, z. B. Kranbahnträger, exzentrischer Kraftangriff u. dgl.) eintretenden größten Kantenpressung mit 1400 kg/cm² beansprucht werden. Sie müssen ferner nach der Eulerschen Formel mit 5 facher Sicherheit gegen Knicken ($J_{\min} = 2,5 P_1 h_1^2$) berechnet werden.

b) Gußeiserne Säulen dürfen mit 500 kg/cm² auf Druck beansprucht werden und sind nach der Eulerschen Formel mit 6- bis 8 facher Sicherheit ($J_{\min} = 6 P_1 h_1^2$ bis $8 P_1 h_1^2$) zu berechnen.

I. Die Deckenfüllung.

1. Deckenfüllung aus Holz.

Die von Deckenbalken zu Deckenbalken freiliegenden Bretter oder Bohlen sind als Träger nach den Regeln des Kap. 3 zu berechnen.

2. Deckenfüllung aus Stein.

Man unterscheidet ebene und gewölbte Füllungen.

a) Die ebene Füllung ist als ein beiderseits auf den Deckenbalken gelagerter Träger zu berechnen, dessen Abmessung parallel zu den Deckenbalken in der Regel zu $b = 1$ m eingeführt wird. Geht die Füllung über mehr als 2 Felder ununterbrochen durch, so darf das größte positive Moment in Feldmitte zu $\frac{4}{5}$ desjenigen Wertes M eingeführt werden, der sich bei frei drehbarer Auflagerung auf 2 Stützen ergeben würde, unter gleichzeitiger Berücksichtigung eines dann über den Stützen auftretenden negativen Einspannungsmoments von gleicher Größe.

Da das Steinmaterial, insbesondere der Mörtel, nur eine geringe Zugfestigkeit besitzt, müssen in der Füllung zur Aufnahme der bei der Biegung auftretenden Zugspannungen Eiseneinlagen angeordnet werden. Ist für einen bestimmten Querschnitt von der Breite $b = 1$ m

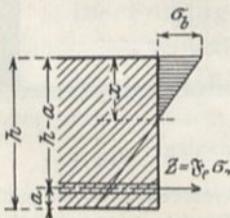


Abb. 253.

M das größte auftretende Biegemoment in cmkg,

f_e die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen in cm²,

σ_e die größte Zugspannung in der Eiseneinlage in kg/cm²,

σ_b die größte Druckspannung im Steinmaterial in kg/cm²,

h die Stärke der Füllung in cm,

a der Abstand der Eiseneinlagen von der Unterkante (Abb. 253),

$n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{\text{Elastizitätsmodul des Eisens}}{\text{Elastizitätsmodul des Steinmaterials}}$ ($n = 15$ für Beton),

so berechnet sich der Abstand x der neutralen Achse von der Oberkante bei Vernachlässigung der im Beton auftretenden Zugspannungen aus der Bedingung, daß die statischen Momente des Druck- und Zugquerschnitts gleich groß sein müssen, also aus der Gleichung $100 \frac{x^2}{2} = n f_e (h - a - x)$ zu

$$50) \quad x = \frac{n f_e}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(h-a)}{n f_e}} - 1 \right]$$

und daraus mit $z = h - a - \frac{x}{3}$:

$$51) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e z}, \quad 52) \quad \sigma_b = \frac{x}{n(h-a-x)} \sigma_e \cdot 1)$$

Aufgabe 61. Die Belastung, der in Abb. 252 dargestellten Decke beträgt von der ständigen Last Verkehrs-
 400
 800 kg/cm^2 . Die Deckenfüllung besteht aus einer ebenen Eisenbetonplatte von $h = 8$ cm Stärke, in die an der Zugseite im Abstand $a = 1,5$ cm von der Ober- bzw. Unterkante für 1 m Breite je 10 Rundeseisen von 7 mm ϕ mit $f_e = 10 \cdot 0,38 = 3,8 \text{ cm}^2$ Fläche eingelegt sind. Es sind die im Beton und Eisen auftretenden größten Spannungen zu berechnen.

Auflösung. Bei 1,25 m größter Entfernung der Deckenbalken entfällt auf 1 m Breite der Füllung die Gesamtlast $Q = 1,25 \cdot 1,0 (400 + 800) = 1500$ kg und, da die Platte über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft, das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 1500 \cdot \frac{1,25}{8} = 18750$ cmkg. Daher wird nach Gl. 50):

$$x = \frac{15 \cdot 3,8}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 6,5}{15 \cdot 3,8}} - 1 \right] = 2,2 \text{ cm und mit } z = 6,5 - \frac{2,2}{3} = 5,8 \text{ cm nach Gl. 51): } \sigma_e = \frac{18750}{3,8 \cdot 5,8} = 850 \text{ kg/cm}^2 \text{ und nach Gl. 52): } \sigma_b = \frac{2,2}{15 \cdot 4,3} \cdot 850 = 29 \text{ kg/cm}^2.$$

Ist $\frac{k_b}{k_e}$ die zulässige Beanspruchung des Steinmaterials in kg/cm^2 , so ergibt sich mit $s = \frac{n k_b}{k_e + n k_b}$ die erforderliche Deckenstärke aus $h - a = \sqrt{\frac{6}{(3-s) s k_b} \frac{M}{b}}$ und die erforderliche Eisenfläche zu $f_e = \frac{3M}{(h-a)(3-s)k_e}$. Mit $\frac{k_b}{k_e} = \frac{35}{1000} \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich für die Zahlenwerte der Aufg. 61: $s = 0,34$; $h - a = 6,0$ cm; $f_e = 3,5 \text{ cm}^2$.

b) Die gewölbte Füllung darf für die praktische Anwendung hinreichend genau nach den Gl. 21) bis 23) berechnet werden.

Aufgabe 62. Die Füllung der in Abb. 252 dargestellten Decke besteht aus 12 cm starken Ziegelsteingewölben von $f = 0,18$ m Pfeilhöhe. Es sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 61 die größten Spannungen im Gewölbe berechnet werden.

Auflösung. α) Volle lotrechte Belastung: $Q = (400 + 800) \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 1500$ kg für $b = 1$ m Gewölbebreite. Nach Gl. 21) wird der Horizontalschub $H = \frac{1500 \cdot 1,25}{8 \cdot 0,18} = 1300$ kg und die Druckspannung im Scheitel $\sigma_m = \frac{1300}{100 \cdot 12} = 1,1 \text{ kg/cm}^2$; sie nimmt nach den Kämpfern hin nur unwesentlich zu.

β) Einseitige lotrechte Belastung: $Q = 400 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 500$ kg; $\Omega = 800 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 1000$ kg. Nach Gl. 21) und 22) ergibt sich der Horizontalschub zu $\xi = \frac{500 \cdot 1,25}{8 \cdot 0,18} + \frac{1000 \cdot 1,25}{16 \cdot 0,18} = 900$ kg und nach Gl. 23) das größte Moment in $\frac{1}{4}$ der Spannweite zu $\mathfrak{M} = \pm \frac{1000 \cdot 1,25}{64} = \pm 2000$ cmkg. Da die Längskraft an dieser Stelle hinreichend genau gleich dem Horizontalschub ξ gesetzt werden darf, so schneidet die Resultierende die Fuge im Abstand $r = \frac{2000}{900} = 2,2$ cm $> x = \frac{12}{6} = 2,0$ cm vom Schwerpunkt, also um $\frac{12}{2} - 2,2 = 3,8$ cm von der Kante entfernt, und die größte Pressung im Gewölbe berechnet sich zu $\sigma_m = \frac{2 \cdot 900}{3 \cdot 100 \cdot 3,8} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$.

1) „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ vom 13. Januar 1916 und „Musterbeispiele“ zu diesen Bestimmungen vom 3. Juni 1919.

3. Deckenfüllung aus Eisen.

Sie kann gebildet werden durch:

a) **Wellblech**, das entweder eben als Balkenträger oder aber gebogen (bombiert) als Bogenträger zur Verwendung kommt.

Aufgabe 63. Die Füllung der in Abb. 252 dargestellten Decke besteht aus Wellblech; unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 61 soll das erforderliche Wellblechprofil bestimmt werden. $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. α) Ebene Füllung. Nach Aufg. 61 wird für 1 m Wellblechbreite das Moment $M = 1500 \cdot \frac{125}{8} = 23440 \text{ cmkg}$, daher das erforderliche Widerstandsmoment $W = 23,4 \text{ cm}^3$, so daß ein Wellblech $90 \times 70 \times 1 \text{ mm}$ mit $W = 34,8 \text{ cm}^3$ für 1 m Breite reichlich genügt.

β) Gewölbte Füllung. Wählt man ein Wellblech $100 \times 30 \times 1 \text{ cm}$ mit $F = 12,0 \text{ cm}^2$ und $W = 8,4 \text{ cm}^3$ für 1 m Breite, so berechnet sich die größte Beanspruchung mit den Zahlenangaben der Aufg. 63 β zu $\sigma_{\max} = \frac{900}{12,0} + \frac{2000}{8,4} = 75 + 240 = 315 \text{ kg/cm}^2$.

b) **Tonnen- und Buckelbleche**, die aber ebenso wie die

c) **Belageisen** bei Hochbaukonstruktionen nur selten Verwendung finden; ihre Berechnung findet sich im 10. und 11. Kapitel.

II. Die Deckenbalken und Unterzüge.

Sie werden als Balkenträger nach den Regeln des 3. Kap. berechnet.

Geht ein Deckenbalken oder Unterzug über mehrere Felder ununterbrochen durch, so führt man die Berechnung zugunsten der Sicherheit doch meistens so durch, als ob es sich um einen Träger auf 2 Stützen mit frei drehbaren Enden handelte. Bei großen Spannweiten und schwerer Belastung ist es indessen oft vorteilhaft, den Träger mit Gelenken nach Abb. 29 auszubilden und dabei den Abstand x der Gelenke von den Stützen so zu bestimmen, daß die größten Momente im eingehängten Feld und im Kragträger annähernd gleichen Wert haben.

Aufgabe 64. Die Deckenbalken und Unterzüge der in Abb. 252 dargestellten Decke sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 61 mit $k = 875 \text{ kg/cm}^2$ berechnet werden.

Auflösung. 1. Deckenbalken. $L = 4,2 \text{ m}$; $b = 1,25 \text{ m}$; $p = 1200 \text{ kg/m}^2$; daher $Q = 4,2 \cdot 1,25 \cdot 1200 = 6300 \text{ kg}$, zuzüglich Eigengewicht rund $Q = 6500 \text{ kg}$; $M = 6500 \cdot \frac{4,2}{8} = 341300 \text{ cmkg}$;

$W = \frac{341300}{875} = 390 \text{ cm}^3$. Gewählt ist H-NP. 25 mit $W = 396 \text{ cm}^3$.

Stützdruck $N = 3250 \text{ kg}$; Trägerbreite $b = 110 \text{ mm}$; daher die erforderliche Auflagerlänge bei $k_m = 12 \text{ kg/cm}^2$ zulässiger Beanspruchung des Ziegelmauerwerks in Kalkzementmörtel $a = \frac{3250}{12 \cdot 11,0} = 25 \text{ cm}$.

2. Unterzug. $L = 5,0 \text{ m}$; $b = \frac{1}{2}(4,2 + 4,0) = 4,1 \text{ m}$; $p = 1200 \text{ kg/m}^2$; daher $Q = 5,0 \cdot 4,1 \cdot 1200 = 24600 \text{ kg}$, zuzüglich Eigengewicht für Balken und Unterzug rund $Q = 25400 \text{ kg}$; $M = 25400 \cdot \frac{5,0}{8}$

$= 15880 \text{ mkg}$; $W = \frac{1588000}{875} = 1820 \text{ cm}^3$. Gewählt ist H-NP. 45 mit $W = 2040 \text{ cm}^3$.

Stützdruck $N = 12700 \text{ kg}$; gußeiserne Auflagerplatte $280 \times 440 \text{ mm}$; daher der Druck auf das Mauerwerk in Kalkzementmörtel $\sigma_m = \frac{12700}{28,0 \cdot 40,0} = 11,4 \text{ kg/cm}^2$. Plattenstärke nach Gl. 20)

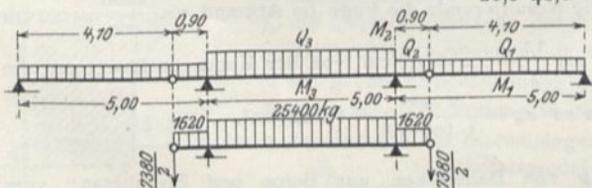


Abb. 254.

$$\delta = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{12700}{250} \cdot \frac{40}{28}} = 7,5 \text{ cm.}$$

Aufgabe 65. Der Unterzug der Aufg. 64 ist nach Abb. 254 als Gerberträger ausgebildet; welches H-Prof ist zu wählen?

Auflösung. Die in Abb. 254 eingetragenen Belastungen der einzelnen Trägerstrecken berechnen sich zu: $Q_3 = 25400$ kg wie in Aufg. 64;

$$Q_2 = 25400 \frac{0,9}{5,0} = 4570 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 0,9 \cdot 800 = 2950}{4570 - 2950 = 1620} \text{ kg von der Verkehrs- Last;}$$

$$Q_1 = 25400 \frac{4,1}{5,0} = 20830 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 4,1 \cdot 800 = 13450}{20830 - 13450 = 7380} \text{ kg von der Verkehrs- Last.}$$

Damit ergeben sich die größten Momente

$$\text{im eingehängten Felde zu } M_1 = 20830 \cdot \frac{4,1}{8} = 10680 \text{ mkg;}$$

$$\text{über der Mittelstütze zu } M_2 = (4570 + 20830) \frac{0,9}{2} = 11430 \text{ mkg;}$$

$$\text{in Mitte Kragträger zu } M_3 = 25400 \cdot \frac{5,0}{8} - (1620 + 7380) \frac{0,9}{2} = 11820 \text{ mkg.}$$

Daher $W = \frac{1182000}{875} = 1360 \text{ cm}^3$, so daß H-NP. 40 mit $W = 1459 \text{ cm}^3$ genügt; hinzu tritt das Mehr an Eisen und Arbeit für die Ausbildung der Gelenke.

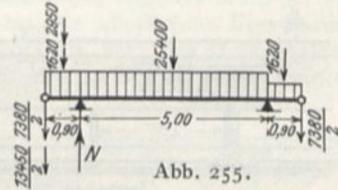
III. Die Säulen.

Sie werden nach den Regeln des 4. Kap. berechnet. Der größte Säulendruck P ergibt sich aus den größten Stützdrücken der Unterzüge zuzüglich eines Zuschlags für das Eigengewicht.

Aufgabe 66. Es soll die größte Säulendruckkraft P der in Abb. 252 dargestellten Decke für den Fall berechnet werden, daß die Unterzüge nach Abb. 254 als Gerberträger ausgebildet sind.

Auflösung. Der größte Stützdruck des Kragträgers ergibt sich bei der in Abb. 255 dargestellten Belastung, und zwar zu $N = \frac{1}{2} \cdot 25400 + 1620 + \frac{1}{2} \cdot 7380 + \frac{1}{5,0} \left(2950 \cdot 5,45 + \frac{1}{2} \cdot 13450 \cdot 5,9 \right)$

$= 29160$ kg; daher die größte Säulenkraft einschließlich des Eigengewichts rund $P = 30,0$ t.



B. Konstruktion der Decken.

Die Ausbildung der Deckenbalken, Unterzüge und Säulen ist bereits im 3. bis 5. Kap. erledigt; es erübrigt die Besprechung der Deckenfüllung.

1. Deckenfüllung in Holz.

Bei Holzbalkendecken werden die etwa erforderlichen Unterzüge meist aus Eisen hergestellt, um an Konstruktionshöhe zu sparen. Um den gedrückten Flansch des Unterzugs

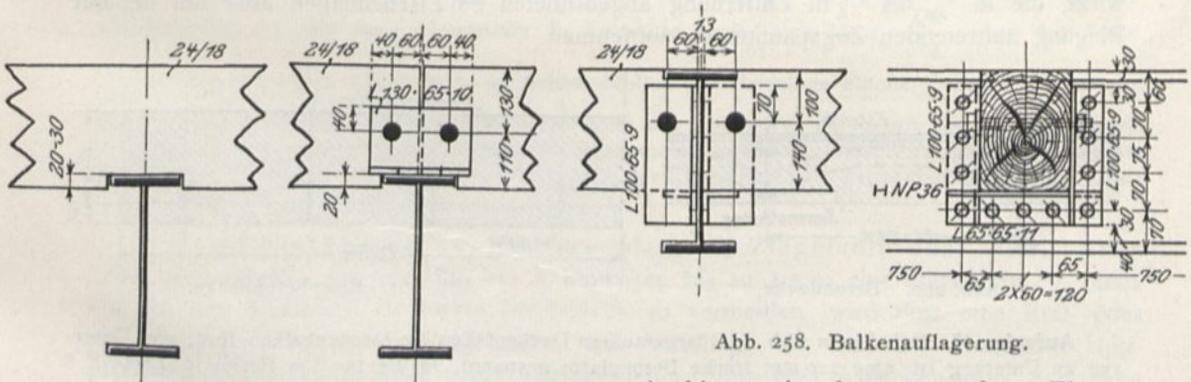


Abb. 258. Balkenauflagerung.

Abb. 256. Einkämmung des Holzbalkens.

Abb. 257. Holzbalkenstoß.

gegen Ausbiegen in der wagerechten Ebene nach Abb. 84 zu schützen, werden die Holzbalken entweder 2 bis 3 cm tief eingekämmt (Abb. 256)

oder aber durch Winkeleisen (ein- oder zweiseitig, Abb. 257) mit dem Unterzug verbunden; letzteres ist Regel beim Stoß der Holzbalken.

Liegen Balken und Unterzug ganz oder annähernd bündig, so werden die Balken auf wagerechten, an den Trägersteg genieteten Winkeleisen gelagert (Abb. 258); ein nebengelegtes senkrechtes Winkeleisen bewirkt die Aussteifung des Stegs und wird zur Sicherung des gedrückten Flansches gegen seitliches Ausbiegen mit dem Holzbalken durch eine Schraube verbunden.

Überall da, wo die Gefahr der Schweißwasserbildung am Eisen vorhanden ist, müssen in den Berührungsflächen zwischen Holz und Eisen Asphaltpappstreifen zur Verhinderung des Anfaulens eingelegt werden.

2. Deckenfüllung in Stein.

Wegen der Unempfindlichkeit des Steinmaterials gegen die Fehler des Holzes und Eisens, insbesondere gegen das Feuer, bei öffentlichen Gebäuden und reinen Nutzbauten durchweg verwendet.

a) Ebene Füllung. α) Bei Verwendung von Ziegelvoll- oder -hohlsteinen wird die Füllung auf den unteren Trägerflanschen aufgelagert (Abb. 259); die in den Fugen zur Aufnahme der auftretenden Zugspannungen angeordneten Einlagen aus Rund-

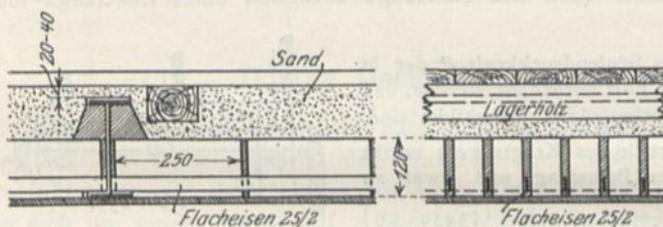


Abb. 259. Steindecke.

Flach- oder Profileisen müssen in Zementmörtel verlegt werden. Eine solche aus einzelnen Steinen gebildete Füllung erfordert eine sehr sorgfältige Überwachung sowohl der zu verwendenden Baustoffe als auch besonders der Ausführung, wenn man gegen das Herausfallen einzelner Steine genügend gesichert sein will. Wo große und einseitige Verkehrslasten und Erschütterungen auftreten, z. B. bei Tanzsälen, öffentlichen Gebäuden, Fabriken, ist stets die

β) Verwendung von Beton vorzuziehen. Die in Abb. 260 dargestellte Anordnung, bei der die Träger allseitig gegen den unmittelbaren Angriff der Hitze und Flammen geschützt liegen, ergibt bei größerer Trägerhöhe ein hohes Eigengewicht, gehört aber auch ihrer statischen Wirkung nach zu den gewölbten Füllungen, wie gestrichelt angedeutet. Für große Lasten und starke Erschütterungen hat sich die in Abb. 261 dargestellte Anordnung bewährt, bei der die Betonplatte selbst gleichzeitig als Deckenbalken wirkt, die in $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ m Entfernung angeordneten H-NP 8 -Eiseneinlagen aber die bei der Biegung auftretenden Zugspannungen aufnehmen.

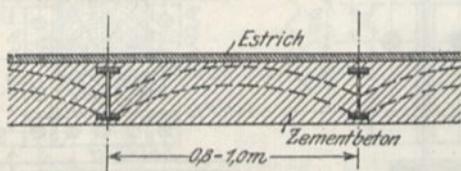


Abb. 260. Betondecke.

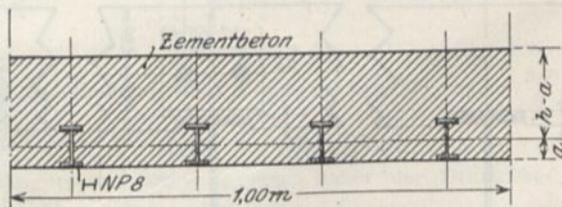


Abb. 261. Eisenbetondecke.

Aufgabe 67. Bei der in Abb. 252 dargestellten Decke fallen die Deckenbalken fort; von Unterzug zu Unterzug ist eine 220 mm starke Betonplatte gespannt, in die für 1 m Breite je 4 H-NP 8 mit $f_e = 4 \cdot 7,6 = 30,3 \text{ cm}^2$ Fläche eingelegt sind. Es sind die in Beton und Eisen auftretenden größten Spannungen für eine Gesamtbelastung $p = 1300 \text{ kg/m}^2$ zu berechnen.

Auflösung. Für einen 1 m breiten Plattenstreifen wird bei 4,2 m größter Stützweite die Gesamtlast $Q = 4,2 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 5500 \text{ kg}$ und, da die Platte über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft, das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 5500 \cdot \frac{4,2}{8} = 2310 \text{ mkg}$. Mit $a = \frac{80}{2} = 40 \text{ mm}$ wird nach Gl. 50):

$$x = \frac{15 \cdot 30,4}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(22,0 - 4,0)}{15 \cdot 30,4}} - 1 \right] = 9,0 \text{ cm}$$

daher nach Gl. 51):

$$\sigma_e = \frac{231000}{30,4(18,0 - 3,0)} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

und nach Gl. 52):

$$\sigma_b = \frac{9,0}{15(18,0 - 9,0)} 500 = 33,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei zwischen den Deckenbalken liegenden Eisenbetonplatten werden entweder die unteren (Abb. 262) oder die oberen (Abb. 263) Flanschen zur Auflagerung benutzt.

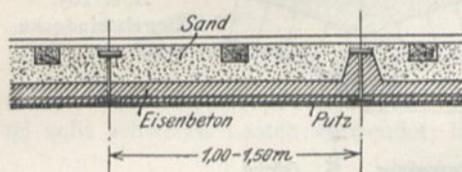


Abb. 262. Eisenbetondecke.

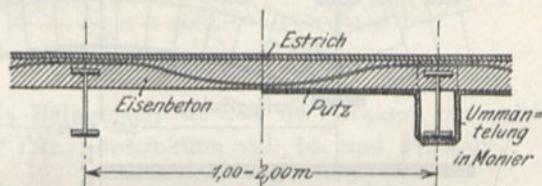


Abb. 263. Eisenbetondecke.

Im Falle der Abb. 263 bildet die Füllung einen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Träger (Abb. 28), bei dem über den Stützpunkten, das sind hier die Deckenbalken, negative Momente auftreten, die in den oberen Fasern Zugspannungen erzeugen; daher die allmähliche Überführung der Eiseneinlagen von der Plattenunterkante in Feldmitte zur Oberkante über den Deckenbalken. Treten große bewegliche Lasten auf, so werden 2 Eiseneinlagen, eine an der Ober- und eine an der Unterkante, eingelegt (vgl. Abb. 264).

Eine wesentliche Verstärkung der Tragfähigkeit erzielt man durch die Anordnung von Vouten, indem der Beton nach Abb. 264 bogenförmig oder schräg auf die unteren Trägerflansche hinabgeführt wird.

Die Wirkung der Vouten besteht darin, daß sie die Träger und damit die Eisenbetonplatte selbst an der freien Drehung hindern, d. h. die Platte nach Abb. 28 einspannen. Die bei Voraussetzung

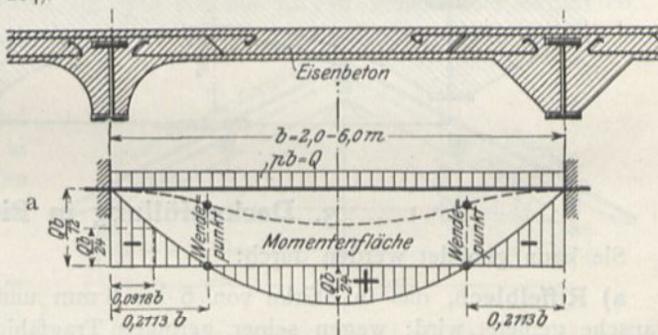


Abb. 264. Voutendecke.

einer vollkommenen Einspannung bei gleichförmig verteilter Belastung auftretenden Biegemomente sind in Abb. 264a dargestellt; in Feldmitte ergibt sich $M_{\max} = \frac{Qb}{24}$, über den Stützpunkten $M_{\min} = -\frac{Qb}{12}$. Will man an beiden Stellen mit derselben Fläche f_e der Eiseneinlagen auskommen, so muß die Stärke der Betonplatte an den Auflagern mindestens doppelt so groß wie in Feldmitte sein. Da eine vollkommene Einspannung praktisch niemals erreichbar ist, so hat man bei ihrer Annahme die zulässigen Beanspruchungen um 10 bis 15% gegenüber den sonst üblichen zu ermäßigen.

b) Gewölbte Füllung. *a)* Bei Verwendung von Ziegelvoll- oder -hohlsteinen (Abb. 265) erhalten die Gewölbe bei Spannweiten bis zu 1,5 m eine Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein. Um an den Kämpfern zu kleine Steinstücke zu vermeiden, wird dort eine Roll- oder eine doppelte Läuferschicht angeordnet. Die Auffüllung der Gewölbe erfolgt bei Holzfußböden in trockenem Sand, sonst in Magerbeton (Bims- oder Schlackenbeton; Schlacken mit Schwefelgehalt auszuschließen, da Schwefel das Eisen angreift!). Die Unterfläche erhält einen Putz, der gleichzeitig als Feuerschutz für die Trägerunterflanschen dient; man verwendet auch wohl besonders geformte Kämpfersteine, die den Trägerflansch umfassen.

β) Bei Verwendung von Beton (mit oder ohne Eiseneinlagen) werden die Träger zweckmäßig auf ihre ganze Höhe umstampft (Abb. 266), um ein gutes Widerlager für die Gewölbe zu schaffen. Bei Auffüllung der Gewölbe mit Beton ist zur Vermeidung der zweierlei Art von Beton für Gewölbe und Auffüllung die in Abb. 267 dargestellte Anordnung zweckmäßiger. In allen Fällen muß die Auffüllung die Deckenträger 2 bis 4 cm überragen.

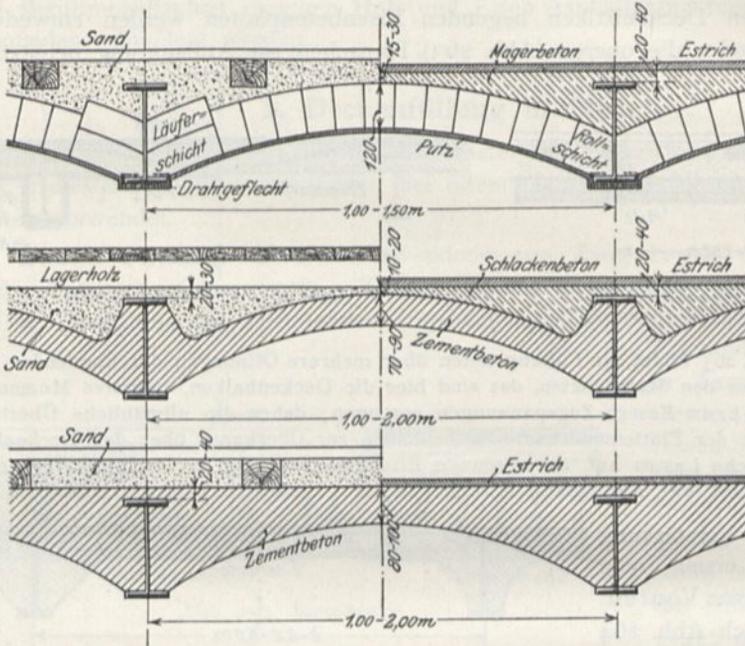


Abb. 265.
Ziegelsteindecke.

Abb. 266.
Betondecke.

Abb. 267.
Betondecke.

3. Deckenfüllung in Eisen.

Sie kann gebildet werden durch:

a) **Riffelblech**, das in Stärke von 6 bis 8 mm unmittelbar auf die oberen Trägerflansche genietet wird; wegen seiner geringen Tragfähigkeit nur bei enger Teilung der Deckenbalken und geringer Nutzlast verwendbar, z. B. zur Abdeckung von Laufstegen an Brücken, Kranen, Maschinen und zu Treppenstufen.

b) **Wellblech**, bei Decken nur noch selten verwendet.

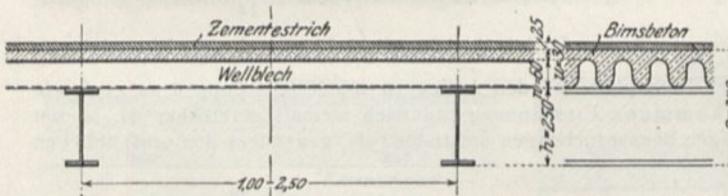


Abb. 268. Eisenwellblechdecke.

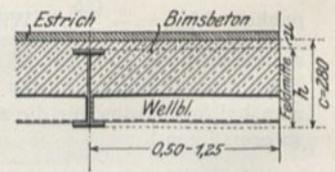


Abb. 269. Wellblechdecke.

a) **Ebenes Wellblech**. Die Lage auf den oberen Trägerflanschen nach Abb. 268 erfordert eine große Gesamtdicke c der Decke; diese läßt sich um die Wellblechhöhe w verringern, wenn die unteren Flanschen nach Abb. 269 als Auflager benutzt werden, wodurch aber ein großes Gewicht der Auffüllung (Sand oder Magerbeton) bedingt wird; man lagert daher wohl das Wellblech nach Abb. 270 auf besondere, seitlich an den Steg genietete Winkeleisen, nimmt dabei aber den Mehraufwand an Eisen und Nietarbeit in Kauf.

β) Gebogenes (bombiertes) Wellblech spannt sich als Kappengewölbe zwischen die Deckenbalken (Abb. 271); um es am Kämpfer mit seiner ganzen Fläche zur Auflagerung zu bringen; wird ein durchlaufendes Winkeleisen angeordnet, das sich unmittelbar gegen den Träger oder aber gegen einen zwischen Steg und Flansch eingebrachten Betonzwickel stützt.



Abb. 270. Eisenwellblechdecke.

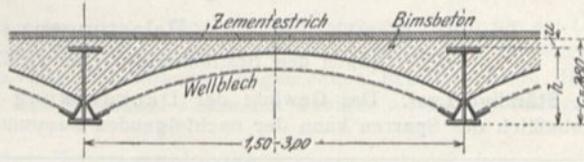


Abb. 271. Gewölbte Wellblechdecke.

c) Tonnen- und Buckelbleche sowie Belageisen werden bei Decken nur selten bei sehr schweren Lasten verwendet; über ihre Konstruktion vgl. 10. und 11. Kap.

Sechstes Kapitel.

Dachkonstruktionen.

Die einzelnen Teile einer Dachkonstruktion (Abb. 272) sind:

1. Die Dachdeckung oder Dachhaut, die das Gebäude nach außen wasser-, wärme- und feuersicher abschließen soll; sie wird von den 0,8 bis 1,25 m voneinander entfernten.

2. Sparren oder auch unmittelbar von den

3. Pfetten (Trauf-, Zwischen- und Firstpfetten) getragen, die meist in gleichen wagerechten Entfernungen (Fachweiten) $a = 2,5$ bis $3,5$ m angeordnet und durch die

4. Binder unterstützt sind. Die Entfernung der einzelnen Binder voneinander, die „Binderweite“, wird meist gleich groß, und zwar zu $b = 3,5$ bis $10,0$ m, gewählt; sie sind die Hauptträger der ganzen Dachkonstruktion, die deren ganze Last auf die Seitenmauern und durch diese in den Baugrund übertragen. Um eine Drehung des einzelnen Binders um die Verbindungslinie seiner Auflagerpunkte und ein Heraustreten der Knotenpunkte des gedrückten Obergurts aus der Binder-ebene heraus zu verhindern, werden je zwei Binder durch den in der Obergurtebene liegenden

5. Windverband miteinander verbunden.

6. Rinnen von $0,8$ bis $1,0$ cm² mittlerem Querschnitt für jedes

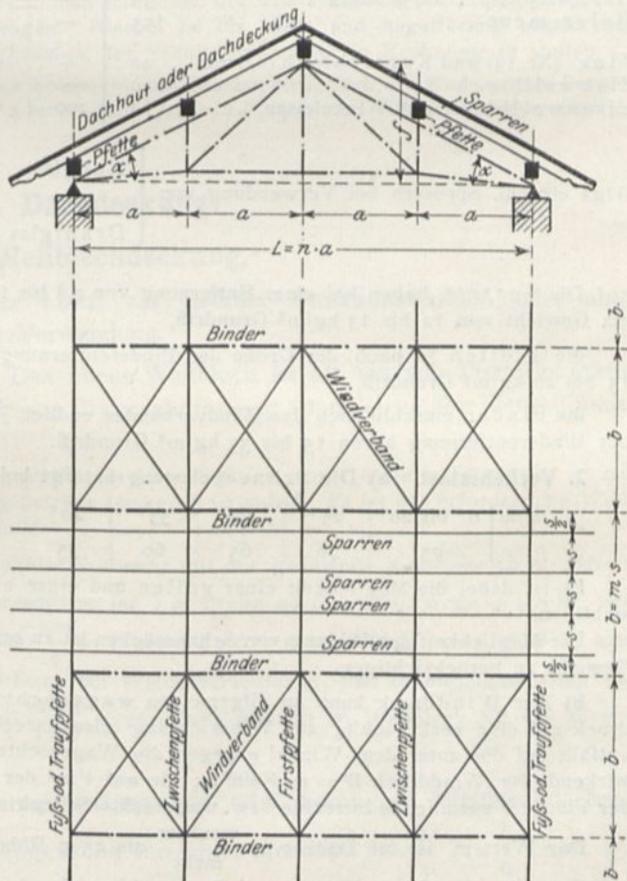


Abb. 272. Dachkonstruktion.

Quadratmeter der Grundfläche des zu entwässernden Dachs; sie werden mit einem Gefälle von 1:125 bis 1:100 verlegt und in Entfernungen von 15 bis 25 m durch Abfallrohre von 13 bis 15 cm ϕ entwässert.

A. Berechnung der Dachkonstruktionen.

Belastungen

(nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919).

1. Ständige Last. Das Gewicht der Dachdeckung in kg für 1 m² schräger Dachfläche einschließlich der Sparren kann der nachfolgenden Zusammenstellung entnommen werden.

Dachdeckung	einschl. Sparren kg/m ²	Latten 4,5 × 6,5 cm		Schalung		Ins- gesamt kg/m ² Dach- fläche	Kleinste Dachneigung				
		Ent- fernung cm	kg/m ²	2,5 cm stark kg/m ²	3,5 cm stark kg/m ²		$\frac{F}{L}$	α			
Biberschwänze { Spließdach	65	20	10	—	—	75	$\frac{1}{3}$	33° 40'			
	85	14	10	—	—	95	$\frac{1}{4}$	26° 30'			
	95	25	10	—	—	105	$\frac{1}{4}$	26° 30'			
Dachpfannen auf { Lattung	75	24	10	—	—	85	$\frac{1}{3}$	33° 40'			
	80		—	20	—	100					
Falzziegel	55	33,5	10	—	—	65	$\frac{1}{6}$	18° 30'			
Schiefer { deutscher	45	—	—	20	—	65	$\frac{1}{3}$	33° 40'			
	35	20	10	—	—	45	$\frac{1}{5}$	21° 50'			
Asphaltpappe, doppellagig	35	—	—	20	—	55	$\frac{1}{20}$	5° 40'			
Holzzement	155	—	—	—	25	180	$\frac{1}{50}$	2° 20'			
Zink- (Nr. 13) und Kupferblech (0,6 mm)	20	—	—	20	—	40	$\frac{1}{50}$	2° 20'			
Zinkwellblech	20	—	—	20	—	40	$\frac{1}{20}$	5° 40'			
Eisenwellblech auf Winkeleisen	15	200	10	—	—	25	$\frac{1}{20}$	5° 40'			
Glas einschl. Sprossen bei Verwendung von {							$\frac{1}{3}$	33° 40'			
									Rohglas {	4 mm stark	22
										5 " "	25
									Drahtglas {	6 " "	30
										5 mm stark	30
									6 " "	35	

Die Sparren haben bei einer Entfernung von 0,8 bis 1,25 m sowohl in Holz als auch in Eisen ein Gewicht von 12 bis 15 kg/m² Grundriß,

die Pfetten je nach der Größe der Binderentfernung b und der Fachweite a (Abb. 272) von 15 bis 20 kg/m² Grundriß,

die Binder einschließlich des Windverbandes endlich je nach der Größe der Spannweite L und der Binderentfernung b von 15 bis 35 kg/m² Grundriß.

2. Verkehrslast. a) Die Schneebelastung beträgt bei einem Dachneigungswinkel:

$$p_s = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|c|c|} \hline \alpha = & 0^\circ \text{ bis } 20^\circ & 25^\circ & 30^\circ & 35^\circ & 40^\circ & 45^\circ & > 45^\circ \\ \hline & 75 & 70 & 65 & 60 & 55 & 50 & 0 \\ \hline \end{array} \quad \text{kg/m}^2 \text{ Grundriß.}$$

Es ist dabei die Möglichkeit einer vollen und einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen.

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

b) Der Winddruck kann im allgemeinen wagerecht angenommen werden. Ist w_0 der Winddruck auf eine rechtwinklig zur Windrichtung (also lotrecht) stehende Fläche von 1 m² Größe, so entfällt auf die unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigte Fläche F , rechtwinklig zu ihr wirkend, der Winddruck $W = w_0 F \sin^2 \alpha$; die auf 1 m² der lotrechten bzw. wagerechten Projektion der Fläche F entfallende lotrechte bzw. wagerechte Seitenkraft des Winddrucks ist ebenfalls $w_0 \sin^2 \alpha$.

Der Wert w_0 ist für Dächer in $\frac{\text{weniger}}{\text{mehr}}$ als 25 m Höhe mit $\frac{125}{150}$ kg/m² einzuführen.

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

Bei offenen Hallen ist ein auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern ein von unten nach oben wirkender Winddruck von 60 kg für 1 m² rechtwinklig getroffener Fläche zu berücksichtigen.

c) Als Menschenbelastung ist

für wagerechte oder bis $\frac{1}{20}$ geneigte Dächer 250 kg/m² einschließlich Wind- und Schneelast einzuführen, wenn zeitweiliger Aufenthalt von Menschen, z. B. zu Spiel-, Beobachtungs- und Erholungszwecken nicht ausgeschlossen ist;

für alle Dächer in der Mitte der einzelnen Pfetten, Sparren oder Sprossen sowie für die Dachhaut unter Außerachtlassung der Wind- und Schneelast eine Einzellast von 100 kg für Personen anzunehmen, die das Dach bei Reinigungs- oder Wiederherstellungsarbeiten betreten, wenn die auf diese Konstruktionsteile wirkende Wind- und Schneelast zusammen weniger als 200 kg beträgt.

Zulässige Beanspruchungen.

1. Dächer, Fachwerkwände, Träger zur Unterstützung von Wänden, Kranbahnträger u. dgl. dürfen in denjenigen Teilen, deren Querschnittsgröße durch die ständige, Nutz- und Schneelast allein bedingt ist, mit $\frac{1200}{1400}$ kg/cm² beansprucht werden. Maßgebend ist derjenige Fall, der den größten Querschnitt ergibt. Für die Berechnung der Träger zur Unterstützung von Wänden ist dabei die Entfernung der Auflagermitteln als Stützweite einzuführen. Anker dürfen nur mit 800 kg/cm² beansprucht werden.

Die Spannung von 1400 kg/cm² darf ausnahmsweise bis zu 1600 kg/cm² bei Dächern gesteigert werden, wenn für eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung, Berechnung und Ausführung volle Sicherheit gewährleistet erscheint.

Bei fachwerkartigen Bauteilen brauchen die Neben- und Zwängungsspannungen nicht berücksichtigt zu werden.

2. Die Scherspannung der Niete und gedrehten Schrauben darf höchstens 1000 kg/cm², der Lochleibungsdruck 2000 kg/cm², bei gewöhnlichen Schrauben die Scherspannung höchstens 750 kg/cm², der Lochleibungsdruck 1500 kg/cm² betragen. Hierbei ist für Niete und kegelförmig abgedrehte Bolzen der Bohrungsdurchmesser, für Schrauben der Schaftdurchmesser in Rechnung zu stellen.

3. Die Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Glieder muß, nach der Eulerschen Formel berechnet, im ungünstigsten Falle eine 4 fache sein ($J_{\min} = 2 P_1 h_1^2$). Als Länge h_1 dieser Glieder ist die ganze Systemlänge einzuführen.

I. Dachdeckung.

1. Wellblechdeckung.

Das Wellblech kommt entweder eben auf eiserner Unterkonstruktion oder aber gebogen (bombiert) freitragend zur Verwendung.

a) Ebene Wellblechdeckung. Das ebene Wellblech ist als ein von Pfette zu Pfette freiliegender Träger zu berechnen, dessen Breitenabmessung (parallel zu den Pfetten) meist gleich 1 m eingeführt wird.

Aufgabe 68. Die in Abb. 272 dargestellte Dachkonstruktion von $L = 12$ m Stützweite ist mit Wellblech gedeckt. Die Gesamtbelastung beträgt 150 kg/m² Grundriß. Es ist das erforderliche Wellblechprofil zu bestimmen. $k = 1200$ kg/cm².

Auflösung. Die Spannweite des Wellblechs stimmt mit der Fachweite $a = \frac{L}{4} = 3,0$ m überein (vgl. Abb. 34); daher ergibt sich die Gesamtlast für 1 m Breite zu $Q = 150 \cdot 1,0 \cdot 3,0 = 450$ kg und das größte Moment zu $M = 450 \cdot \frac{3,0^2}{8} + 100 \cdot \frac{3,0^2}{4} = 16900 + 7500 = 24400$ cmkg, wenn in Mitte eine Einzellast von 100 kg für einzelne, das Dach bei Wiederherstellungs- und Reinigungsarbeiten betretende Arbeiter angenommen wird. $W = \frac{24400}{1200} = 20,4$ cm²; gewählt ist Wellblech NP. 100-50-1 $\frac{1}{4}$ mit $W = 24,0$ cm² für 1 m Breite.

b) Gebogene Wellblechdeckung (freitragende oder bombierte Wellblechdächer). Das Wellblech spannt sich als Kappengewölbe mit einer Pfeilhöhe $f = \frac{L}{4}$ bis $\frac{L}{6}$ (Abb. 43) zwischen eiserne auf den Seitenmauern gelagerte Längsträger, die zum Ausgleich des

Gewölbeschubs in Entfernungen $a = 2,0$ bis $4,0$ m durch Anker miteinander verbunden sind.

α) Das Wellblechgewölbe kann hinreichend genau nach den Gl. 21) bis 23) berechnet werden.

Aufgabe 69. Ein freitragendes Wellblechdach von $L = 20,0$ m Stützweite und $f = 3,6$ m Pfeilhöhe ist durch Eigengewicht mit 50 kg/m^2 , durch Schnee mit 70 kg/m^2 und durch Wind mit 20 kg/m^2 Grundriß (vgl. S. 22) belastet; es ist das erforderliche Wellblechprofil zu bestimmen. $h = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. Bei voller Schneebelastung und Winddruck wird für 1 m Breite die Gesamtlast $Q = 20,0 \cdot 1,0 (50 + 70) = 2400 \text{ kg}$ bzw. $\Sigma = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 400 \text{ kg}$, daher nach Gl. 21) und 22) der

$$\text{Horizontalschub } H = \frac{2400 \cdot 20,0}{8 \cdot 3,6} + \frac{400 \cdot 20,0}{16 \cdot 3,6} = 1800 \text{ kg}$$

und nach Gl. 23) das Moment in $1/4$ der Spannweite $M = \pm \frac{400 \cdot 20,0}{64} = \pm 125 \text{ mkg}$. Bei einseitiger Schneelast und

Winddruck wird $Q = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 50 = 1000 \text{ kg}$; $\Sigma = 20,0 \cdot 1,0 (70 + 20) = 1800 \text{ kg}$;

$$\S = \frac{1000 \cdot 20,0}{8 \cdot 3,6} + \frac{1800 \cdot 20,0}{16 \cdot 3,6} = 1320 \text{ kg}; \text{ } \mathfrak{M} = \pm \frac{1800 \cdot 20,0}{64} = \pm 560 \text{ mkg}$$

Da die Längskraft an dieser Stelle genau genug gleich dem Horizontalschub \S eingeführt werden darf, so erleidet das gewählte Wellblechprofil $100 \cdot 100 \cdot 1 1/4 \text{ mm}$ (dessen Stärke für die Ausführung mit Rücksicht auf die Rostgefahr zu 2 mm gewählt ist) mit $F = 32,1 \text{ cm}^2$ und $W = 72,4 \text{ cm}^3$ für 1 m Breite die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{1320}{32,1} + \frac{56000}{72,4} = 410 + 770 = 1180 \text{ kg/cm}^2$$

β) Die Anker erhalten, wenn H_{\max} der größte Horizontalschub für 1 m Gewölbebreite und a die Ankerentfernung (Abb. 273) ist, die größte Zugkraft $Z = a H_{\max}$.

Abb. 273.

Aufgabe 70. Für das in Aufg. 69 berechnete Wellblechdach beträgt die Ankerentfernung $a = 3,0$ m; es ist der erforderliche Ankerquerschnitt zu bestimmen; $h = 800 \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. Nach Aufg. 69 ist $H_{\max} = 1800 \text{ kg}$, daher $Z = 3,0 \cdot 1800 = 5400 \text{ kg}$. Gewählt ist ein Rundeisen $1 1/8'' \phi$ mit $6,8 \text{ cm}^2$ Kernfläche, daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{5400}{6,8} = 790 \text{ kg/cm}^2$.

Werden die Anker nach Abb. 274 oder 275 gegabelt ausgeführt, so ergeben sich die Zugkräfte für

Abb. 274:

- im Hauptanker 53a) $Z = a H_{\max}$;
- „ Nebenanker 53b) $N = \frac{a}{3} H_{\max}$;
- „ Schräganker 53c) $S = \frac{a}{3 \sin 45^\circ} H_{\max}$
 $= \frac{N}{\sin 45^\circ}$.

Abb. 275:

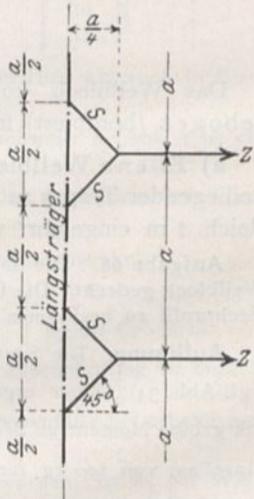
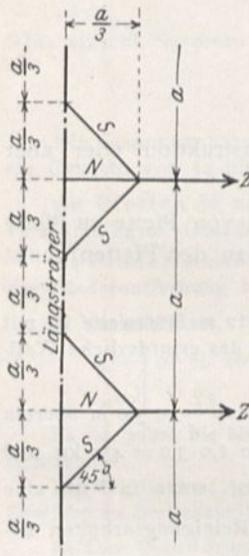
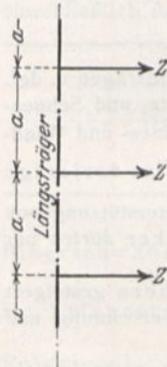
- im Hauptanker 54a) $Z = a H_{\max}$;
- „ Schräganker 54b) $S = \frac{a}{2 \sin 45^\circ} H_{\max}$.

Den Neigungswinkel der Schräganker zu 45° zu wählen, ist nicht erforderlich, aber empfehlenswert.

Abb. 274. Gabelanker.

Abb. 275. Gabelanker.

γ) Die Längsträger (Abb. 273 bis 275) liegen entweder wagerecht und sind dann ihrer ganzen Länge nach durch Mauern oder Träger unterstützt, oder aber schräg (Abb. 276) und sind dann meist nur in einzelnen, der Ankerentfernung a entsprechenden Punkten aufgelagert.



aa) Wagerechte, durchlaufend unterstützte Längsträger werden nur durch den Horizontalschub beansprucht, und zwar

in	Abb. 273	Abb. 274	Abb. 275
durch das Moment und	55) $M = \frac{4}{5} Z \frac{a}{8}$	56a) $M = \frac{4}{5} \frac{Z a}{72}$	57a) $M = \frac{4}{5} \frac{Z a}{32}$
durch die Längskraft		56b) $L = \frac{Z}{3}$	57b) $L = \frac{Z}{2}$

Der den Momenten zugefügte Beiwert $\frac{4}{5}$ ist nur dann zulässig, wenn der Längsträger über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft.

bb) Schrägliegende, nur in den Ankerangriffspunkten unterstützte Längsträger (Abb. 276) werden durch den Horizontalschub H und den lotrechten Stützdruck N beansprucht. Zerlegt man diese Kräfte nach den Hauptachsen xx und yy des Längsträgers, so ergeben sich die Momente

$$\text{in der Ebene } xx \text{ zu } M_x = \frac{4}{5} (H \sin \alpha - N \cos \alpha) \frac{a}{8},$$

$$\text{in der Ebene } yy \text{ zu } M_y = \frac{4}{5} (H \cos \alpha + N \sin \alpha) \frac{a}{8},$$

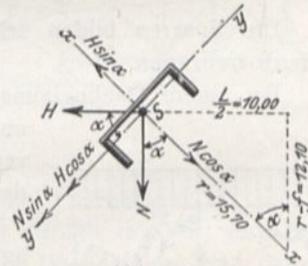


Abb. 276.

wobei auch hier der Beiwert $\frac{4}{5}$ nur dann einzuführen ist, wenn der Längsträger über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft. Die Achse yy fällt mit der Bogentangente im Kämpfer zusammen.

Aufgabe 71. Die schrägliegenden, über 3 Felder ununterbrochen durchlaufenden Längsträger des in Aufg. 69 berechneten Wellblechdachs sind aus \square NP. 26 mit $W_x = 371 \text{ cm}^3$ und $W_y = 48 \text{ cm}^3$ gebildet; es ist die größte auftretende Spannung zu ermitteln.

Auflösung. Nach Aufg. 69 wird für 1 m Breite und 3,0 m Ankerentfernung bei voller Schneebelastung und Winddruck $N_1 = 3 (1200 + \frac{3}{8} \cdot 400) = 4050 \text{ kg}$, $N_2 = 3 (1200 + \frac{1}{8} \cdot 400) = 3750 \text{ kg}$ und $H = 3 \cdot 1800 = 5400 \text{ kg}$, bei einseitiger Schneelast und Winddruck $N_1 = 3 (500 + \frac{3}{8} \cdot 1800) = 3525 \text{ kg}$, $N_2 = 3 (500 + \frac{1}{2} \cdot 1800) = 2175 \text{ kg}$ und $\delta = 3 \cdot 1320 = 3960 \text{ kg}$. Mit dem Bogenradius $r = \frac{10,0^2 + 3,6^2}{2 \cdot 3,6}$

$$= 15,7 \text{ m wird } \sin \alpha = \frac{10,7}{15,7} = 0,64 \text{ und } \cos \alpha = \frac{15,7 - 3,6}{15,7} = 0,77, \text{ daher}$$

	voller Schneelast und Wind		einseitiger Schneelast und Wind		
	linken Kämpfer	rechten Kämpfer	linken Kämpfer	rechten Kämpfer	
$H \sin \alpha - N \cos \alpha =$	$5400 \cdot 0,64 - 4050 \cdot 0,77 = 340$	$5400 \cdot 0,64 - 3750 \cdot 0,77 = 570$	$3960 \cdot 0,64 - 3525 \cdot 0,77 = -180$	$3960 \cdot 0,64 - 2175 \cdot 0,77 = 860$	kg
$H \cos \alpha + N \sin \alpha =$	$5400 \cdot 0,77 + 4050 \cdot 0,64 = 6750$	$5400 \cdot 0,77 + 3750 \cdot 0,64 = 6560$	$3960 \cdot 0,77 + 3525 \cdot 0,64 = 5310$	$3960 \cdot 0,77 + 2175 \cdot 0,64 = 4440$	
$M_x = \frac{4}{5} \cdot 340 \cdot \frac{300}{8} =$	10200	$\frac{4}{5} \cdot 570 \cdot \frac{300}{8} = 17100$	$\frac{4}{5} \cdot 180 \cdot \frac{300}{8} = 5400$	$\frac{4}{5} \cdot 860 \cdot \frac{300}{8} = 25800$	cmkg
$M_y = \frac{4}{5} \cdot 6750 \cdot \frac{300}{8} =$	202500	$\frac{4}{5} \cdot 6560 \cdot \frac{300}{8} = 196800$	$\frac{4}{5} \cdot 5310 \cdot \frac{300}{8} = 159000$	$\frac{4}{5} \cdot 4440 \cdot \frac{300}{8} = 133200$	
$\sigma_x = M_x : W_y =$	210	360	110	540	kg/cm ²
$\sigma_y = M_y : W_x =$	550	530	430	360	
$\sigma_{\max} =$	760	890	540	900	kg/cm ²

2. Glasdeckung.

Die Glastafeln werden in der Regel an ihren Langseiten aufgelagert; sie bilden Träger auf 2 Stützen, deren zulässige Beanspruchung für $\frac{\text{geblasenes}}{\text{gegossenes}}$ Rohglas zu $\frac{125}{85}$ kg/cm², für Drahtglas zu 165 kg/cm² eingeführt werden kann.

Die Stärke δ der Glastafeln kann der nachfolgenden Zusammenstellung entnommen werden, in der die Sprossenweite s gleich der Stützweite der Glastafeln ist.

Sprossenweite $s =$	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	mm
$\delta =$ {	geblasenes Rohglas	4	5							mm
	gegossenes Rohglas		6	7	8	9	11	12		mm
	Drahtglas		5	6	6	7	7	8	9	10

II. Sparren.

Die Sparren bilden schrägliegende Träger nach Abb. 34b, die sich von Pfette zu Pfette freitragen.

Bei einem Dachneigungswinkel $\alpha \leq 25^\circ$ (Abb. 272) genügt es, ständige Last, Schnee und Winddruck als lotrechte, gleichmäßig über den Grundriß verteilte Gesamlast einzuführen, also die wagerechte Seitenkraft des Winddrucks zu vernachlässigen.

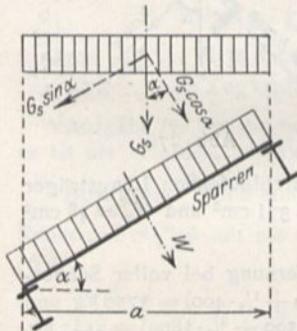


Abb. 277.

Ist $\alpha > 25^\circ$, so ist der Winddruck W (Abb. 277) rechtwinklig zum Sparren wirkend einzuführen, und die aus ständiger Last und Schnee zusammengesetzte lotrechte Belastung G_s rechtwinklig und parallel zum Sparren in die Seitenkräfte $G_s \cos \alpha$ und $G_s \sin \alpha$ zu zerlegen; den Einfluß der letzteren, im Sparren als Zug- oder Druckkraft wirksamen Seitenkraft darf man bei der Querschnittsermittlung des Sparrens in der Regel vernachlässigen; sie wird durch die Pfetten auf die Binder übertragen, wie unter III. erläutert.

III. Die Pfetten.

1. Ermittlung der äußeren Lasten.

Man hat 2 Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Mittellinie der Pfette rechtwinklig zur Dachfläche oder aber lotrecht steht.

a) Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche (Abb. 278). Die gesamte lotrechte, gleichförmig verteilte Last G (ständige Last + Schnee) ist in die Seitenkräfte $G \cos \alpha$ und $G \sin \alpha$ zu zerlegen. Für das durch $G \cos \alpha$ und den rechtwinklig zur Dachfläche wirkenden Winddruck W erzeugte Biegemoment M_y kommt das Widerstandsmoment W_x in bezug auf die x -Achse, für das durch $G \sin \alpha$ erzeugte Moment M_x aber das kleinere Widerstandsmoment W_y in bezug auf die y -Achse in Betracht.

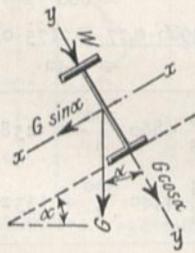


Abb. 278.

alpha) Bildet die Dachhaut eine ununterbrochen durchlaufende, mit den Pfetten fest verbundene Platte aus Eisenbeton, so nimmt diese die Seitenkräfte $G \sin \alpha$ sämtlicher Pfetten einer Dachhälfte auf und überträgt sie als vollwandiger Balken von der Spannweite b und der Höhe $\frac{L}{2 \sin \alpha}$ (Abb. 272) unmittelbar auf die Binder; die in der Eisenbetonplatte rechtwinklig zu den Haupttrageisen liegenden Druckverteilungseisen genügen bei der meist vorhandenen flachen Dachneigung zur Aufnahme des in der Dachfläche

man sich beschränken darf, auf. Die Firstpfette ist daher in der lotrechten x -Achse durch die Kraft $G [1 + (n - 1) \sin^2 \alpha] + \frac{1}{2} W \cos \alpha$, in der wagerechten y -Achse durch die Last $\frac{1}{2} W \sin \alpha$ gleichförmig belastet.

Sind die Zwischenpfetten durch das Moment M_y nicht bis zur zulässigen Grenze k beansprucht, so können sie (ebenso wie die Traufpfette) einen Teil der Seitenkräfte $G \sin \alpha$ aufnehmen, der dann für die Firstpfette in Abzug kommt, vgl. Aufg. 72.

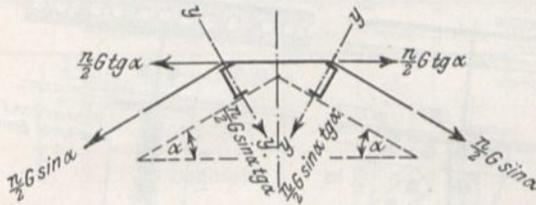


Abb. 282. Zweiteilige Firstpfette.

Ist die Firstpfette zweiteilig (Abb. 282), so erhält jeder ihrer Teile die gesamte rechtwinklig zur Dachfläche wirkende Zusatzlast $\frac{n}{2} G \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha$; die beiden wagerechten Seitenkräfte $\frac{n}{2} G \operatorname{tg} \alpha$ heben sich bei voller Schneebelastung auf, erfordern aber die Verbindung der beiden Pfettenteile miteinander.

Aufgabe 72. Bei dem in Abb. 283 dargestellten, mit Falzziegeln auf eisernen Latten und Sparren ($s = 1,25$ m) eingedeckten Dach von $b = 5,0$ m Binderentfernung sind die Pfetten aus I-NP. 20 mit $W_x = 214 \text{ cm}^3$ und $W_y = 26 \text{ cm}^3$ gebildet; ihre Belastung beträgt

- von der ständigen Last = 115 kg/m² Grundriß,
- von der Schneelast = 60 kg/m² Grundriß,
- von der Windlast $150 \cdot \sin^2 \alpha = 50 \text{ kg/m}^2$ schräger Dachfläche.

Es ist die Beanspruchung der Pfetten bei voller Schneelast auf beiden Dachseiten zu ermitteln. $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

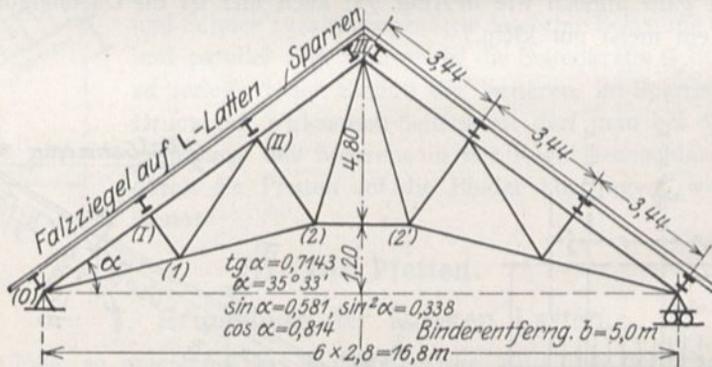


Abb. 283. Falzziegeldach.

Auflösung. 1. Die Zwischenpfette. Mit $b = 5,0$ m, $a = 2,8$ m wird infolge

- der ständigen Last $G_0 = 5,0 \cdot 2,8 \cdot 115 = 1610 \text{ kg}$
 - der Schneelast $G_s = 5,0 \cdot 2,8 \cdot 60 = 840 \text{ kg}$
 - der Windlast $W = 5,0 \cdot 3,44 \cdot 50 = 860 \text{ kg}$.
- } insgesamt $G = 2450 \text{ kg}$;

Mit $G \cos \alpha = 2450 \cdot 0,814 = 2000 \text{ kg}$,
 $G \sin \alpha = 2450 \cdot 0,581 = 1420 \text{ kg}$ wird $M_g = 2000 \cdot \frac{600}{8} = 125000 \text{ cmkg}$,
 ferner $M_w = 860 \cdot \frac{600}{8} = 54000 \text{ cmkg}$, insgesamt
 $M_y = 179000 \text{ cmkg}$.

Ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$ kann das I-NP. 20 eine parallel zur Dachfläche wirkende Kraft X aufnehmen, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{179000}{214} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $X = 150 \text{ kg}$ berechnet.

2. Die Traufpfette erhält nur die Hälfte der Lasten ($a = 1,4$ m) und damit auch nur die Hälfte der Biegemomente der Zwischenpfette, kann daher eine parallel zur Dachfläche wirkende Last Y aufnehmen, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{89500}{214} + \frac{Y \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $Y = 320 \text{ kg}$ berechnet.

3. Die Firstpfette. Jeder Teil erhält wie die Traufpfette zunächst das Moment $M_y' = 89\,500 \text{ cmkg}$. Parallel zur Dachfläche wirkt auf jeder Dachseite die Kraft $\frac{2}{3} G \sin \alpha - 2X - Y = 3 \cdot 1420 - 2 \cdot 150 - 320 = 3640 \text{ kg}$, die in der y -Achse die Seitenkraft $3640 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2600 \text{ kg}$, folglich das Zusatzmoment $M_y'' = 2600 \cdot \frac{500}{8} = 163\,000 \text{ cmkg}$ erzeugt; die Beanspruchung berechnet sich daher zu $\sigma = \frac{89\,500 + 163\,000}{214} = 1180 \text{ kg/cm}^2$.

Ist wie bei der in Abb. 284 dargestellten, ebenfalls mit Falzziegeln auf eisernen Latten und Sparren eingedeckten Dachkonstruktion eine Verbindung der gegenüberliegenden Pfetten in den

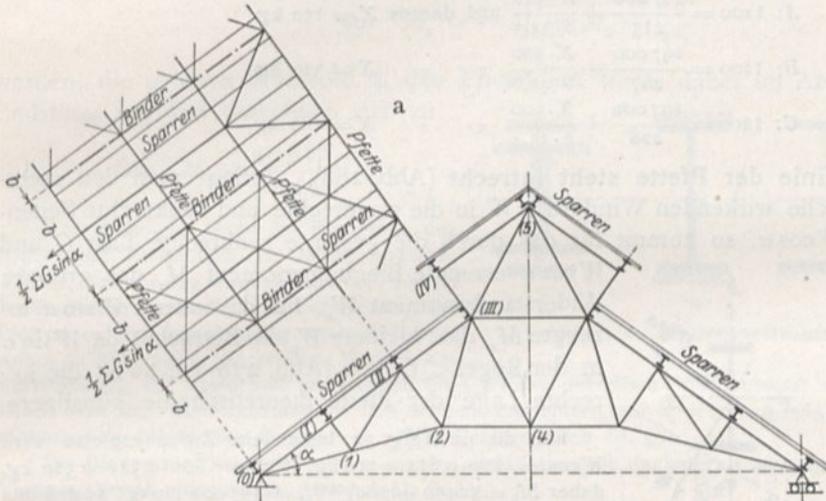


Abb. 284. Falzziegeldach.

Abb. 285.

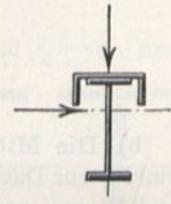


Abb. 286.

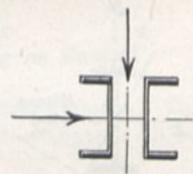


Abb. 285 u. 286. Zweifeldige Pfettenquerschnitte.

Knotenpunkten III, und III', also ein Ausgleich der wagerechten Seitenkräfte $\Sigma G \operatorname{tg} \alpha$ (Abb. 282) unmöglich, so muß eine der Pfetten, meist die Traufpfette (I), oder die oberste Pfette (III), die ganze Kraft $\Sigma G \sin \alpha$ der zugehörigen Dachseite (abzüglich des etwa von den übrigen Pfetten übertragenen Anteils, vgl. Aufg. 72) durch ihren Biegungswiderstand auf die Binder übertragen; sie erhält dann einen in 2 Ebenen biegefest ausgebildeten Querschnitt nach Abb. 285 oder 286. Man erzielt aber in einem solchen Falle meist eine erhebliche Eisenersparnis, wenn man die zur Aufnahme der Kraft $\Sigma G \sin \alpha$ bestimmte Pfette in ihrer Mitte (bzw. bei sehr großer Binderentfernung b auch in mehreren Zwischenpunkten) nach Abb. 284 a durch einen in der schrägen Dachfläche liegenden Fachwerkträger, dessen Diagonalen gleichzeitig Glieder des Windverbandes bilden können, an den Knotenpunkten der benachbarten Binder aufhängt.

Ist die Pfette aus einem Z-Eisen gebildet (Abb. 287), dessen Hauptachse yy mit der Mittellinie des Stegs den Winkel φ einschließt (vgl. Anhang Zahlentafel IV), so zerlegt man die lotrechte Kraft G und den Winddruck W in die Seitenkraft $G \cos(\alpha - \varphi) + W \cos \varphi$ in der Richtung der y -Achse und in $G \sin(\alpha - \varphi) - W \sin \varphi$ in der Richtung der x -Achse und berechnet die Momente M_y und M_x . Mit Hilfe der in Zahlentafel IV des Anhangs angegebenen zusammengehörigen Werte $\frac{J_x}{w}$ und $\frac{J_y}{v}$ bzw. $\frac{J_x}{\xi}$ und $\frac{J_y}{\eta}$ bzw. $\frac{J_x}{w_0}$ und $\frac{J_y}{v_0}$ berechnen sich dann die Spannungen in den Punkten A, C und B. Damit das in der x -Achse wirkende Moment M_x möglichst klein wird, ist das Z-Eisen nach Abb. 287 so anzuordnen, daß sein oberer Flansch zum First zeigt. In der umgekehrten Lage wäre φ negativ einzuführen; die in die y -Achse fallende Seitenkraft nähme dann den etwas kleineren Wert $G \cos(\alpha + \varphi) + W \cos \varphi$, die in die x -Achse fallende aber den erheblich größeren Wert $G \sin(\alpha + \varphi) + W \sin \varphi$ an.

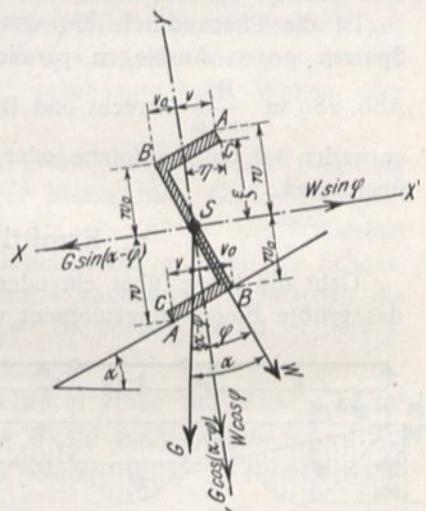


Abb. 287.

Aufgabe 73. Die Zwischenpfetten der in Aufg. 72 (Abb. 283) behandelten Dachkonstruktion sind aus Z NP. 20 gebildet; es ist die Beanspruchung zu ermitteln.

Auflösung. Mit $\varphi = 17^\circ 23'$, $\sin \varphi = 0,300$, $\cos \varphi = 0,954$, daher $\alpha - \varphi = 35^\circ 33' - 17^\circ 23' = \sim 18^\circ$, $\sin(\alpha - \varphi) = 0,309$, $\cos(\alpha - \varphi) = 0,951$ wird nach den Zahlenwerten der Aufg. 72:

$$G \cos(\alpha - \varphi) + W \cos \varphi = 2450 \cdot 0,951 + 860 \cdot 0,954 = 2330 + 820 = 3150 \text{ kg,}$$

$$G \sin(\alpha - \varphi) - W \sin \varphi = 2450 \cdot 0,309 - 860 \cdot 0,300 = 760 - 260 = 500 \text{ kg;}$$

daher $M_y = 3150 \cdot \frac{500}{8} = 197000 \text{ cmkg}$; damit ergibt sich (vgl. Zahlentafel IV), wenn wieder X die in der x -Achse wirkende Kraft bedeutet, die das Z NP. 20 ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$ aufnehmen kann, für den Punkt

$$A: 1200 = \frac{197000}{213} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 35,3} \text{ und daraus } X = 150 \text{ kg,}$$

$$B: 1200 = \frac{197000}{267} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 42,6} \text{ " " } X = 310 \text{ kg,}$$

$$C: 1200 = \frac{197000}{228} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 33,4} \text{ " " } X = 180 \text{ kg.}$$

b) Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht (Abb. 288). Zerlegt man den rechtwinklig zur Dachfläche wirkenden Winddruck W in die wagerechte und senkrechte Seitenkraft $W \sin \alpha$ und $W \cos \alpha$, so kommt für das durch die gesamte senkrechte Last G^* und $W \cos \alpha$ erzeugte Biegemoment M_y das größere Widerstandsmoment W_x , für das durch $W \sin \alpha$ erzeugte M_x das kleinere W_y in Betracht; da $W \sin \alpha$ in der Regel $< G \sin \alpha$ (Abb. 278) ist, so ist die lotrechte Lage der Pfette theoretisch die günstigere.

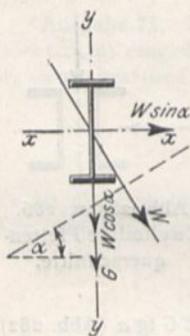


Abb. 288.

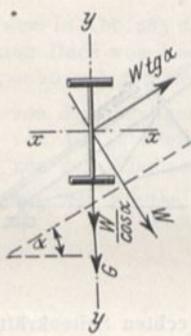


Abb. 289.

Für die in Aufg. 72 behandelte Zwischenpfette wird $W \cos \alpha = 860 \cdot 0,814 = 700 \text{ kg}$, $W \sin \alpha = 860 \cdot 0,581 = 510 \text{ kg}$, daher $M_y = (2450 + 700) \frac{500}{8} = 197000 \text{ cmkg}$, so daß das I-NP. 20 ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$ eine in der x -Achse wirkende Kraft X aufnehmen kann, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{197000}{214} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $X = 110 \text{ kg} = 0,215 W \sin \alpha$ berechnet, während sich bei der Pfettenlage nach Abbildung 283 nur $X = 150 \text{ kg} = 0,105 G \sin \alpha$ ergab.

Ist die Pfette durch die ununterbrochen durchlaufende Dachhaut oder durch die Sparren gegen Ausbiegen parallel zur Dachfläche geschützt, so zerlegt man W nach Abb. 289 in $\frac{W}{\cos \alpha}$ lotrecht und $W \tan \alpha$ parallel zur Dachfläche; letztere Seitenkraft wird entweder auf die Traufpfette oder aber meist nach Abb. 281 bzw. 282 auf die Firstpfette übertragen.

2. Ermittlung der Biegemomente.

Geht die Pfette über ein oder mehrere Binderfelder ununterbrochen durch, so wird das größte Biegemoment wie bei einem Balken auf 2 Stützen berechnet.

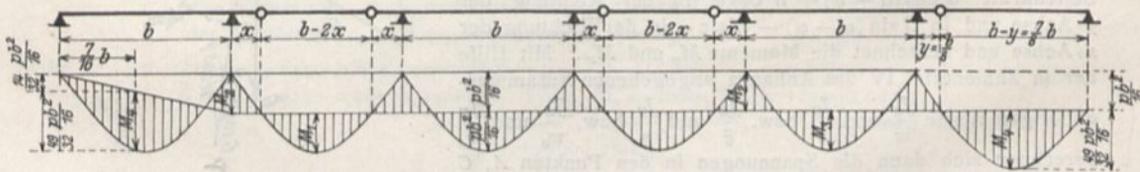


Abb. 290. Pfette mit Gelenken.

Ist die Pfette dagegen nach Abb. 29 mit Gelenken versehen, so wählt man meist die in Abb. 290 dargestellte Anordnung, bei der die Gelenke den aus der Gleichung

$$\frac{p b^2 (b/2 - x)^2}{8 (b/2)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{p b^2}{8}$$

berechneten Abstand

$$58a) \quad x = \frac{b}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,1465 b \text{ in den Mittelfeldern bzw.}$$

$$58b) \quad y = \frac{b}{8} \text{ im Endfeld}$$

von den benachbarten Stützen haben, weil dann die Momente M_1 im eingehängten Feld, M_2 über der Stütze und M_3 in Mitte Kragträger gleich groß, nämlich

$$59) \quad M_1 = -M_2 = M_3 = \frac{pb^2}{16}$$

werden; die größten Momente in den Endfeldern treten dabei im Abstand $\frac{7}{16}b$ von der Endstütze auf und berechnen sich zu

$$60) \quad M_1 = \frac{49 pb^2}{32 \cdot 16}.$$

Eine ungleiche Höhe der Pfetten in den Mittel- und Endfeldern ist meist undurchführbar, auch wenig empfehlenswert. Die in den Endfeldern erforderliche Verstärkung der Pfetten erfolgt zweckmäßig nach Abb. 291, wobei in Abb. 291d die beiden Winkel zur Verringerung der Nietarbeit auch durch ein \square -Eisen desselben Profils ersetzt werden können. Verkürzt man den Binderabstand in den beiden Endfeldern auf $b_1 = (1 - 0,1465)b = 0,8535b$, so berechnet sich das größte Moment in allen Feldern nach Gl. 59.

Bei Binderentfernungen $b > 8$ m werden die Pfetten als Fachwerkträger ausgebildet, auf die das Vorhergehende sinngemäße Anwendung findet.

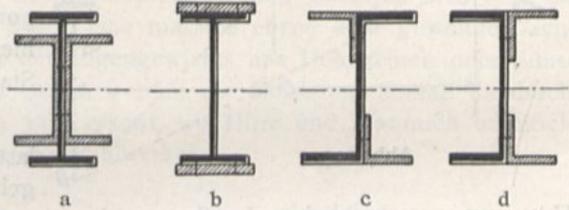


Abb. 291. Pfettenverstärkung im Endfeld.

IV. Die Binder.

1. Die Binder werden meist als Fachwerkträger ausgebildet, deren Berechnung folgende Belastungen zugrunde zu legen sind.

a) Ständige Last, bestehend aus dem Gewicht der Dachdeckung, Sparren und Pfetten, dem Eigengewicht der Binder einschließlich des Windverbands, endlich aus etwa an dem Binder angehängten unveränderlichen Lasten, z. B. eine am Untergurt aufgehängte Decken- oder Gewölbekonstruktion (Abb. 347), angehängte Rohr-, Wellen- oder Lichtleitungen (Abb. 350).

b) Schneelast, die als eine über den Grundriß gleichförmig verteilte Belastung einzuführen ist; bei einem Dachneigungswinkel $\alpha \leq 20^\circ$ beträgt ihre Größe 75 kg/m^2 und nimmt für je 1° Mehrneigung um je 1 kg/m^2 ab; für $\alpha > 45^\circ$ ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen, da an steilen Dachflächen nur geringfügige Schneemassen haften bleiben; ist aber bei der Durchdringung benachbarter Dachflächen die Möglichkeit der Bildung von Schneesäcken gegeben, so ist deren Gewicht zu berücksichtigen.

c) Winddruck, der bei Dächern in $\frac{\text{weniger}}{\text{mehr}}$ als 25 m Höhe mit $w = \frac{125}{150} \text{ kg/m}^2$ rechtwinklig getroffener Flächen einzuführen ist. Ist b die Binderentfernung, f die Binderhöhe (Abb. 292), so berechnet sich der auf die schräge Dachfläche rechtwinklig zu ihr wirkende Winddruck zu $W = wb \frac{L}{2 \cos \alpha} \sin^2 \alpha$ oder

$$W = w b f \sin \alpha.$$

Ist der Binder nach Abb. 292 mit einem festen und einem beweglichen Auflager versehen, so hat man den Wind einmal von der Seite des festen Auflagers (Stützdrücke A und B) und dann von der Seite des beweglichen Auflagers (Stützdrücke \mathcal{A} und \mathcal{B}) wirkend anzunehmen und für beide Kraftangriffe die Stabkräfte zu bestimmen.

Ist dagegen der Binder beiderseits festaufgelagert (z. B. auf eisernen Säulen, Abb. 293), so darf man hinreichend genau annehmen, daß die wagerechte Seitenkraft $W \sin \alpha$ von beiden Auflagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird; die lotrechten Stützdrücke berechnen sich zu

$$N_1 = \frac{3}{4} W \cos \alpha - \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

$$N_2 = \frac{1}{4} W \cos \alpha + \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

können aber auch leicht durch ein Seilpolygon (1, 2, s in Abb. 293) ermittelt werden; hier genügt eine einmalige Bestimmung der Stabkräfte. Vgl. auch 7. Kap. II, 1, a α).

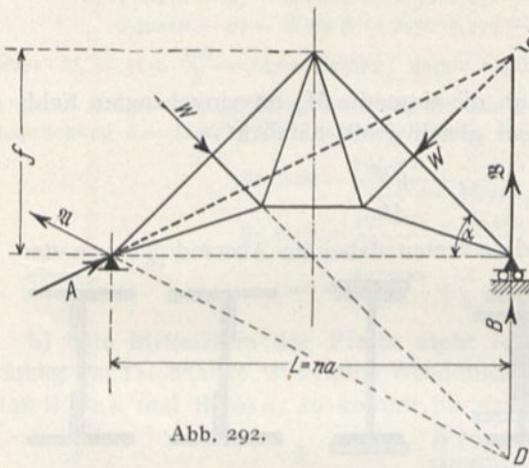


Abb. 292.

d) Bewegliche Lasten, z. B. die Nutzlast und der Schrägzug eines am Binder angehängten Flaschenzugs oder einer auf dem Untergurt verschieblichen Laufkatze oder einer am Binder angehängten Decke.

2. Ist p die gleichförmig verteilte lotrechte Belastung für 1 m² Grundriß, so ergeben sich die lotrechten Knotenlasten zu $P = p a b$ für die freien und zu $P' = \frac{1}{2} p a b$ für die Auflagerknotenpunkte (Abb. 272). Der Winddruck $W = w b f \sin \alpha$ erzeugt die rechtwinklig zur Dachfläche wirkenden Knotenlasten $P_w = \frac{2W}{n}$ in den Knotenpunkten zwischen First und Traufe bzw.

$$P_w = \frac{W}{n} \text{ im First- und Traufpunkt.}$$

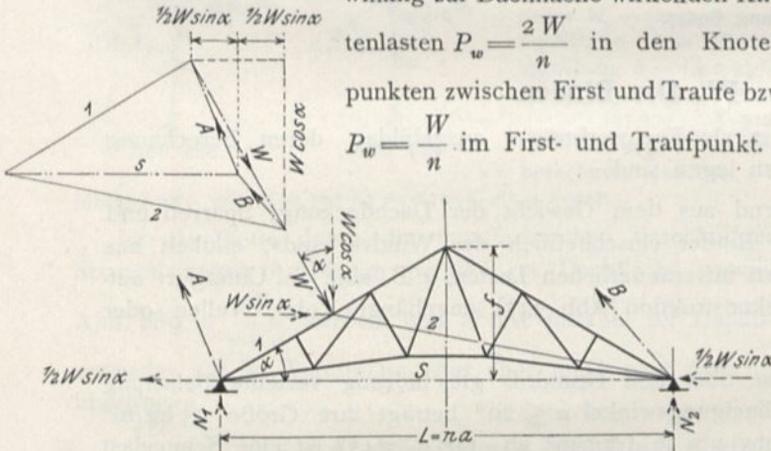


Abb. 293. Binderauflager fest.

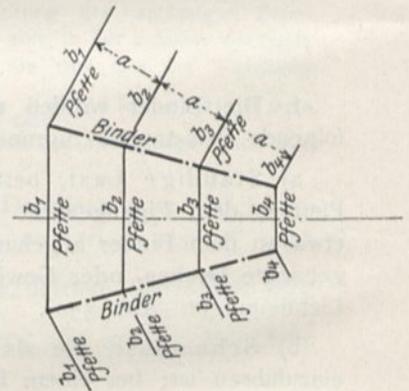


Abb. 294.

Sind die Binder im Grundriß nicht parallel zueinander (Abb. 294), so tritt an Stelle der unveränderlichen Binderweite b für jeden Knotenpunkt die zugehörige mittlere Binderentfernung (b_1, b_2, b_3 und b_4 in Abb. 294). Ganz ähnlich hat man bei veränderlichem Pfettenabstand a sowie bei einem Wechsel des Dachneigungswinkels α vorzugehen.

3. Die aus den Knotenlasten rechnerisch oder zeichnerisch ermittelten Stabkräfte bilden die Grundlage für die nach den Regeln des 3. Kap. durchzuführende Querschnittsbestimmung.

V. Der Windverband.

Für Gebäude, deren Umfassungswände für sich ohne Zuhilfenahme der Dachkonstruktion standfest ausgeführt sind, erübrigt sich die Berechnung des Windverbands.

Wird dagegen die Standfestigkeit der Längs- und Giebelmauern gegen Winddruck erst durch die Mitwirkung der eisernen Dachkonstruktion herbeigeführt, so erfolgt die Berechnung des Windverbandes nach den Regeln des 7. Kap.

B. Konstruktion der eisernen Dächer.

I. Die Dachdeckung.

Erfolgt die Eindeckung der eisernen Dächer in Biberschwänzen, Dachpfannen, Falzziegeln, Schiefer, Holzzement oder Asphaltpappe, so finden die für die Holzdächer gültigen Regeln Anwendung.

Liegt das Dach über einem Raum, in dem sich ständig Arbeiter aufhalten, bei dem daher auf die Wärmesicherheit der Eindeckung besonderer Wert zu legen ist (Fabrikräume, Werkstätten), oder soll die Dachdeckung gegen die Übertragung des Feuers, insbesondere von außenher beim Brand eines Nachbargebäudes, unempfindlich sein, so wird die Bretterschaltung der Holzdächer durch eine massive ebene oder gewölbte Dachplatte ersetzt, die man zur Verringerung des Eigengewichts aus Hohlsteinen oder Bimsbeton herstellt. Bei Ziegeldeckungen auf Latten werden die Holzlatten überall da durch eiserne, meist winkelförmige Latten (Abb. 339) ersetzt, wo Hitze und Flammen unmittelbar das Dach angreifen können (Gießereien, Stahlwerke).

1. Wellblechdeckung.

Der Hauptvorteil des Wellblechs als Dacheindeckungsmittel ist seine im Verhältnis zum Eigengewicht große Tragfähigkeit, die die Wahl großer Fachweiten (a Abb. 272) ermöglicht und ein geringes Eisengewicht der Unterkonstruktion (Pfetten und Binder) bedingt, zumal wegen der guten Wasserabführung in den Wellentälern ein kleiner Dachneigungswinkel gewählt werden kann. Demgegenüber stehen als schwerwiegende Nachteile die leichte Zerstörbarkeit durch Rost und die gute Wärmeleitung.

Man hat den ersteren Nachteil durch Auffüllung der Wellen mit Bimsbeton und Aufkleben einer einfachen oder doppelten Papplage, den letzteren durch eine besondere, unterhalb der Wellblechdecke angebrachte wärmeschützende Verschalung (z. B. aus Gipsdielen oder Rabitzputz) zu umgehen gesucht; indessen sind diese Maßregeln, da sie den Hauptvorteil des Wellblechs, nämlich das geringe Gewicht der Eindeckung preisgeben, nur als Notbehelf bei bestehenden Dächern anzusehen. Bei Neuanlagen kommt das Wellblech fast nur noch für offene Hallenbauten zur Verwendung.

Das Wellblech wird stets verzinkt, 1 bis 2 mm stark, verwendet, und zwar je nach der Größe der Wellen in Tafeln von 1,5 bis 4,5 m Länge und 0,6 bis 0,9 m Nutzbreite; die tatsächlich anzuliefernde Breite einer Tafel übertrifft diese Nutz- oder Baubreite (Abb. 295) beiderseits um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite. Bei Pfettendächern kommt flaches oder Trägerwellblech, bei bombierten Dächern stets Trägerwellblech zur Verwendung.

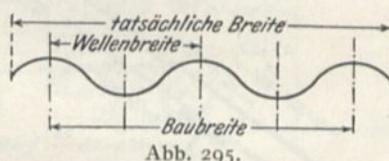


Abb. 295.

In der schrägen Dachfläche entstehen senkrechte, vom First zur Traufe laufende Fugen, in denen die Tafeln der Breite nach, und wagerechte, parallel den Pfetten laufende Fugen, in denen sie der Länge nach zusammenstoßen. In beiden Fugen müssen sich die Tafeln zur Herbeiführung der Dichtigkeit gegenseitig überdecken; die zu ihrer Verbindung erforderlichen Niete müssen stets in den Wellbergen sitzen, da etwa in den Wellentälern befindliche Nietköpfe den Abfluß des Regenwassers verzögern und dadurch zur Rostbildung Anlaß geben.

a) Senkrechte Fugen. Die Tafeln überdecken sich gegenseitig um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite (Abb. 296) und werden in Ab-

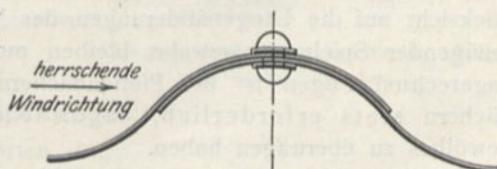


Abb. 296. Wellblechüberdeckung.

ständen von 400 bis 600 mm durch Niete von 6 bis 8 mm ϕ zusammengeheftet, wobei unter den Nietköpfen zur Vergrößerung der Gesamtblechdicke keine Rundplättchen

aus Zink- oder verzinktem Eisenblech angeordnet werden. Die Überdeckungsfuge wird tunlichst windab, d. h. mit der herrschenden Windrichtung gelegt, um ein Hineintreiben des Regenwassers zu verhindern.

Die Abschlußfuge am Giebel wird bei offenen Hallen durch ein über die Pfetten gelegtes Winkeleisen (Abb. 297) gebildet, an das das Wellblech unmittelbar oder unter Einschaltung eines besonderen Endstücks angeschlossen ist, bei durch Giebelmauern geschlossenen Gebäuden aber durch einen Deckblechstreifen (Abb. 298), der mit Haken an der Mauer befestigt wird; um schräge Fugen im Mauerwerk zu vermeiden, wird dieser Deckstreifen aus einzelnen trapezförmigen Blechen (Abb. 298a) zusammengesetzt.

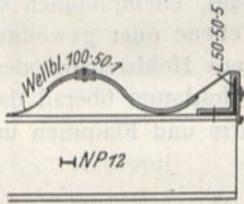


Abb. 297. Giebelabschluss bei offenen Hallen.

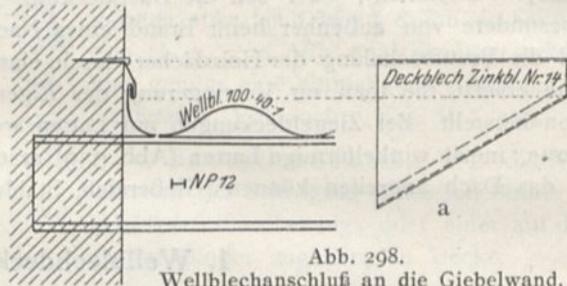


Abb. 298. Wellblechanschluß an die Giebelwand.

b) **Wagerechte Fugen.** Die Wellblechtafeln überdecken sich

bei einer Dachneigung $\text{tg } \alpha =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2,5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$
um etwa	$u = 12$	14	16	18	20 cm.

Der Stoß wird am besten über einer Pfette angeordnet (Abb. 299). Der obere Rand der unteren Tafel wird in jedem zweiten bis vierten Wellental durch oben versenkte Nieten von 8 bis 10 mm ϕ mit dem Pfettenflansch verbunden und von dem unteren Rand der oberen Tafel überdeckt; letztere wird gegen Abheben durch Haften aus verzinktem Eisenblech ($\frac{30}{4}$ bis $\frac{50}{6}$) gesichert, die in jedem zweiten bis dritten Wellenberg durch 2 bis 3

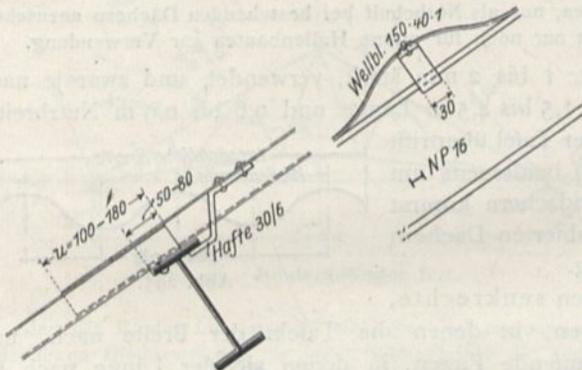


Abb. 299. Wellblechstoß beim Binderdach.

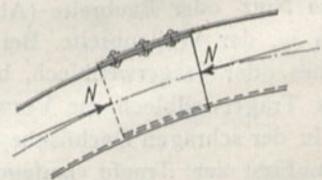


Abb. 300. Wellblechstoß beim bombierten Dach.

Nieten von 6 bis 8 mm ϕ befestigt sind und unter den Pfettenflansch greifen, wobei mit Rücksicht auf die Längenänderungen des Wellblechs bei Temperaturschwankungen ein genügender Spielraum gewahrt bleiben muß. Eine Vernietung beider Tafeln in den wagerechten Fugen ist bei Pfettendächern nur schädlich, dagegen bei bombierten Dächern stets erforderlich, da die Nieten (Abb. 300) hier den Längsdruck N des Gewölbes zu übertragen haben.

Liegt die Pfettenachse lotrecht (Abb. 301), was insbesondere bei den Trauf- und Firstpfetten vorkommt, so werden die Wellblechtafeln durch einzelne Flacheisen oder auch durchlaufende Bleche von 5 bis 6 mm Stärke an den oberen Pfettenflansch angeschlossen.

In der Firstfuge erfolgt die Abdichtung durch einen gebogenen Wellblechstreifen von demselben Profil (Abb. 302), der in den Wellbergen mit den Tafeln durch 2 bis 3 Niete von 6 bis 8 mm ϕ verbunden ist.

Die Trauffuge erfordert noch für die bombierten Dächer eine besondere Besprechung. In der Regel werden die Längsträger schräg angeordnet (Abb. 303) und an den Angriffs-

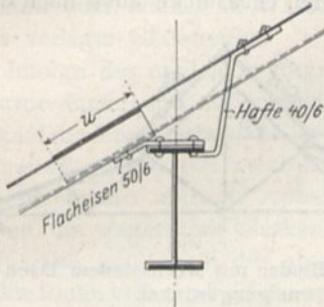


Abb. 301. Wellblechstoß.

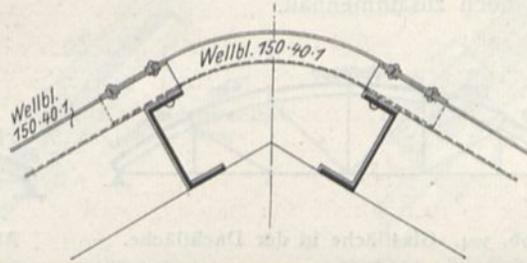


Abb. 302. Überdeckung der Firstfuge.

punkten der Anker durch guß- oder flußeiserne Auflagerböcke unterstützt. Der Horizontal-schub des Gewölbes wird durch U-förmige Blechschuhe b von 1 bis 3 mm Stärke auf den Längsträger übertragen; sie sind je nach der Größe des Schubs in jedem ersten bis dritten Wellenberg angeordnet, dort vernietet und am unteren Ende durch eine Schraube von 6 bis 8 mm ϕ mit übergeschobenem Gasrohrstück ausgesteift. Das Abheben der untersten Wellblechtafel wird durch in jedem zweiten bis vierten Wellenberg angeordnete Schrauben von 6 bis 10 mm ϕ verhindert, die unten abgebogen sind und den Flansch des Längsträgers umfassen. Die Anker greifen an den Auflagerböcken an und werden zur Vermeidung einer zu großen Durchbiegung in Abständen von 2,5 bis 4,0 m durch Rundeisen von 8 bis 13 m ϕ oder Flacheisen $40/8$ bis $60/10$ am Wellblechgewölbe aufgehängt; in der Mitte werden sie zur richtigen Ablängung mit Spannschlössern versehen; vgl. über die konstruktive Ausbildung IV, 2 b.

Statt der Rundeisen werden, insbesondere bei nach Abb. 274 oder 275 gegabelten Ankern, auch L- oder I-Eisen verwendet.

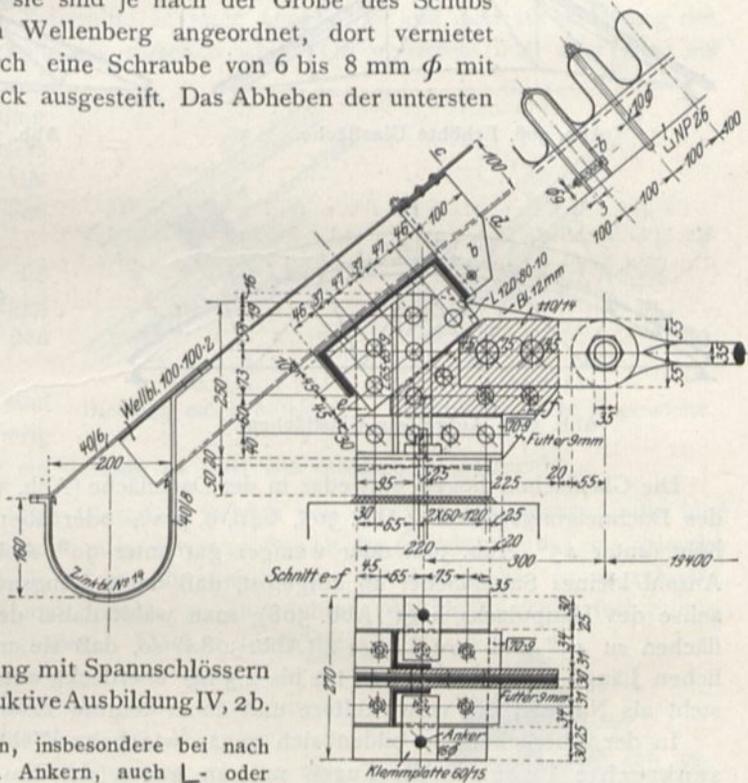


Abb. 303. Auflagerpunkt eines bombierten Wellblechdaches.

2. Glasdeckung.

Die zur Verwendung kommenden Glassorten sind:

Geblasenes Rohglas, 3 bis 5 mm stark, hergestellt durch Blasen eines Hohlzylinders, der nachher der Länge nach durchgeschnitten und abgewickelt wird.

Gegossenes Rohglas, 6 bis 12 mm stark, hergestellt durch Gießen der flüssigen Glasmasse auf vorgewärmte Metallplatten.

Drahtglas, 5 bis 10 mm stark, hergestellt aus Rohglas, in das an der einen Tafel-seite ein Drahtnetz von 1 mm Stärke eingelegt ist; große Tragfähigkeit, daher größere Sprossenentfernungen und damit Ersparnis an Eisen; Feuersicherheit, insofern es fast bis zum Schmelzpunkt der Glasmasse dicht bleibt; Fortfall der sonst unter den Glas-flächen zum Schutz gegen Herabfallen zerbrochener Scheiben erforderlichen Drahtnetze, da das eingebettete Drahtnetz erfahrungsgemäß die einzelnen Glasstücke auch nach dem Bruch noch zusammenhält.

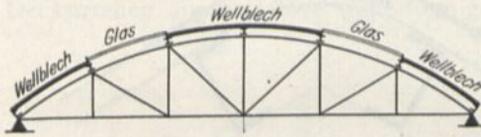


Abb. 304. Glasfläche in der Dachfläche.

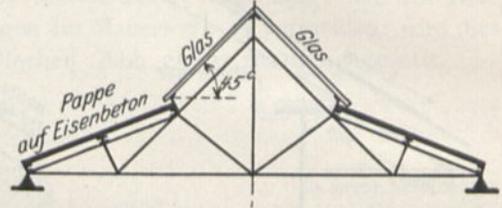


Abb. 305. Binder mit wechselndem Dachneigungswinkel.

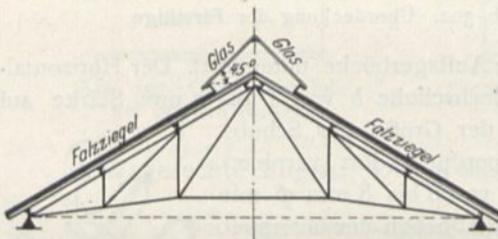


Abb. 306. Erhöhte Glasfläche.

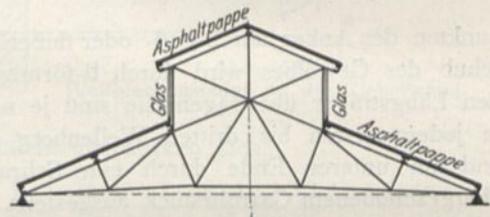


Abb. 307. Laternenaufsatz.

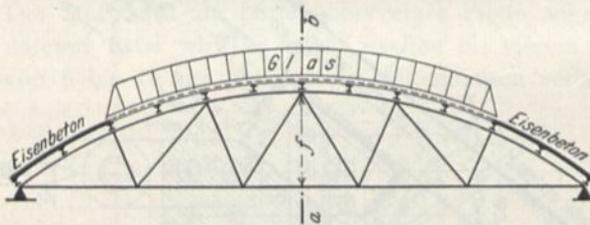


Abb. 308. Aufgelöste Glasflächen.

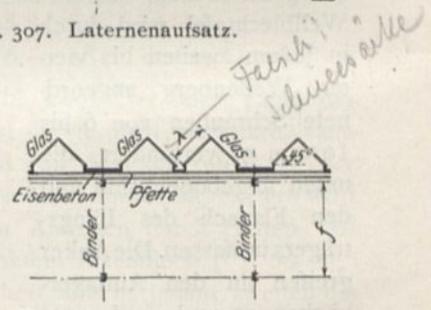


Abb. 308a. Schnitt a—b.

Die Glasflächen liegen entweder in der Dachfläche (Abb. 304), oft unter Vergrößerung des Dachneigungswinkels (Abb. 305, 64n, o, p, v), oder aber in Form einer Laterne erhöht (unter 45°, Abb. 306, oder weniger gut unter 90°, Abb. 307) oder endlich in eine Anzahl kleiner Satteldächer so aufgelöst, daß deren Längsachse rechtwinklig zur Längsachse des Hauptdachs liegt (Abb. 308); man wählt dabei den Neigungswinkel der Glasflächen zu 45° und ihre Länge λ (Abb. 308a) so, daß sie mit der im Handel gebräuchlichen Länge einer Glastafel (1,0 bis 2,5 m) überdeckt werden kann; diesen Vorteilen steht als Nachteil die verwickeltere und daher teurere Eisenkonstruktion gegenüber.

In der Oberlichtfläche bilden sich genau wie beim Wellblechdach wagerechte und senkrechte Fugen. Alle Fugen müssen gegen das Eindringen und Eintreiben von Regen und Schnee dicht sein; daher soll vor allem die Neigung der Glasfläche nicht zu klein sein, am besten $\text{tg } \alpha = 1$ ($\alpha = 45^\circ$), jedoch nicht kleiner als $\text{tg } \alpha = \frac{1}{3,5}$ ($\alpha = 16^\circ$).

a) Wagerechte Fugen. Die Glastafeln überdecken sich je nach der Dachneigung um 40 bis 140 mm. Man unterscheidet:

α) Enge Fugen von 2 bis 6 mm; die Dichtung erfolgt entweder durch Kitt, der nach Abb. 309 auf die ganze Überdeckungslänge oder nach Abb. 314 nur auf einen 10 bis 15 mm breiten Kantenstreifen eingebracht wird, oder aber, weil der Kitt, wenn

er nicht sorgfältig in Anstrich gehalten wird, schnell verwittert, besser durch einen in $\frac{1}{4}$ mm starkes Bleipapier eingeschlagenen Filzstreifen (Abb. 310), der durch Haken aus Zink-, Kupfer- oder verzinktem Eisenblech an der unteren Glaskante aufgehängt wird; auch verwendet man Streifen aus zusammengerolltem Bleipapier, Gummi oder endlich in Wasser- glas verlegte Glasstreifen.

Infolge der ungleichmäßigen Wärme innen und außen bildet sich auf der Unterfläche des Glases Schweiß- oder Schweißwasser, das im Innern abtropft, sobald es auf die wagerechte Glaskante trifft (Abb. 309). Soll der abgedeckte Raum vollständig dicht und tropfsicher sein, so muß dieses Schweißwasser durch eine besondere, innen angebrachte Schweißwasserrinne aufgefangen werden.

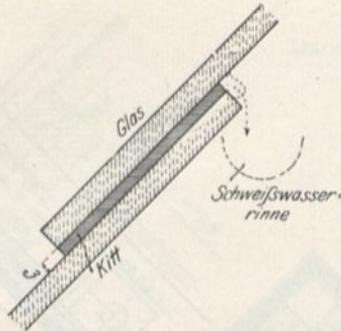


Abb. 309. Kittdichtung.

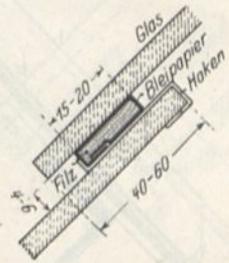


Abb. 310. Filzdichtung.

β) Weite Fugen, > 6 mm; zur Dichtung verwendet man ein H - oder L -förmiges Profileisen (Abb. 311), das in Tafelmitte schwach abgeknickt und dort zur Ableitung des Schweißwassers mit einem Bohrloch versehen wird. Oft verzichtet man aber ganz auf eine besondere Dichtung und bringt im Innern zur Ableitung des eindringenden Regenwassers eine Rinne an (Abb. 312), die in die senkrechten Fugen entwässert.

In beiden Fällen erfolgt die Sicherung der Glaskanten gegen Abgleiten und Abheben in den lotrechten Fugen.

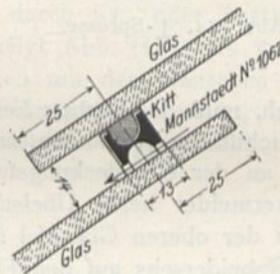


Abb. 311.

Dichtung mit Profileisen.

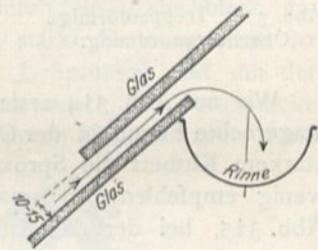


Abb. 312.

Anordnung einer Regenrinne.

Die wagerechten Fugen sind auf die Dauer sehr schwierig dicht zu halten; man sucht sie deshalb so weit wie möglich zu vermeiden.

b) Senkrechte Fugen. Die Glaskanten werden von den Sparren getragen, die hier Sprossen heißen und deren Entfernung etwas größer als die (durch 3 teilbar zu wählende) Glaskantenbreite ist, meist 0,5 bis 0,8 m. Nur bei kleinen Oberlichtflächen ist es zulässig, die Dichtung zwischen Glas und Sprosse so auszuführen, daß beide Teile fest miteinander verbunden sind; bei größeren Flächen muß die freie Beweglichkeit des Eisens gegenüber dem Glas gewahrt bleiben, damit bei den unvermeidlichen Bewegungen der Eisenkonstruktion, insbesondere bei Wärmeschwankungen, kein Bruch eintritt. Die Sprossen müssen den Glaskanten eine genügende Auflagerfläche bieten, deren Breite mindestens 5 mm betragen soll. Man unterscheidet:

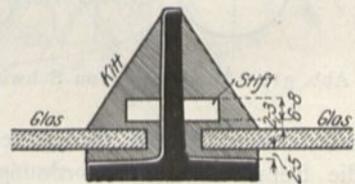


Abb. 313. \perp -Sprosse.

a) Geschlossene Sprossen aus \perp - oder + -Eisen. Die Glaskanten erhalten eine Kittunterlage von 2 bis 5 mm Stärke (Abb. 313) und werden gegen Abheben durch Stifte von 6 bis 8 mm ϕ gesichert, die 2 bis 3 mm über der Glasoberfläche und 100 bis 200 mm von den Tafelrändern entfernt durch den Steg gesteckt sind. Die Dichtung erfolgt durch Glaserkitt (Leinöl + gemahlene Kreide), der zur Verhinderung des Verwitterns sorgfältig

in Anstrich zu halten ist. Das Abgleiten der Glastafeln wird durch Umbiegen des Flansches (an der Traufe, Abb. 314) oder aber durch Vornieten von kurzen Winkeleisenstücken (Abb. 315, 323 und 324) verhindert.

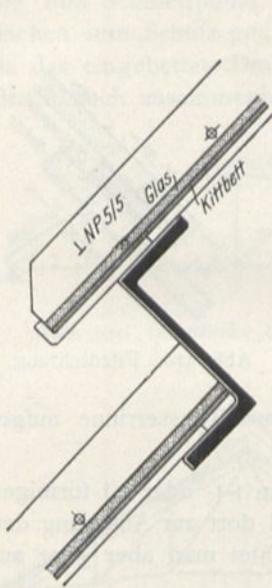


Abb. 316. Treppenförmige Oberlichtanordnung.

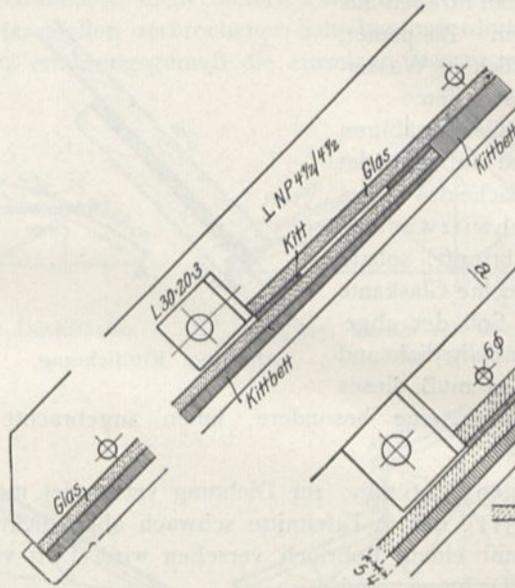


Abb. 314. L-Sprosse.

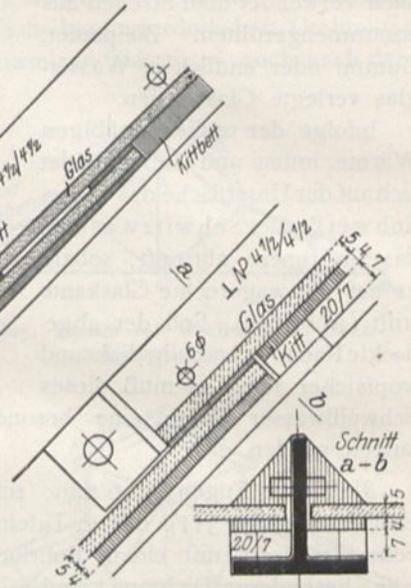


Abb. 315. Überdeckung der Glastafeln.

Wie aus Abb. 314 ersichtlich, muß das Kittbett keilförmig ausgebildet werden, wenn wagerechte Fugen in der Oberlichtfläche vorhanden sind; statt dessen bei überall gleich starkem Kittbett die Sprossen an der Überdeckungsfuge abzubiegen (zu „kröpfen“), ist wenig empfehlenswert; man vermeidet beide Übelstände durch die Anordnung nach Abb. 315, bei der das Kittbett der oberen Glastafel nicht unmittelbar auf dem Flansch der Sprosse, sondern auf einem beiderseits auf den Flansch aufgenieteten Flacheisen (a)

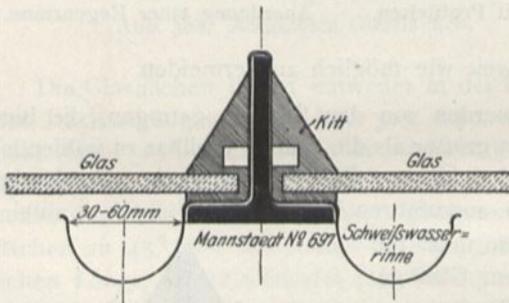


Abb. 317. Anordnung von Schwitzwasserrinnen.

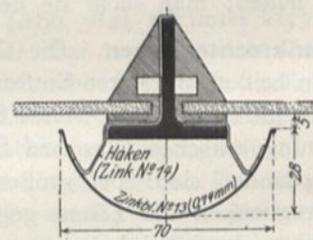


Abb. 318. Anordnung einer Schwitzwasserrinne.

ruht, dessen Stärke der Dicke der Überdeckungsfuge entsprechend gewählt wird. Auch die treppenförmige Anordnung des Oberlichts nach Abb. 316 ist eine zur Vermeidung des keilförmigen Kittbetts und der wagerechten Überdeckungsfuge selbst zweckmäßige konstruktive Maßregel.

Soll Vorsorge zur Ableitung des Schweißwassers getroffen werden, so wird über die Sprosse eine Rinne aus Zinkblech gehängt (Abb. 317), die entweder unmittelbar nach außen oder aber in die wagerechte Längsrinne (Abb. 309 und 330) entwässert. Da sich aber erfahrungsgemäß auch an der eisernen Sprosse selbst Schweißwasser bildet, weil sie oben von der Außenluft, unten von der wärmeren Innenluft umspült ist, so ist es

zweckmäßiger, die Schweißwasserrinne nach Abb. 318 unter die Sprosse zu hängen und in 0,8 bis 1,5 m Entfernung durch Haken aus Zink-, Kupfer- oder verzinktem Eisenblech zu befestigen (vgl. auch Abb. 330 rechts).

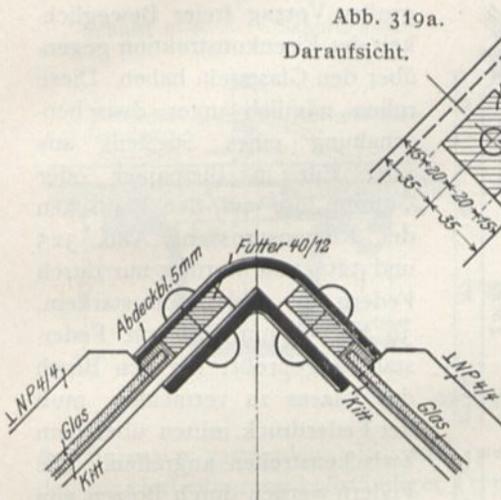


Abb. 319. Firstdichtung.

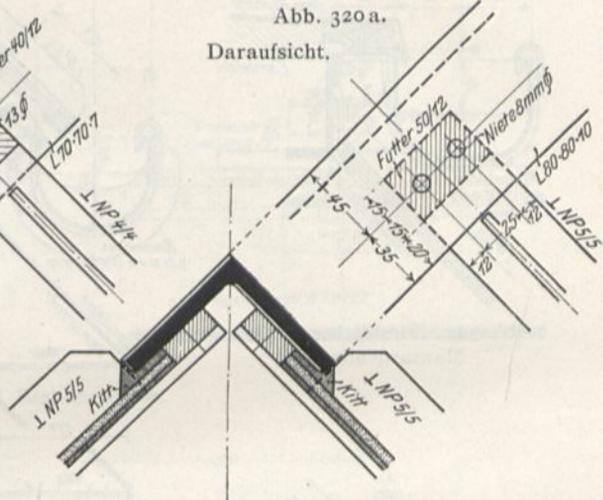


Abb. 320. Firstdichtung.

Die Firstfuge wird entweder durch Kitt oder besser durch ein Abdeckblech gedichtet. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. 319; das 5 mm starke Dichtungsblech ist unter Einschaltung von Futterstücken mit den Flanschen der L-Sprossen und mit der aus einem Winkelisen gebildeten Firstpfette vernietet; in den durch die Futterstücke gebildeten Hohlraum werden die Glastafeln eingeschoben und durch Kitt gedichtet. Eine Abänderung dieser Anordnung zeigt Abb. 320, bei der das Winkelisen der Firstpfette unmittelbar als Abdichtungsblech verwendet wird. Die nach demselben Grundsatz ausgeführte Dichtung des Firstpunkts eines Sheddachs zeigt Abbildung 321; das hier zur Bildung des Hohlraums aufgenietete TNP^{9/9} hat gleichzeitig die Aufgabe, den Widerstand der Firstfette gegen Biegung parallel der flachen Dachfläche zu vergrößern. Die Dichtung der Firstfuge mit Kitt ist in Abb. 322 für den Knickpunkt der Mansardendachfläche Abb. 64 p dargestellt.

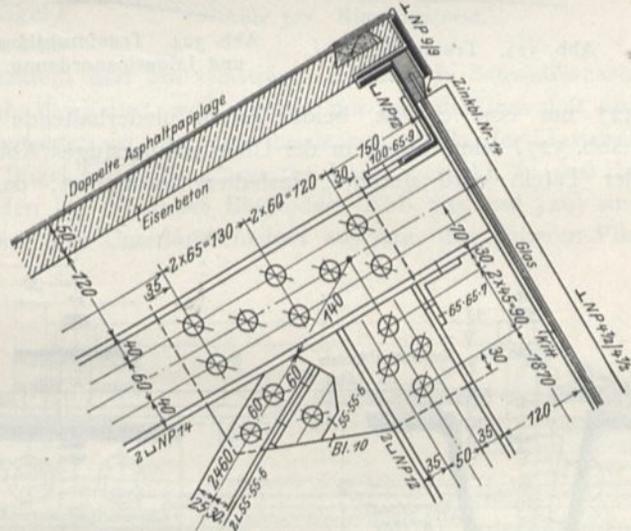


Abb. 321. Firstdichtung eines Sheddachs.

Die Trauffuge entwässert entweder unmittelbar (Abb. 323) oder durch eine besondere Rinne (Abb. 324) auf die anschließende Dachfläche. Die Abdichtung und Rinnenausbildung zwischen satteldachförmigen Oberlichtern nach Abb. 308a ist in Abb. 330 rechts dargestellt; zur Befestigung des dem Raum zwischen den Sprossenflanschen abdichtenden Zinkblechs wird ein durchlaufendes Flacheisen (^{30/8} in Abb. 330 rechts) oder Winkelisen (30·30·4 in Abb. 330 links) angeordnet. Die nach Abb. 318 unter die Sprosse gehängte Schweißwasserrinne entwässert entweder wie in Abb. 330 in

Glastafeln verhindert und einen Bügel zur Auflagerung eines Laufbretts trägt, das die Reinigung des Oberlichts erleichtert und die Schneeanhäufung in der Rinne verhindert.

Überall hat die Befestigung der Rinnensprossen an den Pfetten durch seitlich angebrachte Winkeleisen oder abgebogene Flacheisen so zu erfolgen, daß jede Bohrung im Rinnenboden vermieden wird.

II. Die Sparren.

Die Entfernung s der Sparren voneinander (Abb. 272) beträgt $s = 0,75$ bis $1,75$ m. Die Einteilung erfolgt meist so, daß der Binder zwischen zwei Sparren liegt.

1. **Holzsparren** erhalten rechteckigen Querschnitt ($b/h = \frac{2}{3}$ bis $\frac{5}{7}$ bis $\frac{3}{4}$) und werden mit den Holzpfetten durch eine 2 bis 3 cm tiefe Einkämmung (Ab-

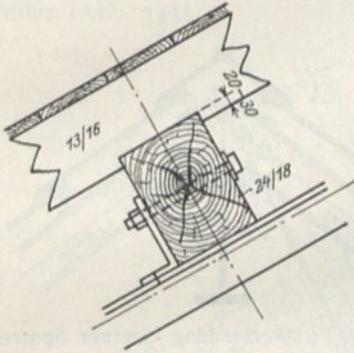


Abb. 331. Holzsparren auf Holzpfette.

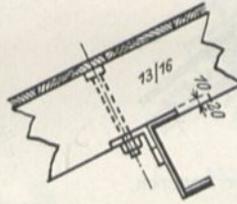


Abb. 332. Holzsparren auf Eisenpfette.

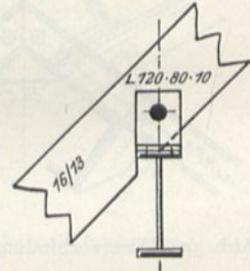


Abb. 333. Holzsparren auf Eisenpfette.

bildung 331), mit den Eisenpfetten durch Einkämmen und Winkeleisenstücke (Abb. 332 und 333) verbunden. Im First wird die gegenseitige Verbindung der gegenüberliegenden Sparren durch Scherzapfen und Schraube bewirkt (Abb. 334).

2. **Eisensparren** erhalten \sqcup -, H -, auch wohl \wedge -förmigen Querschnitt und werden mit den Pfetten durch Winkeleisenstücke nach Abb. 335 und 336 oder zur Vermeidung der Nietverschwächung im Pfettenflansch nach Abb. 337 und 338 verbunden. Der Anschluß der gegenüberliegenden Sparren im First durch Bleche oder Winkeleisen ist für zwei- und einteilige Firstpfetten in Abb. 338 und 339 dargestellt.

Die in Abb. 339 zur Auflagerung der Falzziegel verwendeten eisernen Latten werden durchweg aus Winkeleisen hergestellt; die durch G und W (vgl. Abb. 278) hervorgerufene größte Biegungsspannung nimmt den kleinsten Wert an, wenn die liegenden Winkelschenkel wie in Abb. 339 zur Traufe zeigen.

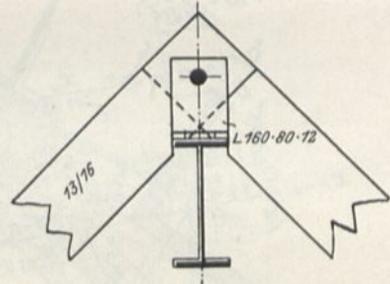


Abb. 334. Firstverbindung der Holzsparren.

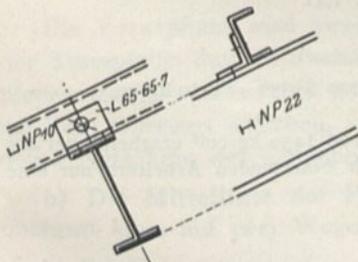


Abb. 335. Eisensparren auf Eisenpfette.

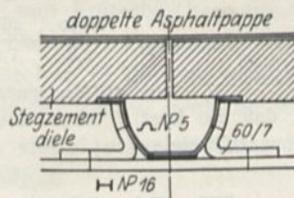


Abb. 336. \wedge -Sparren.

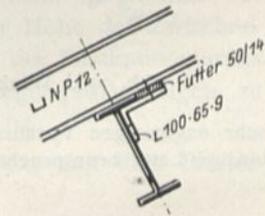


Abb. 337. Eisensparren auf Eisenpfette.

Für die in Aufg. 72 behandelte Dachkonstruktion wird bei $s = 1,25$ m Sparrenentfernung und $0,31$ m schräger, also $0,31 \cos \alpha = 0,25$ m wagerechter Lattenentfernung sowie bei 100 kg/m^2 Grundriß ständiger Belastung:

$$\left. \begin{aligned} G_0 &= 0,25 \cdot 1,25 \cdot 100 = 30 \text{ kg} \\ G_z &= 0,25 \cdot 1,25 \cdot 60 = 20 \text{ kg} \\ W &= 0,31 \cdot 1,25 \cdot 50 = 20 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \text{ insgesamt } G = 50 \text{ kg};$$

Mit Bezugnahme auf Abb. 340 wird damit

$$\begin{aligned} G \cos(45^\circ - \alpha) &= G \cos 9^\circ 27' = 50 \cdot 0,986 = 50 \text{ kg}, \\ G \sin(45^\circ - \alpha) &= G \sin 9^\circ 27' = 50 \cdot 0,164 = 8 \text{ kg}, \\ W \cos 45^\circ &= W \sin 45^\circ = 20 \cdot 0,707 = 14 \text{ kg}; \text{ daher ergeben sich die Momente} \\ M_y &= \frac{4}{5} (50 + 14) \frac{125}{8} = 800 \text{ cmkg}, \\ M_x &= \frac{4}{5} (8 + 14) \frac{125}{8} = 275 \text{ cmkg}, \end{aligned}$$

wobei der Beiwert $\frac{4}{5}$ dem Umstand Rechnung trägt, daß die Latte stets über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchgeht.

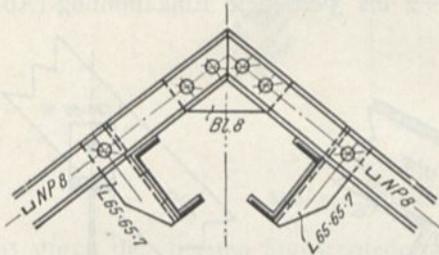


Abb. 338. Firstverbindung eiserner Sparren.

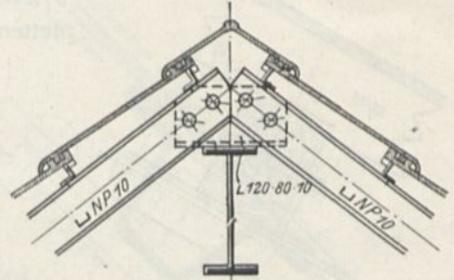


Abb. 339. Firstverbindung eiserner Sparren.

Wirkt neben der ständigen Last $[G_0 \cos(45^\circ - \alpha) = 30 \text{ kg}; G_0 \sin(45^\circ - \alpha) = 5 \text{ kg}]$ in der Lattenmitte die Einzellast $P = 100 \text{ kg}$ $[P \cos(45^\circ - \alpha) = 99 \text{ kg}; P \sin(45^\circ - \alpha) = 16 \text{ kg}]$, so ergeben sich die Momente $M_y = \frac{4}{5} (30 + 2 \cdot 99) \frac{125}{8} = 2850 \text{ cmkg}$, $M_x = \frac{4}{5} (5 + 2 \cdot 16) \frac{125}{8} = 463 \text{ cmkg}$.

Die größte Beanspruchung des gewählten Winkelleisens $40 \cdot 40 \cdot 4$ mit $x_0 = 11,2 \text{ mm}$, $J_x = 7,09 \text{ cm}^4$ und $J_y = 1,86 \text{ cm}^4$ tritt entweder im Punkte A oder B auf; für den Punkt A ergeben sich nach Abb. 340 die Widerstandsmomente

$$\begin{aligned} W_x^{(A)} &= \frac{7,09}{4,0 \cdot 0,707} = 2,5 \text{ cm}^3 \text{ und} \\ W_y^{(A)} &= \frac{1,86}{4,0 \cdot 0,707 - 1,12 \cdot 1,41} = 1,5 \text{ cm}^3, \end{aligned}$$

daher die Spannung

$$\sigma_A = \frac{2850}{2,5} + \frac{463}{2,5} = 1140 + 310 = 1450 \text{ kg/cm}^2;$$

für den Punkt B wird

$$\begin{aligned} W_x^{(B)} &= \frac{7,9}{3,6 \cdot 0,707} = 2,8 \text{ cm}^3 \text{ und} \\ W_y^{(B)} &= \frac{1,86}{3,6 \cdot 0,707 - 0,72 \cdot 1,41} = 1,2 \text{ cm}^3, \end{aligned}$$

daher die Spannung

$$\sigma_B = \frac{2850}{2,8} + \frac{463}{1,2} = 1020 + 390 = 1410 \text{ kg/cm}^2.$$

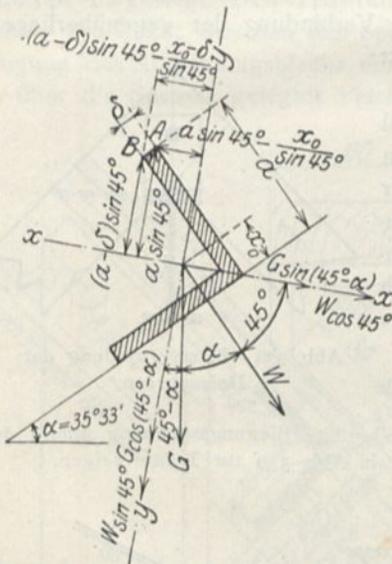


Abb. 340. Winkellatte.

Die größte Spannung von 1450 kg/cm^2 erscheint bei der sehr ungünstigen Voraussetzung, daß die Last P eines das Dach betretenden Arbeiters nur eine einzige Latte beansprucht, durchaus zulässig.

III. Die Pfetten.

1. Holzpfetten erhalten rechteckigen, eiserne Pfetten H , L , Z , bei Binderentfernungen über 8 m auch fachwerkförmig gegliederten Querschnitt. Die Mittellinie der Pfette muß stets durch den zugehörigen Binderknotenpunkt gehen. Für eine genügende Sicherheit der Pfette gegen Gleiten und Kanten und für ihre dauernd sichere Verbindung mit dem

Binderobergurt ist in allen Fällen besonders Sorge zu tragen; ein bloßes Vernieten bzw. Verschrauben der Pfette oder ihrer Flanschen mit dem Obergurt oder ihre Abstützung durch abgebogene Flacheisen ist nicht gestattet.

a) Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche. Ihre Befestigung erfolgt in einfachster Weise durch ein vorgelegtes Winkeleisen (Abb. 331), das bei H-förmigem Querschnitt die Einschaltung eines Futterstücks bedingt (Abb. 341); diese Befestigungswinkel werden in der Werkstatt auf den Binderobergurt genietet und gewährleisten dadurch in der Ausführung eine gerade durchlaufende Lage der Pfettenachse.

Sind keine Gelenkpunkte vorhanden, so liegt der Pfettenstoß unmittelbar über dem Binder (Abb. 341).

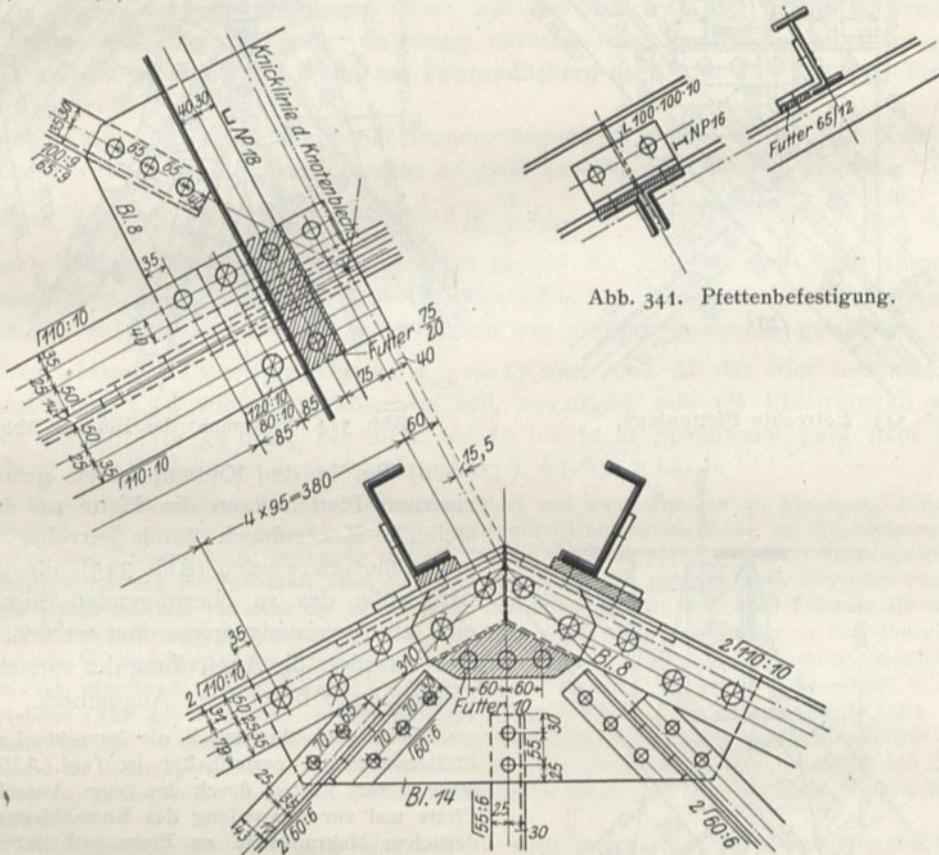


Abb. 341. Pfettenbefestigung.

Abb. 342. Firstpunkt des Binders Abb. 64k.

Die Firstpfette wird zweiteilig ausgebildet (Abb. 342); man kann ihr ebenso wie der Traufpfette durch Einschaltung von Futterblechen ein von der Höhe der Zwischenpfetten unabhängiges Profil geben. Da beide Pfettenteile außerhalb des Firstknotenpunkts auf dem Obergurt aufrufen, so entstehen in diesem zusätzliche Biegungsspannungen, zu deren Aufnahme das Knotenblech entsprechend groß auszubilden ist.

b) Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht. Ihre Befestigung mit dem Binderobergurt kann auf zwei Wegen erfolgen.

a) Bei Holzpfetten und ununterbrochen durchlaufenden, z. B. mit Gelenken versehenen eisernen Pfetten wird das Knotenblech über den Obergurt hinaus verlängert und mit wagerechten Winkeleisen gesäumt (Abb. 343 und 344); auf diesen wird die Pfette aufgelagert und durch nebengelegte Winkeleisen gegen Verschieben und Kanten gesichert. Besondere Sorgfalt ist auf die seitliche Aussteifung des vorstehenden

IV. Die Binder.

1. Rein eiserne Binder.

Die im 3. Kap. für die Ausbildung der Stabquerschnitte und Knotenpunkte der Fachwerkträger aufgestellten Regeln sind in ihrer Anwendung auf Dachbinder wie folgt zu ergänzen.

a) Gurtstäbe. α) Die gebräuchlichsten Querschnitte sind bei reiner Längsbeanspruchung der Stäbe die aus 2 gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkel-eisen zusammengesetzten (Abb. 123 und 132); kreuzförmige Querschnitte (Abb. 125 und 134) werden für den Obergurt meist nur bei lotrechter Pfettenlage verwendet. Treten infolge Stabkrümmung oder Belastung zwischen den Knotenpunkten Biegemomente auf, so wird der aus 2 bzw. bei Tonnendächern nach Abb. 143 aus 1 \square -Eisen gebildete Querschnitt gewählt.

Der lichte Abstand der beiden nebeneinander liegenden Profileisen, d. i. die Knotenblechdicke δ wird in der Regel mindestens so groß gewählt, daß für den kleinsten Nietdurchmesser d_{\min} bei einschnittigen Nieten $\delta \geq \frac{\pi}{8} d_{\min}$, bei zweischnittigen $\delta \geq \frac{\pi}{4} d_{\min}$ ist; danach beträgt bei Spannweiten von 8 bis 24 m die Stärke δ etwa 8 bis 16 mm.

Kastenförmige Querschnitte mit doppelten Knotenblechen werden wegen der teureren Nietarbeit nur bei schwer belasteter Konstruktion von großer Spannweite gewählt.

β) Der kleinste Durchmesser ist $d_{\min} = 17 \text{ mm}$, und da das Niet rechtwinklig zur Krafrichtung $1,5 d$ vom Rand abstehen soll, so ergibt sich als kleinste zu verwendende Profilbreite **55 mm**; bei mehr als 10 bis 12 m Spannweite geht man bei Verwendung von Winkeleisen besser nicht unter $\sphericalangle 65 \cdot 65 \cdot 7$ hinab.

Diese Regel ist besonders bei den Untergurtstäben aus zwei Gründen zu beachten. Einmal würde nämlich eine genaue Anpassung der auszuführenden Querschnittsfläche an die rechnerisch erforderliche dem Umstand keine Rechnung tragen, daß die bei Anwendung der Gl. 1) vorausgesetzte gleichmäßige Verteilung der Stabkraft über die ganze Fläche bei 2 nebeneinander liegenden Profileisen nicht erfüllt ist, daß vielmehr die in der Nähe des Schwerpunkts liegenden Flächenteile stets stärker als die weiter abliegenden beansprucht sind. Zweitens aber genügt der in der Obergurt-ebene liegende Windverband (Abb. 272) noch nicht, um 2 Binder zu einem in sich unverschieblichen Raumbachwerk miteinander zu verbinden; es wäre hierzu vielmehr noch ein Windverband in der Untergurtebene (Abb. 55) oder aber in allen Knotenpunkten des Untergurts Querverbände (Abb. 75) erforderlich, um die in diesen Punkten rechtwinklig zur Binderebene angreifenden Kräfte auf den Windverband zu übertragen. Diese Querverbände führt man aber, solange der Untergurt auf Zug beansprucht ist, in der Regel nicht aus, weil äußere Kräfte dieser Art bei Dachbindern meist nicht auftreten.

Die Knotenpunkte des Untergurts sind endlich auch gleichzeitig die Endpunkte der gedrückten Füllungsstäbe, die man bei der Querschnittsbestimmung nach Gl. 31) als in den Endpunkten der Stabachse geführt ansieht; diese Führung hat bei fehlenden Querverbänden die seitliche Steifigkeit der Untergurtstäbe herbeizuführen. Berücksichtigt man dazu noch die möglichen Fehler einer ungenauen Montage und die Erschütterungen der Konstruktion durch die Verkehrslast, so erhellt die Wichtigkeit der Regel, die Untergurtstäbe nicht allzu ängstlich der Rechnung anzupassen.

Wirken am Untergurt äußere Kräfte, z. B. der Winddruck bei offenen Hallen, die Nutzlast eines angehängten Flaschenzugs, einer verschieblichen Laufkatze oder einer Decke, so ist die seitliche Aussteifung seiner Knotenpunkte durch Verbindung zweier Binder zu einem in sich unverschieblichen Raumbachwerk unbedingt erforderlich.

γ) Der Stoß des Obergurts wird bei gleichbleibender Dachneigung im First angeordnet; das für den stärkst beanspruchten Gurtstab erforderliche Profil wird von Traufe zu First durchgeführt (vgl. Aufg. 16). Die Stoßanordnung erfolgt bei zweiteiliger Firstpfette meist nach Abb. 342, die den Knotenpunkt IV, des Binders Abb. 64k darstellt; die Obergurtwinkel sind auf Gehrung zusammengeschnitten, so daß eine unmittelbare Druckübertragung in den in der Binderebene liegenden Winkelschenkeln stattfindet, die

mit $2 \cdot 11,0 \cdot 1,0 = 22,0 \text{ cm}^2$ Fläche zur Aufnahme der Stabkraft von 21,1 t genügen (vgl. Zahlentafel 1) und mit 5 doppelschnittigen Nieten von $23 \text{ mm } \phi$ an das 14 mm starke Knotenblech anschließen; um seine Mitwirkung auf $\frac{21,1}{1,4} = 15,1 \text{ cm}$ zu sichern, ist die Stoßfuge beiderseits noch mit 8 mm starken Blechen gedeckt. Genügt die Stoßdeckung in der Binderebene allein noch nicht, so werden im First abgebogene Stoßwinkel angeordnet. Die Stoßanordnung bei einteiliger Firstpfette ist in Abb. 344 für den Knotenpunkt IV, des Binders Abb. 346 und in Abb. 321 für den Firstpunkt eines Sheddachs dargestellt.

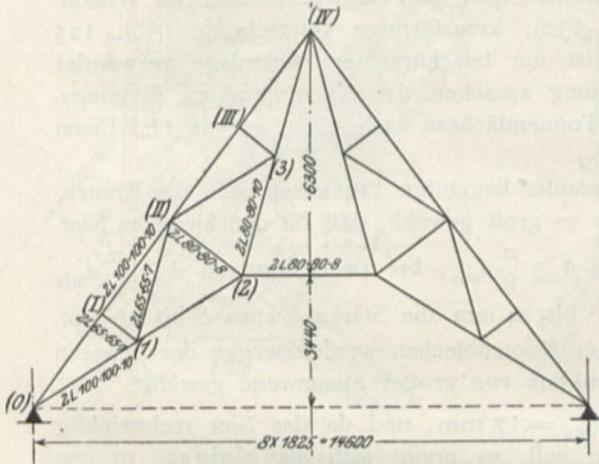


Abb. 346. Dachbinder.

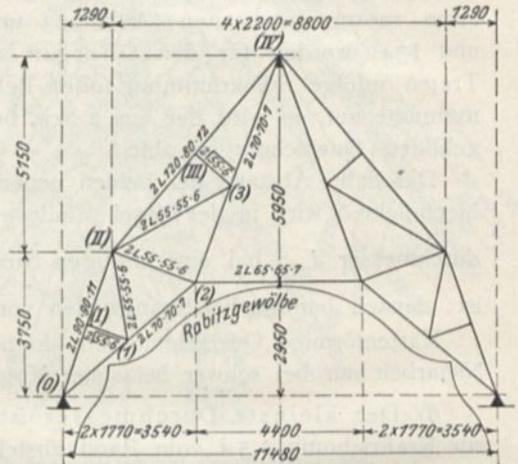


Abb. 347. Dachbinder.

Findet innerhalb der Dachfläche in einem Knotenpunkt eine starke Richtungsänderung des Obergurts statt, wie z. B. im Punkt (II) des Binders Abb. 347, so wird auch hier ein Stoß angeordnet, der dann gleichzeitig den Wechsel des Querschnitts gestattet. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. 348 für den Knotenpunkt I, des Mansardendachs Abb. 64p.

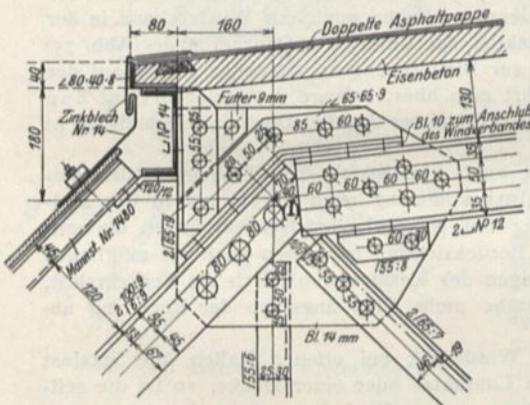


Abb. 348. Knotenpunkt I, des Mansardendachs Abb. 64p.

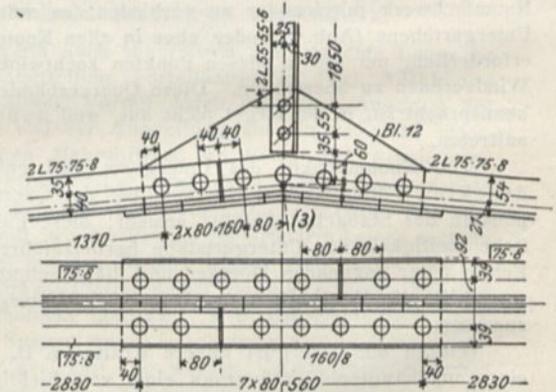


Abb. 349. Knotenpunkt 3, des Binders Abb. 64h.

δ) Der Stoß des Untergurts wird bei wagerechter oder nur in der Mitte geknickter Stabachse (Abb. 64h) im mittleren Knotenpunkt angeordnet, wie in Abb. 349 für den Knotenpunkt 3, des Binders, Abb. 64h, dargestellt; die lotrechten Winkelschenkel sind durch das Knotenblech, die wagerechten durch eine besondere Stoßlasche $\frac{100}{8}$ gestoßen; da diese in der Mitte abgebogen, daher bei Eintritt der Stabzugkräfte der

Gefahr des Geradereckens ausgesetzt ist, sind die Gurtwinkel beiderseits neben dem Knotenpunkt versetzt gestoßen. Eine zweite Lösung zeigt Abb. 350 für den Fall, daß das Knotenblech nach unten vorstehen darf; hier liegt der Gurtwinkelstoß unmittelbar im Knotenpunkt; die wagerechten Winkelschenkel sind durch abgelenkte Hilfswinkel in das Knotenblech eingebunden; ein Geradereck dieser Hilfswinkel ist wegen ihrer festen Verbindung mit dem Knotenblech ausgeschlossen.

Ist der Untergurt mehrfach geknickt (Abb. 64 g, i, k), so wird an jeder Knickstelle ein Stoß angeordnet, der dann auch den Wechsel des Profils gestattet. Neben dem bereits in Abb. 155 vorgeführten Beispiel ist in Abb. 351 der Knotenpunkt (2) des Binders Abb. 347 dargestellt, der ein Rabitzgewölbe zu tragen hat, dessen Gewicht durch die angehängten \square NP. 16 auf die unteren Knotenpunkte übertragen wird.

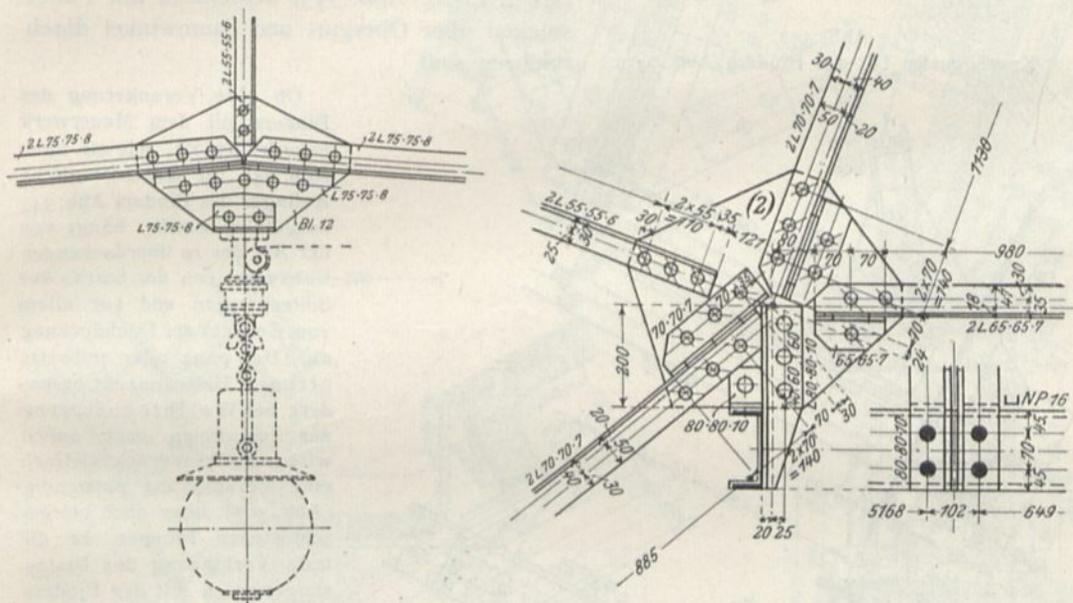


Abb. 350. Knotenpunkt (3) des Binders Abb. 64 h. Abb. 351. Knotenpunkt (2) des Binders Abb. 347.

b) Füllungsstäbe. *a)* Die gebräuchlichsten Querschnitte werden aus 2 gleich- oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Abb. 123 und 132) gebildet, die man bei langen Druckstäben zur Vergrößerung des Trägheitsmoments auch über Kreuz (Abb. 134a) oder mit abgewendeten Schenkeln (Abb. 135a) anordnet. Bei kastenförmigem Gurtquerschnitt wird vielfach auch 1 \square -Eisen gewählt, dessen Höhe gleich dem um die doppelte Knotenblechdicke verminderten Lichtabstand der beiden Gurteile ist.

β) Der kleinste Nietdurchmesser beträgt für $\frac{\text{gedrückte}}{\text{gezogene}}$ Stäbe $d_{\min} = \frac{17}{14}$ mm, daher die kleinste zu verwendende Profilbreite $\frac{55}{45}$ mm; bei Stablängen über 3,0 bis 3,5 m geht man bei Verwendung von Winkeleisen besser nicht unter 65·65·7 bzw. 55·55·6 hinab. Die Zahl der Anschlußniete muß, auch wenn die Rechnung weniger ergibt, mindestens zwei betragen.

c) Auflagerung. *a)* Zur Auflagerung auf Mauerwerk kommen bei Bindern bis etwa 24 m Spannweite meist Gleitlager zur Verwendung. Die Mitte der Auflagerplatte muß stets mit der Lotrechten durch den Auflagerknotenpunkt zusammenfallen; hierauf ist besonders bei den Pultdächern zu achten, für deren Auflagerung in Abb. 352 als Ausführungsbeispiel der Knotenpunkt (IV) des Binders Abb. 64 m dargestellt ist. Das Knotenblech wird in einem passenden, je nach der Binderart frei

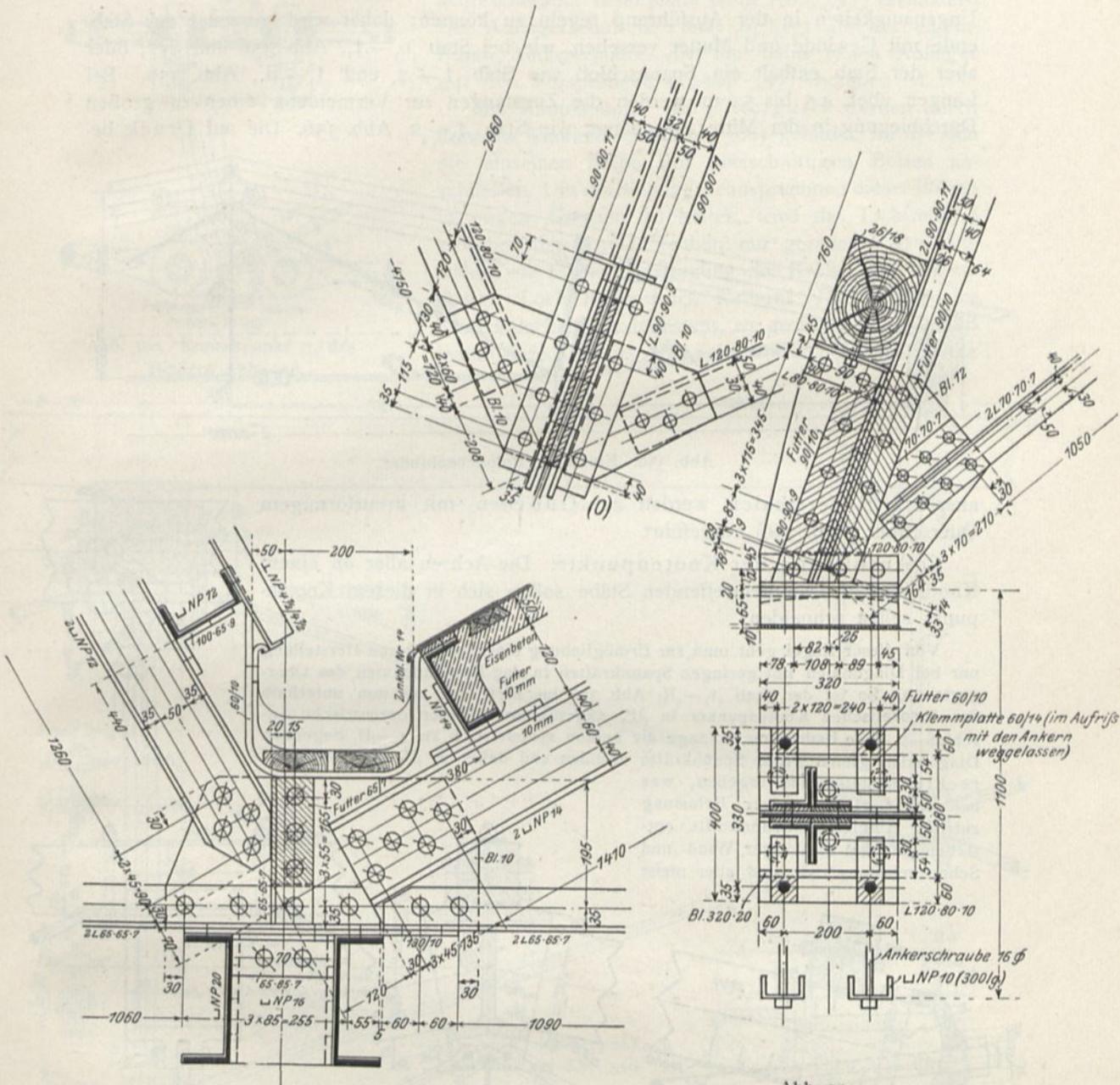


Abb. 355. Auflagerpunkt eines Sheddachs.

Abb. 354. Knotenpunkt o, des Binders Abb. 347.

2. Gemischt eiserne Binder.

a) **Holz-Eisen-Binder.** Die Binder werden nach dem Polonceausystem mit winkelrecht zum Obergurt stehenden Vertikalstäben (Abb. 64f, i, k) ausgeführt (Abb. 356)

α) Querschnittsform der Stäbe. Der Obergurt wird in Holz ausgeführt, und zwar mit quadratischem Querschnitt, wenn nur in den Knotenpunkten Pfetten angeordnet sind. Alle auf Zug beanspruchten Stäbe, also der Untergurt und die Diagonalen werden aus Flußeisen mit rundem Querschnitt ausgeführt; jeder Zugstab muß mit einer Spannvorrichtung versehen sein, um die genaue Stablänge und etwaige

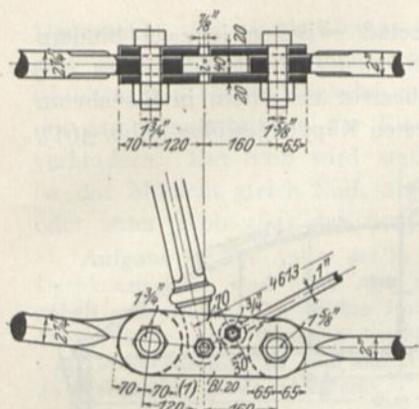


Abb. 360. Knotenpunkt (1) des Binders Abb. 356.

aufgeschraubte Eisenplatte (s in Abb. 357) verhindert. Der Auflagerschuh in Punkt ρ liegt auf der eigentlichen Auflagerplatte, die nur beim festen Auflager mit den Vorsprüngen n (Abb. 357) versehen ist.

Die Knotenpunkte des Untergurts werden durch doppelte Knotenbleche (Abb. 360) gebildet, an die sich die einzelnen Stäbe mit zweischnittigen Bolzen anschließen. Um die Biegebungsbeanspruchung dieser Bolzen in engen Grenzen zu halten, wird der Lichtraum i zwischen den Knotenblechen nur gerade so groß gewählt, wie es die Übertragung der Kräfte und der zulässige Lochleibungsdruck fordern. Die Stärke der Knotenbleche ist mindestens so groß zu wählen, daß jeder Querschnitt bei Abzug der Bolzenlöcher die größte

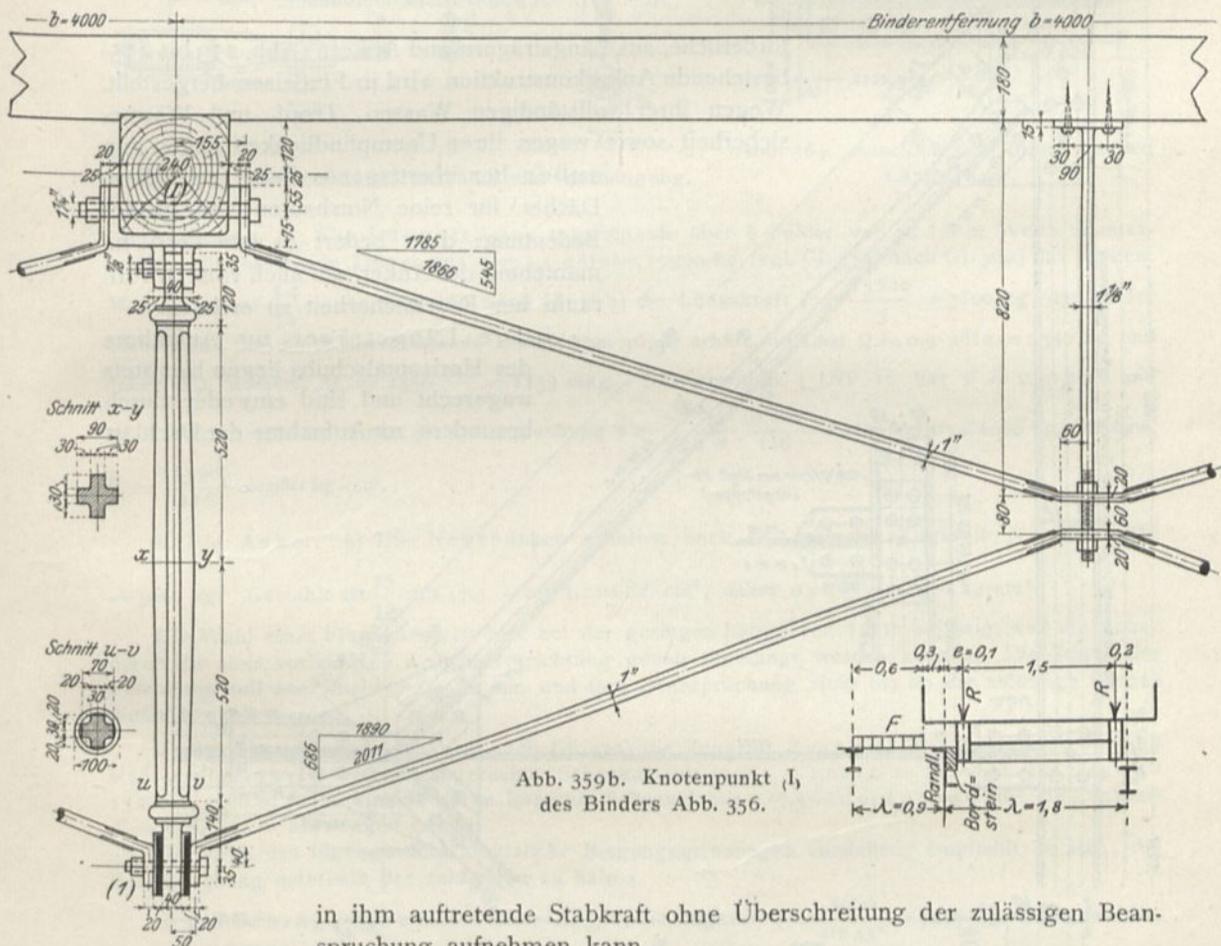


Abb. 359b. Knotenpunkt I, des Binders Abb. 356.

in ihm auftretende Stabkraft ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung aufnehmen kann.

γ) Querverbindungen. Wegen der geringen Seitensteifigkeit der Rundeisen sind die Knotenpunkte des Untergurts im besonderen Maße der Gefahr des Ausbiegens aus der lotrechten Binderebene ausgesetzt. Daher ist es bei Spannweiten von mehr als 10 bis 12 m erforderlich, in den Ebenen der Vertikalstäbe Querverbindungen zwischen den benachbarten Bindern anzuordnen, deren konstruktive Durchbildung aus Abb. 359b hervorgeht. Dienen diese Querverbindungen wie in Abb. 359b gleichzeitig zur Unterstützung der Pfetten, so sind sie in allen Binderfeldern anzuordnen; tragen sich die Pfetten da-

gegen von Binder zu Binder frei, so genügt es, abwechselnd zwischen je zwei Bindern Querverbände einzuschalten.

b) Eisenbeton-Eisen-Binder. Die Dachkonstruktion besteht aus einem in Eisenbeton hergestellten, außen mit doppelter Asphaltpappe abgedichteten Kappengewölbe (Abb. 361),

dessen Pfeil zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$, am besten $\frac{1}{5}$ der Spannweite gewählt wird. Die zur Aufnahme und zum Ausgleich des Gewölbeschubs er-

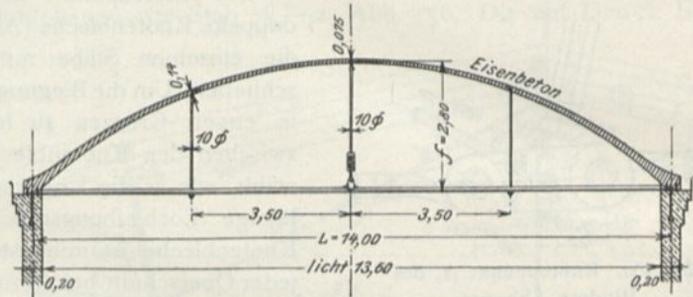


Abb. 361. Gewölbttes Eisenbetondach.

forderliche, aus Längsträgern und Ankern (Abb. 273 bis 275) bestehende Ankerkonstruktion wird in Flußeisen hergestellt. Wegen ihrer vollständigen Wasser-, Tropf- und Wärmesicherheit sowie wegen ihrer Unempfindlichkeit gegen von außen her übertragenes Feuer sind diese Dächer für reine Nutzbauten von großer Bedeutung; dazu bedarf es nur der Umarmelung der Anker, um auch vom Innenraum her Feuersicherheit zu erzielen.

a) Die Längsträger zur Aufnahme des Horizontalschubs liegen hier stets wagerecht und sind entweder durch besondere, zur Aufnahme der Dachlast

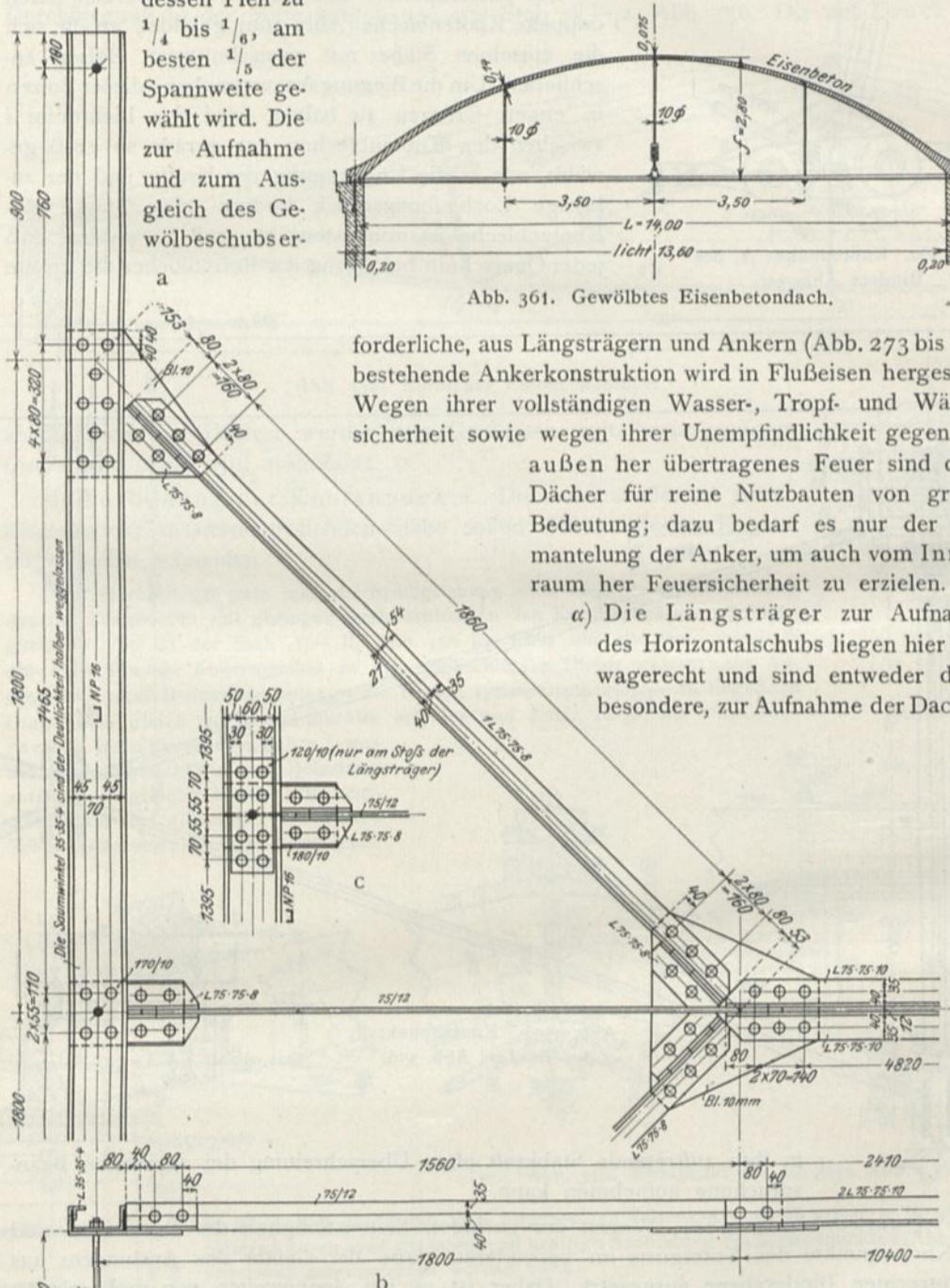


Abb. 362. Ankerkonstruktion des Eisenbetondachs Abb. 361.

angeordnete lotrechte Träger oder aber unmittelbar von den durchlaufenden Seitenmauern unterstützt und mit diesen zum Schutze gegen Verschieben in Entfernungen von 2,0 bis 4,0 m durch 0,5 bis 1,0 m lange

Maueranker von 16 bis 26 mm ϕ verbunden (Abb. 362b). Sie erhalten \sqsubset - und nur bei sehr großen Ankerentfernungen (*a*, Abb. 273) Γ -förmigen Querschnitt; der äußere Flansch ist oben mit einem Winkeleisen 30·30·4 bis 45·45·5 (Abb. 362b, 363, 364) gesäumt, um das Herausspringen der Eiseneinlagen des Gewölbes beim Stampfen des Betons zu verhindern. Der Stoß wird stets an dem Angriffspunkt eines Ankers angeordnet; hier ist das Moment gleich Null, und es genügt daher zur Stoßdeckung ein über (Abb. 362c) oder unter (Abb. 364) den Steg gelegtes Flacheisen.

Aufgabe 74. Die Anker der in Abb. 361 dargestellten Dachkonstruktion sind nach Abb. 274 mit $a = 5,4$ m gegabelt angeordnet. Der größte Horizontalschub aus ständiger Schnee- und Windlast beträgt $H_{\max} = 2810$ kg für 1 m Gewölbbreite. Es sind die Anker und Längsträger zu berechnen. $k = 1000$ kg/cm².

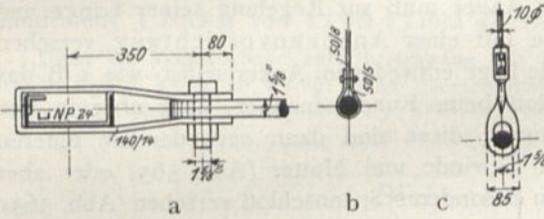


Abb. 363. Rundeisenankeranschluß und -aufhängung.

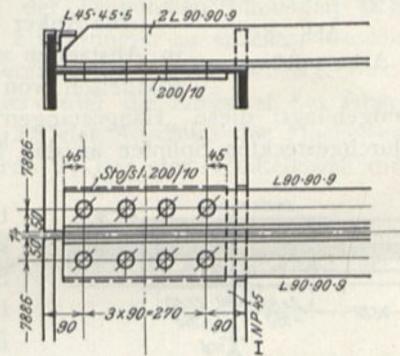


Abb. 364. Anschluß des Ankers an den Längsträger.

Auflösung. 1. Die Längsträger erhalten als über 6 Felder von je 1,8 m Weite ununterbrochen durchlaufende Träger mit $Z = 5,4 \cdot 2810 = 15200$ kg (vgl. Gl. 53a) nach Gl. 56a) das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 15200 \cdot \frac{5,4}{72} = 912$ mkg und nach Gl. 56b) die Längskraft $L = \frac{15200}{3} = 5100$ kg; das an der Giebelwand um 0,9 m überkragende Ende (Abb. 362a) erhält die Last $Q = 0,9 \cdot 2810 = 2530$ kg und daher das Moment $M_1 = 2530 \cdot \frac{0,9}{2} = 1139$ mkg. Das gewählte \sqsubset NP. 16 hat $F = 24,0$ cm² und $W = 116$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{5100}{24,0} + \frac{91200}{116} = 210 + 790 = 1000$ kg/cm² bzw. $\frac{1}{6_1} = \frac{113900}{116} = 980$ kg/cm².

2. Die Anker. a) Die Nebenanker erhalten nach Gl. 53b) die Zugkraft $N = \frac{5,4}{3} \cdot 2810 = 5060$ kg. Gewählt ist $\frac{75}{12}$ mit $(7,5 - 2,0) 1,2 = 6,6$ cm²; daher $\sigma = \frac{5060}{6,6} = 770$ kg/cm².

Die Wahl eines Flacheisens ist hier bei der geringen Länge von 1,8 m zulässig, weil die Anker durch die stets vorhandene Anspannvorrichtung genau abgelängt werden können. Die Stärke der Flacheisen soll aber nicht unter 12 mm und ihre Beanspruchung nicht bis an die zulässige Grenze hinan gewählt werden.

b) Die Hauptanker erhalten nach Gl. 53a) die Zugkraft $Z = 5,4 \cdot 2810 = 15200$ kg. Gewählt sind 2 \sphericalangle 75 · 75 · 10, deren wagerechte Schenkel mit 2 $(7,5 - 2,0) 1,0 = 11,0$ cm² die Zugkraft $15200 - 5060 = 10140$ kg und deren lotrechte Schenkel mit 2 $(6,5 - 2,0) 1,0 = 9,9$ cm² die Zugkraft $N = 5060$ kg zu übertragen haben.

Da durch das Eigengewicht zusätzliche Biegungsspannungen entstehen, empfiehlt es sich, die Beanspruchung unterhalb der zulässigen zu halten.

c) Die Schräganker erhalten nach Gl. 53c) die Zugkraft $S = \frac{5060}{\sin 45^\circ} = 7200$ kg. Das gewählte, in beiden Schenkeln angeschlossene \sphericalangle 75 · 75 · 8 hat $F = 11,5 - 2,0 \cdot 0,8 = 9,9$ cm², daher $\sigma = \frac{7200}{9,9} = 740$ kg/cm².

β) Die Anker dienen zum Ausgleich des auf die Längsträger wirkenden Gewölbeschubs.

Gerade Anker nach Abb. 273 erhalten je nach der Größe der Spannweite meist eine Ankerentfernung $a = 2,0$ bis 4,0 m und runden Querschnitt (Abb. 363). Müssen aber die Anker mit Rücksicht auf die Feuersicherheit oder auf die Rostbildung (in Räumen mit stark säurehaltiger Luft) oder endlich auf die Tropfsicherheit ummantelt

120 · 80 · 12, deren größerer Schenkel lotrecht steht; Flacheisen gibt man die kleinste durch den Durchmesser der Anschlußniete bestimmte Breite bei größerer Stärke, etwa $\frac{60}{12}$ bis $\frac{100}{16}$. Diagonalen von mehr als 3,5 bis 4,0 m Länge werden zur Verringerung der Durchbiegung durch Flach- oder Rundeisen an Sparren, Pfetten oder Dachdeckung aufgehängt.

b) Bei kleineren Dachkonstruktionen legt man wohl die Diagonalen unmittelbar auf den Obergurt (Abb. 344 und 367), wobei für den Anschluß der Winkelprofile Hilfswinkel (w in Abb. 367) erforderlich werden; die Mittellinien der Diagonalen schneiden sich hierbei nicht im zugehörigen Knotenpunkt. Um diese Forderungen zu erfüllen, werden die Diagonalen bei größeren Konstruktionen mit besonderen, 8·bis 10 mm starken Knotenblechen angeschlossen (Abb. 353 und 354), die auf oder unter die Schenkel des Obergurts gelegt und im First abgebogen werden (Abb. 342); der Anschluß der Flacheisen an diese Windverbandknotenbleche muß mit mindestens 2, der der Winkeleisen mit mindestens 3 Nieten von 17 bis 23 mm ϕ erfolgen.

Dient der Windverband zur Übertragung der auf Längs- und Giebelwände wirkenden Winddrücke (vgl. 7. Kap.), so erfolgt seine Querschnittsbestimmung nach den für die Fachwerkträger aufgestellten Regeln.

Siebentes Kapitel.

Fachwerkwände.

I. Konstruktion der Fachwerkwände.

1. Die einzelnen Teile

einer Fachwerkwand (Abb. 368) sind: die Schwelle a , die entweder ihrer ganzen Länge nach durch Mauern oder Träger oder aber nur in einzelnen Punkten unterstützt ist; ihr parallel läuft das zur Auflagerung der Decken- bzw. Dachkonstruktion dienende Rähm b ; beide sind durch die Ständer oder Pfosten c miteinander verbunden, die entweder nach Abb. 368 alle gleichartig ausgebildet sind oder aber nach Abb. 369 in die Hauptpfosten C zur Aufnahme der Deckenunterzüge bzw. Dachbinder und in die Zwischenpfosten c zerfallen, die, in 1,5 bis 3,0 m Entfernung angeordnet, nur zur Unterteilung der Wandfläche dienen; denselben Zweck haben die in 1,5 bis 3,0 m Höhenentfernung angeordneten waagrechten Riegel e , die gleichzeitig die Tür- und Fensteröffnungen nach oben und unten begrenzen. Um die durch Schwelle, Rähm und Pfosten gebildeten Rechtecke gegen Verschieben in der Wandebene zu sichern, werden endlich die Streben d einfach (Abb. 368) oder kreuzförmig (Abb. 369) eingezogen.

Die Vorteile der eisernen Fachwerkwände sind: geringe Stärke, daher gute Raumnutzung; große Tragfähigkeit, die nicht an die Erhärtungszeit des Mörtels gebunden ist, daher Abkürzung der Bauzeit; endlich die Möglichkeit, die Wand durch Lösen der Schraubenverbindungen schnell und billig abzubrechen und an anderer Stelle wieder aufzurichten, daher leichte Vergrößerung des Innenraums.

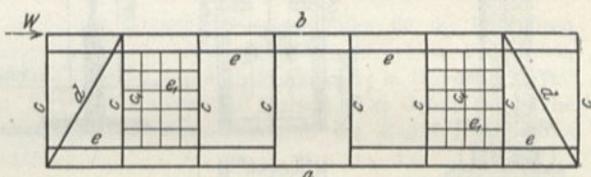


Abb. 368. Eisenfachwand.

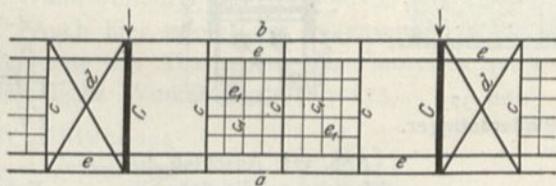


Abb. 369. Eisenfachwand zwischen Säulen.

unabhängig von der Größe der Abstände a und b (die oft = 0 sind) $J_{min} = J_x + J_y$, wo J_x und J_y die Hauptträgheitsmomente des Einzelprofils sind.

Die Riegel werden auch aus Flacheisen von 50 bis 80 mm Breite und 4 bis 8 mm Stärke gebildet, die in den Lagerfugen in Zementmörtel verlegt werden.

β) Bei Außenwänden reiner Nutzbauten erhalten meist nur die Ständer, seltener die Streben \sqcup - oder \sqcap -förmigen Querschnitt, während alle übrigen Glieder der Wand aus beiderseits außen vorgelegten \sqcup - oder \sqcap -Eisen bestehen (Abb. 373 und 374).

Sind Hauptpfosten C vorhanden, so werden sie entweder kastenförmig in annähernd gleicher Steghöhe wie die Zwischenpfosten c oder aber mit größerer Steghöhe \sqcap - oder kastenförmig ausgebildet; in beiden Fällen erfolgt ihre Berechnung und Konstruktion als Säulen nach den Regeln des 4. Kap. Wird das Rähm dabei durch zwischen den Hauptpfosten angreifende Unterzug- oder Binderlasten beansprucht, so ist es biegefest aus \sqcup -Eisen (Abb. 373 und 374) oder als Fachwerkträger (Abb. 379a) auszubilden.

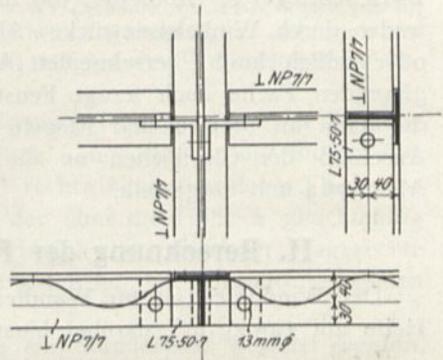


Abb. 375. Anschluß der Riegel an den Pfosten.

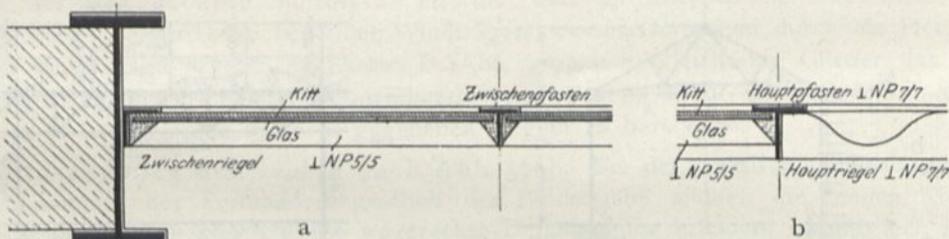


Abb. 376. Anordnung von Haupt- und Zwischenpfosten.

Abb. 377b. Anschluß der Zwischenriegel an die Zwischenpfosten.

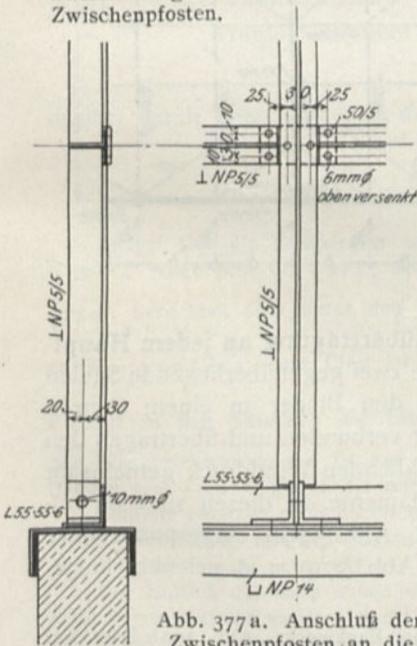


Abb. 377a. Anschluß der Zwischenpfosten an die Schwelle.

Die einzelnen Wandglieder sind außer für die lotrechten Lasten noch für einen wagerechten Winddruck zu berechnen, der bis zu 15 m Höhe 100 kg/m^2 , bis zu 25 m Höhe 125 kg/m^2 und über 25 m Höhe 150 kg/m^2 beträgt. Die Größe der Fache soll bei $\frac{1}{2}$ St. Ziegelausmauerung in der Regel 16 m^2 nicht überschreiten.

b) **Ausfüllung in Wellblech oder Glas.** Sämtliche Teile der Wand werden in der Regel aus \sqcup - oder \sqcap -Eisen gebildet. Auch hier erfolgt der gegenseitige Anschluß zur Vermeidung des Abarbeitens der Flanschen mit ungleichschenkligen Winkeleisen (Abb. 375).

Bei Wellblechausfüllung genügt bei Freilagern bis 2,5 m zur Aufnahme des wagerechten Winddrucks das Profil $150 \cdot 40 \cdot 1 \text{ mm}$, das in den Wellentälern an die wagerechten Wandteile durch Nieten von 6 bis 8 mm ϕ angeschlossen wird.

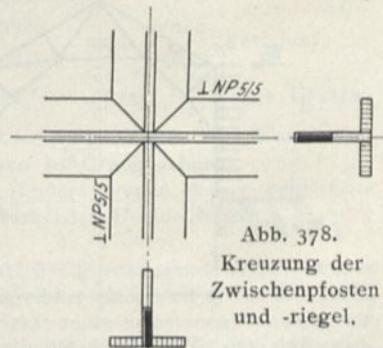


Abb. 378. Kreuzung der Zwischenpfosten und -riegel.

Zur Glasausfüllung wird geblasenes Rohglas oder Drahtglas verwendet; die Glas tafeln werden meist quadratisch mit 0,48 bis 0,6 m Seitenlänge ausgeführt. Dadurch wird eine Unterteilung der zu verglasenden Flächen durch Zwischenpfosten c_1 und Zwischenriegel e_1 (Abb. 368, 369 und 376) erforderlich, deren Anschluß aneinander entweder durch Winkeleisenstücke (Abb. 377a) oder durch Flacheisenlaschen (Abb. 377b) oder endlich durch Überschneiden (Abb. 378) erfolgt. Statt dessen können in die zu verglasenden Fache auch fertige Fenster aus Guß- oder Flußeisen eingesetzt werden, für die dann an Pfosten und Riegeln Anschläge aus Winkeleisen vorzusehen sind. Der Anschluß der Glasflächen an die Ausfüllung im Mauerwerk und Wellblech ist in Abb. 376a u. b dargestellt.

II. Berechnung der Fachwerkgebäude gegen Winddruck.

Der Winddruck ist für Wandteile bis zu 15 m Höhe mit 100 kg/m^2 , bis zu 25 m Höhe mit 125 kg/m^2 , darüber hinaus mit 150 kg/m^2 einzuführen.

1. Der Winddruck auf die Längswand

kann in zweierlei Weise in die Fundamente übertragen werden, nämlich entweder unmittelbar an jedem Hauptpfosten, der hier kurz Säule heißt, oder aber unter Einschaltung eines Windträgers nur an den die Giebelwände begrenzenden Eckpfosten.

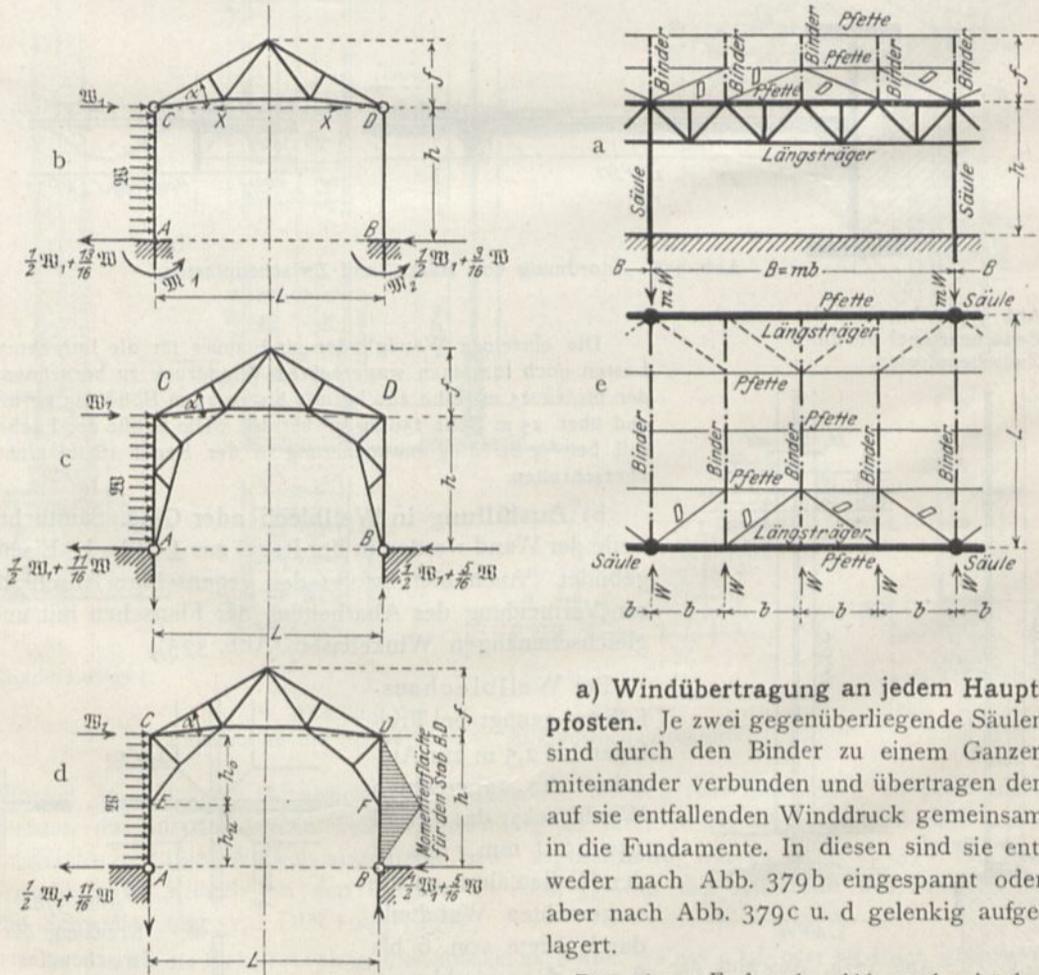


Abb. 379. Winddruck auf die Längswand.

a) Windübertragung an jedem Hauptpfosten. Je zwei gegenüberliegende Säulen sind durch den Binder zu einem Ganzen miteinander verbunden und übertragen den auf sie entfallenden Winddruck gemeinsam in die Fundamente. In diesen sind sie entweder nach Abb. 379b eingespannt oder aber nach Abb. 379c u. d gelenkig aufgelagert.

Das ebene Fachwerk, Abb. 379b, ist bei $n = 4$ Knotenpunkten (A, B, C, D) durch $s = 3$

Stäbe bzw. Scheiben (AC, CD, DB) und $w=2$ Winkel (A, B) bestimmt; es ist daher wegen $z=3+2=5=2n-3$ in sich unverschieblich; zu seiner vollständigen Stützung sind 3 Stützdrücke erforderlich; da aber 2 Linienauflager (A, B) mit $a=2 \times 2=4$ voneinander unabhängigen Stützdrücken vorhanden sind, ist es einfach äußerlich statisch unbestimmt. Dasselbe gilt für die in sich unverschieblichen Fachwerke, Abb. 379c u. d, für die $z=s=1$ (Scheibe $ACDB$), $n=2$ (A, B), $z=1=2n-3$, $a=4$ ist. Als statisch unbestimmte Größe wird zweckmäßig in Abb. 379b der wagerechte Druck X zwischen den Gelenken C und D , in Abb. 379c u. d aber der wagerechte Gegen- druck X des rechten Linienauflagers B eingeführt.

Ist b die Binderentfernung, $B=mb$ die Säulenentfernung (Abb. 379a u. e), h die Höhe der durch Ausmauerung oder Verglasung geschlossenen Längswand, f die Binderhöhe, α der Dachneigungswinkel, w der Winddruck für 1 m^2 rechtwinklig getroffener Fläche, so entfällt auf ein Säulenpaar von der Längswand her der über die Höhe h gleichmäßig verteilte Winddruck $\mathfrak{B}=wBh$, von der Dachkonstruktion her aber der wagerechte Winddruck $\mathfrak{B}_1=wfb \sin^2 \alpha$, den man als Einzellast am Kopf des windseits gelegenen Ständers einführen darf.

Es können nun entweder alle Binder durch je ein Ständerpaar gestützt werden, so daß also die Säulenentfernung B gleich der Binderentfernung b ist, oder aber nur einzelne Binder, so daß B gleich einem Vielfachen von b ist ($B=mb$ in Abb. 379a u. e); im letzteren Fall werden die lotrechten Stützdrücke der zwischen den Ständern liegenden Binder mittelbar durch das biegungsfest oder als Fachwerkträger ausgebildete Rähm, hier auch Längsträger genannt, auf die benachbarten Säulen übertragen; die Übertragung der wagerechten Stützdrücke erfordert aber die Einschaltung eines meist in der schrägen Obergurtebene liegenden Windträgers, dessen Gurtungen durch die Pfetten gebildet werden und dessen Diagonalen D (Abb. 379a u. e) gleichzeitig Glieder des in Abb. 379 nicht eingezeichneten Windverbands sein können; dieser Windträger von der Stützweite B ist nach den unter b) gegebenen Regeln zu berechnen.

a) Einspannung der Säulen nach Abb. 379b. Bei der praktisch stets zulässigen Vernachlässigung der Formänderungsarbeit der Binderstäbe müssen die beiden Kopfpunkte C und D eine gleich große wagerechte Durchbiegung erleiden, so daß sich aus der Gleichung $(\mathfrak{B}_1 - X) \frac{h^3}{3EJ} + \mathfrak{B} \frac{h^3}{8EJ} = X \frac{h^3}{3EJ}$, in der $\frac{E}{J}$ das für beide Ständer gleich große $\frac{\text{Elastizitätsmaß}}{\text{Trägheitsmoment}}$ bedeutet, die statisch unbestimmte Größe X zu

$$61) \quad X = \frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 + \frac{3}{16} \mathfrak{B}$$

ergibt; damit berechnet sich das Einspannungsmoment auf der $\frac{\text{Wind}}{\text{Lee}}$ seite zu

$$62) \quad \mathfrak{M}_1 = \left(\frac{5}{16} \mathfrak{B} + \frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 \right) h$$

$$\mathfrak{M}_2 = \left(\frac{3}{16} \mathfrak{B} + \frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 \right) h$$

Ändert sich die Temperatur in allen Binderstäben um t^0 , so verschiebt sich jeder der Punkte C und D wagerecht um $\frac{1}{2} \epsilon t L$; der Widerstand X_t , den die Säulen dieser Verschiebung entgegen- setzen, berechnet sich unter den gemachten Voraussetzungen aus der Gleichung $\frac{1}{2} \epsilon t L = X_t \frac{h^3}{3EJ}$

zu $X_t = \frac{3}{2} \epsilon E t J \frac{L}{h^3}$; sein Pfeil ist bei einer Temperatur $\frac{\text{erhöhung}}{\text{erniedrigung}}$ nach $\frac{\text{innen}}{\text{außen}}$ gerichtet; er erzeugt in den Ständern die Einspannungsmomente $\mathfrak{M}'_1 = -\mathfrak{M}'_2 = -\frac{3}{2} \epsilon E t J \frac{L}{h^3}$. Als Grenzen

der Wärmeschwankungen ist bei offenen Hallen $t = \pm 35^0 \text{ C}$, bei ringsum geschlossenen Gebäuden $t = \pm 20^0 \text{ C}$ gegen die mittlere Aufstellungstemperatur von 10^0 C anzunehmen.

Endlich entsteht noch durch die lotrechte Belastung des Binders wegen seiner beiderseits festen Verbindung mit den Säulen ein auf diese nach außen wirkender Horizontalschub X_s , der die Einspannungsmomente $\mathfrak{M}'_1 = -\mathfrak{M}'_2 = -X_s h$ erzeugt.

Der Einfluß der nach außen wirkenden Kräfte X_t und X_s darf bei geschlossenen Hallen immer dann vernachlässigt werden, wenn beide Ständer gleich stark ausgeführt sind, weil er für den durch den Wind am stärksten beanspruchten Ständer AC entlastend wirkt; seine belastende Wirkung für den windab gelegenen Ständer BD wird durch das hier viel kleinere Windmoment \mathfrak{M}_2 ausgeglichen.

Der Binder ist durch die Windkräfte nach Abb. 293 und außerdem durch die beiden Einzellasten $X' = \frac{1}{10} \mathfrak{B} + X_t + X_s$ belastet¹⁾. Der Einfluß dieser Zusatzkräfte X' auf die Spannkkräfte des Binders darf in der Regel vernachlässigt werden; nur ist in jedem Falle zu beachten, daß sie im Untergurt Druckspannungen erzeugen, die bei leichten Dächern die durch ständige Last und Wind erzeugten Zugkräfte überschreiten können und dann eine Sicherung der Untergurtnotenpunkte gegen Ausknicken aus der Binderebene heraus erfordern.

Wird bei Spannweiten bis zu 16 m der fachwerkförmig gegliederte Binder durch einen vollwandigen Binder von der Spannweite $CD = l$ ersetzt und der wagerechte Gegendruck X im Gelenkpunkt D als statisch unbestimmte Größe eingeführt, so berechnet sich diese Größe bei der zulässigen Vernachlässigung der Formänderungsarbeit der Längs- und Querkräfte zu $X = \frac{\delta_{0x}}{\delta_{xx}}$ infolge der äußeren Lasten und zu $X_t = \frac{\epsilon t l}{\delta_{xx}}$ infolge einer für alle Stäbe gleich großen Temperaturänderung um $\pm t^0$; für die wichtigsten Dachformen können die Werte δ_{0x} und δ_{xx} den nachfolgenden Zahlentafeln I bis III entnommen werden.

β) Gelenkauflagerung der Säulen nach Abb. 379c u. d. Die Säulen sind entweder nach Abb. 379c über die ganze Höhe h oder nach Abb. 379d (vgl. auch Abb. 374a) nur über einen Teil h_0 der Gesamthöhe fachwerkförmig gegliedert.

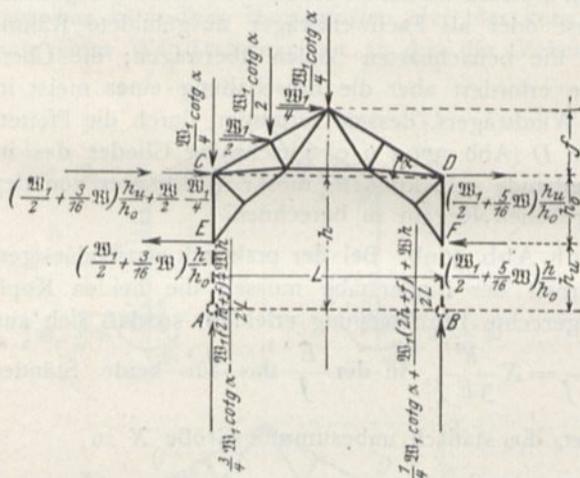


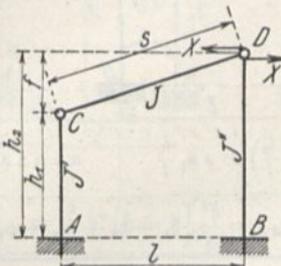
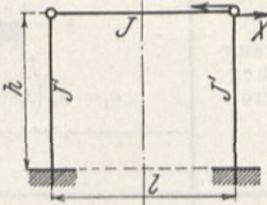
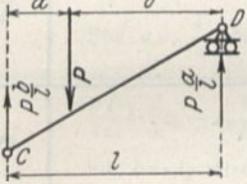
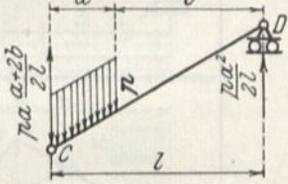
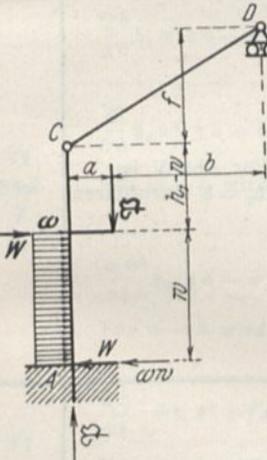
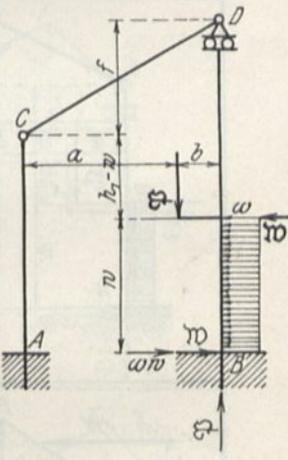
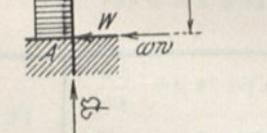
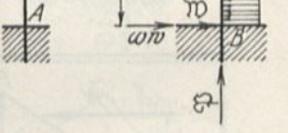
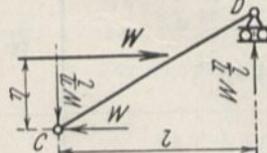
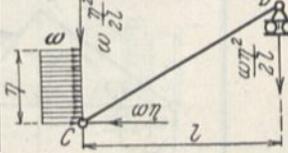
Abb. 379f.

drücken des in F und D gelagerten, im Endpunkt B mit $\frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 + \frac{6}{10} \mathfrak{B}$ belasteten Kragträgers BD . Fügt man noch die durch den Wind erzeugten lotrechten Binderlasten hinzu, die sich nach Abb. 293 aus der Gesamtlast $\mathfrak{B}_1 \cot \alpha$ berechnen, so erhält man die in Abb. 379f angegebene Gesamtbelastung des fachwerkförmigen Teils, aus der sich die Spannkkräfte zeichnerisch oder rechnerisch ermitteln lassen. Bei der Querschnittsbestimmung hat man die in den Stäben AC und BD wirksamen Biegemomente zu berücksichtigen.

Bei Spannweiten bis zu etwa 16 m verbindet man die gelenkig aufgelagerten Säulen vielfach auch durch einen der äußeren Dachform angepaßten biegungsfesten Stabzug zu einem Zweigelenkrahmen; der wagerechte Gegendruck X des rechten Gelenks B ergibt sich dann bei der stets zulässigen Vernachlässigung der Formänderungsarbeit der Längs- und Querkräfte zu $X = \frac{\delta_{0x}}{\delta_{xx}}$ infolge der äußeren Lasten und zu $X_t = \frac{\epsilon t l}{\delta_{xx}}$ infolge einer für alle Stäbe gleich großen Temperaturänderung um $\pm t^0$, wenn l die wagerechte Entfernung der beiden Gelenke A und B ist. Für die wichtigsten Dachformen können die Werte δ_{0x} und δ_{xx} den nachfolgenden Zahlentafeln IV bis VI entnommen werden.

¹⁾ Bei positivem X_t ist bei der Berechnung von X_s die Schneelast nicht zu berücksichtigen, da eine Temperaturerhöhung gegenüber der Aufstellungstemperatur von 10^0 und Schneefall nicht gleichzeitig auftreten.

Für die vorläufige Berechnung der zur Ermittlung des statisch unbestimmten wagerechten Gegendrucks X des Auflagers B erforderlichen Querschnittsabmessungen kann man in beiden Fällen angenähert $X = \frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 + \frac{6}{10} \mathfrak{B}$ einführen, X_t und X_s aber vernachlässigen. Für die Anordnung nach Abb. 379c ergeben sich dann die Spannkkräfte unmittelbar durch Zeichnen eines Kräfteplans, nachdem man vorher \mathfrak{B} auf die Knotenpunkte des Ständers AC , \mathfrak{B}_1 auf die der windseits gelegenen Dachfläche verteilt hat. Bei der Anordnung nach Abb. 379d hat man zunächst den Ständer AC als einen in E und C gestützten, gleichmäßig mit \mathfrak{B} und im Endpunkt A mit $\frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 + \frac{6}{10} \mathfrak{B}$ belasteten Kragträger zu betrachten, dessen Stützdrücke mit umgekehrtem Pfeil als Knotenlasten in E und C auf den fachwerkförmigen Teil (Abb. 379f) wirken; dasselbe gilt von den Stütz-

<p>Pultdächer.</p> <p>Infolge der Lasten wird</p> $X = \frac{\delta_{0,x}}{\delta_{x,x}}$ <p>Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird</p> $X_t = \frac{\epsilon t l}{\delta_{x,x}}$	<p>Abb. I.</p>  <p>$\frac{h_1}{E J'} = \eta_1, \quad \frac{h_2}{E J''} = \eta_2,$</p> <p>$\frac{s}{E J} = \bar{s}.$</p>	<p>Abb. II.</p>  <p>$\frac{h}{E J'} = \eta$</p> <p>$\frac{l}{E J} = l$</p>	<p>Zahlentafel I.</p> <p>Eingespannte Säulen.</p>
<p>$\delta_{x,x} =$</p>	<p>$\frac{1}{3} (\eta_1 h_1^3 + \eta_2 h_2^3)$</p>	<p>$\frac{2}{3} \eta h^3$</p>	<p>$= \delta_{x,x}$</p>
<p>Belastungsfall</p>	<p>$\delta_{0,x}$</p>	<p>Abb.</p>	<p>Belastungsfall</p>
	<p>$\delta_{0,x} = 0$</p>	<p>I und II</p>	
	<p>$\frac{3}{2} \frac{a}{h_1} \eta_1 w (2 h_1 - w)$</p> <p>$\frac{3}{2} \frac{a}{h} \eta w (2 h - w)$</p> <p>$\frac{W}{6 h_1} \eta_1 w^2 (3 h_1 - w)$ Für $w = h_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W h_1^2}{3} \eta_1$</p> <p>$\frac{W}{6 h} \eta w^2 (3 h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W h^2}{3} \eta$, da- her $X = \frac{W}{2}$</p>	<p>I $\frac{3}{2} \frac{b}{h_2} \eta_2 w (2 h_2 - w)$</p> <p>II $\frac{3}{2} \frac{b}{h} \eta w (2 h - w)$</p> <p>I $\frac{3}{6} \frac{b}{h_2} \eta_2 w^2 (3 h_2 - w)$ Für $w = h_2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{3}{3} \frac{h_2^2}{3} \eta_2$</p> <p>II $\frac{3}{6} \frac{b}{h} \eta w^2 (3 h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{3}{3} \frac{h^2}{3} \eta$, da- her $X = \frac{3}{2}$</p>	
	<p>$\frac{\omega w^3}{24 h_1} \eta_1 (4 h_1 - w)$ Für $w = h_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h_1^3}{8} \eta_1$</p> <p>$\frac{\omega w^3}{24 h} \eta (4 h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h^3}{8} \eta$, da- her $X = \frac{3}{16} \omega h$.</p>	<p>I $\frac{\omega w^3}{24 h_2} \eta_2 (4 h_2 - w)$ Für $w = h_2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h_2^3}{8} \eta_2$</p> <p>II $\frac{\omega w^3}{24 h} \eta (4 h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h^3}{8} \eta$, da- her $X = \frac{3}{16} \omega h$.</p>	
	<p>Unabhängig von η wird</p> <p>$\delta_{0,x} = W \eta_1 \frac{h_1^2}{3}$</p>	<p>I $\omega \eta_1 \frac{h_1^2}{3} \eta$</p> <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{1}{3} \omega \eta_1 h_1^2 f$</p>	

Zahlentafel II.

Shed- und Satteldächer.

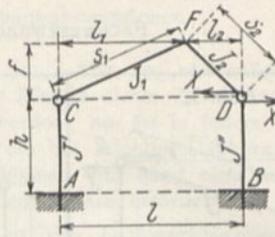
Infolge der Lasten wird

$$X = \frac{\delta_{0,x}}{\delta_{x,x}}$$

Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird

$$X_t = \frac{\varepsilon t l}{\delta_{x,x}}$$

Abb. IV.



$$\frac{h}{E J'} = \eta_1$$

$$\frac{h}{E J''} = \eta_2$$

$$\frac{s_1}{E J_1} = \xi_1$$

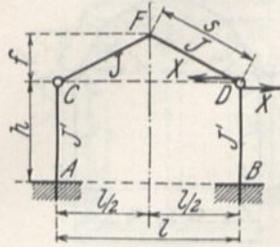
$$\frac{s_2}{E J_2} = \xi_2$$

$$\sigma_1 = \xi_1 \left(1 + 2 \frac{l_2}{l} \right) + 2 \xi_2 \frac{l_2}{l} \quad \sigma_2 = 2 \xi_1 \frac{l_1}{l} + \xi_2 \left(1 + 2 \frac{l_1}{l} \right)$$

$$\delta_{x,x} = \frac{h^2}{3} \left[\eta_1 + \eta_2 + (\xi_1 + \xi_2) \frac{f^2}{h^2} \right]$$

Belastungsfall	$\delta_{0,x}$	Abb.
	$\frac{P f}{6} a \left(\sigma_1 - \xi_1 \frac{a^2}{l_1^2} \right)$ <p>Für $a = l_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{P f l_1 l_2}{3 l} (\xi_1 + \xi_2)$</p>	IV
	$\frac{P f}{6} \xi a \left(3 - 4 \frac{a^2}{l^2} \right)$ <p>Für $a = l/2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{P f}{6} l \xi$</p>	V
	$\frac{P f}{6} b \left(\sigma_2 - \xi_2 \frac{b^2}{l_2^2} \right)$ <p>Für $b = l_2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{P f l_1 l_2}{3 l} (\xi_1 + \xi_2)$</p>	IV
	$\frac{P f}{6} \xi b \left(3 - 4 \frac{b^2}{l^2} \right)$ <p>Für $b = l/2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{P f}{6} l \xi$</p>	V
	$\mathfrak{B} \quad \frac{\mathfrak{B} a}{2 h} \eta_1 w (2 h - w)$ $W \quad \frac{W}{6 h} \eta_1 w^2 (3 h - w)$ <p>Für $w = \eta$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W h^2}{3} \eta_1$</p> $\omega \quad \frac{\omega w^3}{24 h} \eta_1 (4 h - w)$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{w h^3}{8} \eta_1$</p> <p style="text-align: right;">Für Abb. V ist $\eta_1 = \eta_2 = \eta$ einzuführen</p>	IV und V
	$\frac{W}{6} \left[2 \eta_1 h^2 + f \eta \left(\sigma_1 - \xi_1 \frac{\eta^2}{f^2} \right) \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W}{3} \left[\eta_1 h^2 + f^2 \frac{l_2}{l} (\xi_1 + \xi_2) \right]$</p>	IV
	$\frac{W}{6} \left[2 \eta h^2 + \xi f \eta \left(3 - \frac{\eta^2}{f^2} \right) \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W}{3} (\eta h^2 + \xi f^2)$, daher $X = \frac{W}{2}$</p>	V
	$\frac{\mathfrak{B}}{6} \left[2 \eta_2 h^2 + f \eta \left(\sigma_2 - \xi_2 \frac{\eta^2}{f^2} \right) - 6 \delta_{x,x} \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = -\frac{\mathfrak{B}}{3} \left[\eta_2 h^2 + f^2 \frac{l_2}{l} (\xi_1 + \xi_2) \right]$</p>	IV
	$\frac{\mathfrak{B}}{6} \left[2 \eta h^2 + \xi f \eta \left(3 - \frac{\eta^2}{f^2} \right) - 6 \delta_{x,x} \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = -\frac{\mathfrak{B}}{3} (\eta h^2 + \xi f^2)$, daher $X = -\frac{\mathfrak{B}}{2}$</p>	V

Abb. V.



$$\frac{h}{EJ'} = \eta$$

$$\frac{s}{EJ} = \xi$$

$$\delta_{0,x} = \frac{2}{3} h^2 \left(\eta + \xi \frac{f^2}{h^2} \right)$$

Zahlentafel II.

Eingespannte Säulen.

Abb.	$\delta_{0,x}$	Belastungsfall
IV	$\frac{pf}{12} a^2 (\sigma_1 - \xi_1 \frac{a^2}{2l^2})$ Für $a = l_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{pl_1^2}{24} f (2\sigma_1 - \xi_1)$	
V	$\frac{pf}{12} \xi a^2 (3 - 2 \frac{a^2}{l^2})$ Für $a = \frac{l}{2}$ wird $\delta_{0,x} = \frac{5}{96} pl^2 f \xi$	
IV	$\frac{pf}{12} b^2 (\sigma_2 - \xi_2 \frac{b^2}{l_2^2})$ Für $b = l_2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{pl_2^2}{24} f (2\sigma_2 - \xi_2)$	
V	$\frac{pf}{12} \xi b^2 (3 - 2 \frac{b^2}{l_2^2})$ Für $a = l/2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{5}{96} pl^2 f \xi$	
IV und V	$\frac{\mathfrak{B}b}{2h} \eta_2 w (2h - w)$ $\frac{\mathfrak{B}}{6h} \eta_2 w^2 (3h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\mathfrak{B}h^2}{3} \eta_2$ $\frac{\omega w^3}{24h} \eta_2 (4h - w)$ Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h^3}{8} \eta_2$	\mathfrak{B} \mathfrak{B} ω
IV	$\frac{\omega \eta}{24} [8 \eta_1 h^2 + f \eta (2\sigma_1 - \xi_1 \frac{\eta^2}{f^2})]$ Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega f}{24} [8 \eta_1 h^2 + (2\sigma_1 - \xi_1) f^2]$	
V	$\frac{\omega \eta}{24} [8 \eta h^2 + \xi f \eta (6 - \frac{\eta^2}{f^2})]$ Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega f}{24} (8 \eta h^2 + 5 \xi f^2)$	
IV	$\frac{\omega \eta}{24} [8 \eta_2 h^2 + f \eta (2\sigma_2 - \xi_2 \frac{\eta^2}{f^2}) - 24 \delta_{0,x}]$ Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega f}{24} [8 \eta_2 h^2 + (2\sigma_2 - \xi_2) f^2 - 24 \delta_{0,x}]$	
V	$\frac{\omega \eta}{24} [8 \eta h^2 + \xi f \eta (6 - \frac{\eta^2}{f^2}) - 24 \delta_{0,x}]$ Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = -\frac{\omega f}{24} (8 \eta h^2 + 11 \xi f^2)$	

Zahlentafel III.

Mansardendächer.

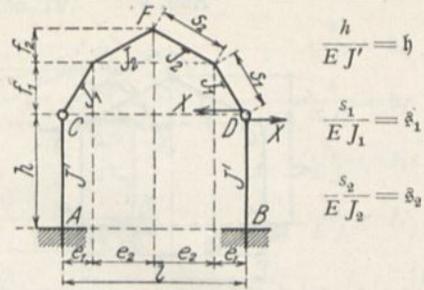
Infolge der Lasten wird

$$X = \frac{\delta_{0x}}{\delta_{xx}}$$

Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird

$$X_t = \frac{\varepsilon t l}{\delta_{xx}}$$

Abb. V.

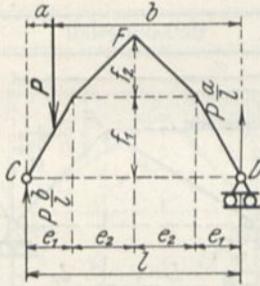


$$\delta_{xx} = \frac{2}{3} [\eta h^2 + \xi_1 f_1^2 + \xi_2 (3 f_1^2 + 3 f_1 f_2 + f_2^2)]$$

Belastungsfall

δ_{0x}

Abb.



$$\frac{P a}{6} [\xi_1 f_1 (3 - \frac{a^2}{e_1^2}) + 3 \xi_2 (2 f_1 + f_2)]$$

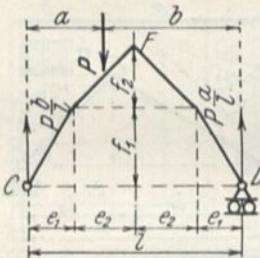
Für $a = e_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{P e_1}{6} [2 \xi_1 f_1 + 3 \xi_2 (2 f_1 + f_2)]$

$$\frac{P a}{6} f [\xi_1 (3 - \frac{a^2}{e^2}) + 3 \xi_2]$$

Für $a = e$ wird $\delta_{0x} = \frac{P e}{6} f (2 \xi_1 + 3 \xi_2)$

V

VI



$$\frac{P}{6} [2 \xi_1 e_1 f_1 + \xi_2 \{3(2 f_1 + f_2) a - 3 f_1 \frac{(a - e_1)^2}{e_2} - f_2 \frac{(a - e_1)^2}{e_2^2}\}]$$

Für $a = e_1 + e_2 = l/2$ wird

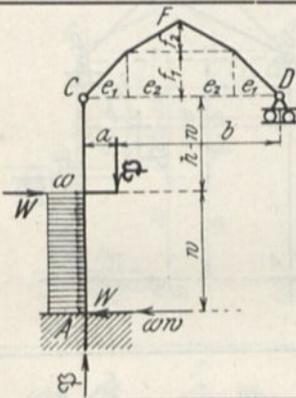
$$\delta_{0x} = \frac{P}{6} [2 \xi_1 e_1 f_1 + \xi_2 \{3 f_1 (2 e_1 + e_2) + f_2 (3 e_1 + 2 e_2)\}]$$

$$\frac{P}{6} f [2 \xi_1 e + 3 \xi_2 \{a - \frac{(a - e)^2}{s_2}\}]$$

Für $a = e + 1/2 s_2 = 1/2 l$ wird $\delta_{0x} = \frac{P f}{6} [2 \xi_1 e + 3 \xi_2 (e + 1/4 s_2)]$

V

VI



$$\mathfrak{B} \quad \frac{\mathfrak{B} a}{2 h} \eta w (2 h - w)$$

$$W \quad \frac{W}{6 h} \eta w^2 (3 h - w)$$

Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{W h^2}{3} \eta$

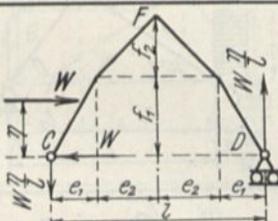
$$\omega \quad \frac{\omega w^3}{24 h} \eta (4 h - w)$$

Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h^3}{8} \eta$

V

und

VI



$$\frac{W}{3} \eta h^2 + \frac{W \eta}{6} [\xi_1 f_1 (3 - \frac{\eta^2}{f_1^2}) + 3 \xi_2 (2 f_1 + f_2)]$$

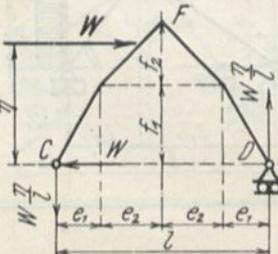
Für $\eta = f_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{W}{6} [2 \eta h^2 + f_1 \{2 \xi_1 f_1 + 3 \xi_2 (2 f_1 + f_2)\}]$

$$\frac{W}{3} \eta h^2 + \frac{W \eta}{6} f [\xi_1 (3 - \frac{\eta^2}{f_2^2}) + 3 \xi_2]$$

Für $\eta = f$ wird $\delta_{0x} = \frac{W}{6} [2 \eta h^2 + f^2 (2 \xi_1 + 3 \xi_2)]$

V

VI



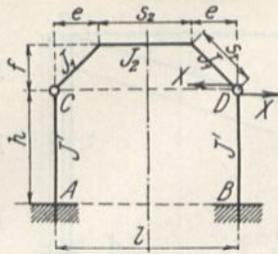
$$\frac{W}{3} (\eta h^2 + \xi_1 f_1^2) + \frac{W}{2} \xi_2 [(2 f_1 + f_2) \eta - (\eta - f_1)^2 \frac{2 f_1 + \eta}{3 f_2}]$$

Für $\eta = f_1 + f_2$ wird

$$\delta_{0x} = \frac{W}{3} [\eta h^2 + \xi_1 f_1^2 + \xi_2 (3 f_1^2 + 3 f_1 f_2 + f_2^2)]; \text{ daher } \bar{x} = \frac{W}{2}$$

VI

Abb. VI.



$$\frac{h}{E J'} = \eta$$

$$\frac{s_1}{E J_1} = \delta_1$$

$$\frac{s_2}{E J_2} = \delta_2$$

$$\delta_{xx} = \frac{2}{3} [\eta h^2 + (\delta_1 + \frac{2}{3} \delta_2) f^2]$$

Zahlentafel III.

Eingespannte Säulen.

Abb.	δ_{0x}	Belastungsfall
V	$\frac{p a^2}{24} \left[\delta_1 f_1 \left(6 - \frac{a^2}{e_1^2} \right) + 6 \delta_2 (2 f_1 + f_2) \right]$ <p>Für $a = e_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{p e_1^2}{24} [5 \delta_1 f_1 + 6 \delta_2 (2 f_1 + f_2)]$</p>	
VI	$\frac{p a^2}{24} f \left[\delta_1 \left(6 - \frac{a^2}{e^2} \right) + 6 \delta_2 \right]$ <p>Für $a = e$ wird $\delta_{0x} = \frac{p e^2}{24} f (5 \delta_1 + 6 \delta_2)$</p>	
V	$\frac{p(a-e_1)}{24} \left[8 \delta_1 e_1 f_1 + 6 \delta_2 (2 f_1 + f_2) (a + e_1) - \delta_2 \left(\frac{a-e_1}{e_2} \right)^2 (4 e_2 f_1 + f_2 (a - e_1)) \right]$ <p>Für $a = e_1 + e_2 = \frac{1}{2} l$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{p e_2}{24} [8 \delta_1 e_1 f_1 + \delta_2 \{ 8 f_1 (3 e_1 + e_2) + f_2 (12 e_1 + 5 e_2) \}]$	
VI	$\frac{p(a-e)}{12} f \left[4 \delta_1 e + \delta_2 \{ 3(a+e) - 2 \frac{(a-e)^2}{s_2} \} \right]$ <p>Für $a = e + s_2/2 = l/2$ wird $\delta_{0x} = \frac{p s_2}{24} f [4 \delta_1 e + \delta_2 (6e + s_2)]$</p>	
V und VI	$\frac{\mathfrak{B} b}{2 h} \eta w (2 h - w)$ $\frac{\mathfrak{B}}{6 h} \eta w^3 (3 h - w)$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{\mathfrak{B} h^2}{3} \eta$</p> $\frac{\omega w^3}{24 h} \eta (4 h - w)$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h^3}{8} \eta$</p>	
V	$\frac{\omega \eta}{3} \eta h^2 + \frac{\omega \eta^2}{24} \left[\delta_1 f_1 \left(6 - \frac{\eta^2}{f_1^2} \right) + 6 \delta_2 (2 f_1 + f_2) \right]$ <p>Für $\eta = f_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega f_1}{24} [8 \eta h^2 + f_1 \{ 5 \delta_1 f_1 + 6 \delta_2 (2 f_1 + f_2) \}]$</p>	
VI	$\frac{\omega \eta}{3} \eta h^2 + \frac{\omega \eta^2}{24} f \left[\delta_1 \left(6 - \frac{\eta^2}{f^2} \right) + 6 \delta_2 \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega f}{24} [8 \eta h^2 + f^2 (5 \delta_1 + 6 \delta_2)]$</p>	
VI	$\frac{\omega (\eta - f_1)}{3} (\eta h^2 + \delta_1 f_1^2) + \frac{\omega (\eta - f_1)}{24} \delta_2 \left[6 (2 f_1 + f_2) (\eta + f_1) - (\eta - f_1)^2 \frac{3 f_1 + \eta}{f_2} \right]$ <p>Für $\eta = f_1 + f_2$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{\omega f_2}{24} [8 \eta h^2 + 8 \delta_1 f_1^2 + \delta_2 (24 f_1^2 + 20 f_1 f_2 + 5 f_2^2)]$	

Zahlentafel IV.

Pultdächer.

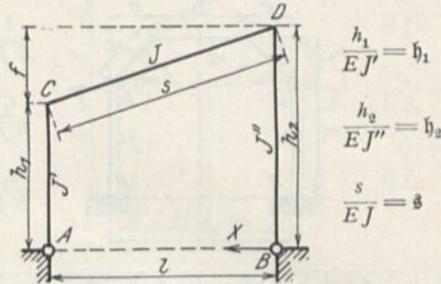
Infolge der Lasten wird

$$X = \frac{\delta_{0x}}{\delta_{xx}}$$

Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird

$$X = \frac{\epsilon t l}{\delta_{xx}}$$

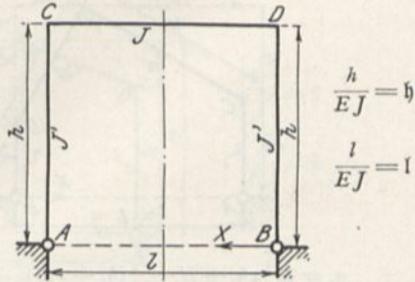
Abb. VII.



$$\delta_{xx} = \frac{1}{3} [\eta_1 h_1^3 + \eta_2 h_2^3 + \xi (h_1^3 + h_1 h_2 + h_2^3)]$$

Belastungsfall	δ_{0x}	Abb.
	$\frac{P\xi}{6} a \left(1 - \frac{a}{l}\right) \left[3h_1 + f \left(1 + \frac{a}{l}\right)\right]$ <p>Für $\frac{a}{l} = \frac{1}{2}$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl}{16} \xi (h_1 + h_2)$</p>	VII
	$\frac{Ph}{2} \left[a \left(1 - \frac{a}{l}\right) \right]$ <p>Einflußlinie für X eine Parabel mit dem Pfeil $\frac{3}{8} \frac{ll}{h(2h+3l)}$</p>	VIII
	$\xi \frac{a}{6} \left[3\eta_1 \frac{h_1^3 - w^3}{h_1} + \xi (2h_1 + h_2) \right]$	VII
	$\xi \frac{a}{2} \left[\eta \frac{h^3 - w^3}{h} + l h \right]$	VIII
	$\frac{Ww}{6} \left[\eta_1 \left(3h_1 - \frac{w^3}{h_1}\right) + \xi (2h_1 + h_2) \right]$ <p>Für $w = h_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh_1}{6} [2\eta_1 h_1 + \xi (2h_1 + h_2)]$</p>	VII
	$\frac{Ww}{6} \left[\eta \left(3h - \frac{w^3}{h}\right) + 3lh \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh^3}{6} (2\eta + 3l)$, daher $X = \frac{1}{2} W$</p>	VIII
	$\frac{W}{6} \left[2\eta_1 h_1^3 + \xi \left\{ (2h_1 + h_2)w - (3h_1 + \eta) \frac{\eta^3}{f} \right\} \right]$ <p>Für $\eta = 0$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh_1}{6} [2\eta_1 h_1 + \xi (2h_1 + h_2)]$</p> <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh_1}{6} [2\eta_1 h_1 + \xi (2h_1 + h_2)]$</p>	VIII
	$\frac{\mathfrak{B}}{6} \left[w \left\{ \eta_2 \left(3h_2 - \frac{w^3}{h_2}\right) + \xi (h_1 + 2h_2) - 6\delta_{xx} \right\} \right]$ <p>Für $w = h_2$ wird $\delta_{0x} = -\frac{\mathfrak{B}h_1}{6} [2\eta_1 h_1 + \xi (2h_1 + h_2)]$</p>	VII
	$-\frac{\mathfrak{B}}{6} \left[\eta \left(4h^3 - 3hw + \frac{w^3}{h}\right) + 3lh(2h - w) \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = -\frac{\mathfrak{B}h^3}{6} (2\eta + 3l)$, daher $X = -\frac{1}{2} \mathfrak{B}$</p>	VIII

Abb. VIII.



$$\delta_{xx} = \frac{h^2}{3} (2\eta + 3\Gamma)$$

Zahlentafel IV.

Gelenkauflagerung der Säulen.

Abb.	δ_{0x}	Belastungsfall
VII	$\frac{p a^2}{24} \S \left[2 h_1 \left(3 - 2 \frac{a}{l} \right) + f \left(2 - \frac{a^2}{l^2} \right) \right]$ <p>Für $\frac{a}{l} = 1$ wird $\delta_{0x} = \frac{p l^2}{24} \S (h_1 + h_2)$</p>	
VIII	$\frac{p a^2}{12} \Gamma h \left(3 - 2 \frac{a}{l} \right)$ <p>Für $\frac{a}{l} = 1$ wird $\delta_{0x} = \frac{p l^2}{12} \Gamma h$</p>	
VII	$\S \frac{b}{6} \left[3 \eta_2 \frac{h_2^2 - w^2}{h_2} + \S (h_1 + 2 h_2) \right]$	
VIII	$\S \frac{b}{2} \left[\eta \frac{h^2 - w^2}{h} + \Gamma h \right]$	
VII	$\frac{\omega w^2}{24} \left[\eta_1 \left(6 h_1 - \frac{w^2}{h_1} \right) + 2 \S (2 h_1 + h_2) \right]$ <p>Für $w = h_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h_1^2}{24} [5 \eta_1 h_1 + 2 \S (2 h_1 + h_2)]$</p>	
VIII	$\frac{\omega w^2}{24} \left[\eta \left(6 h - \frac{w^2}{h} \right) + 6 \Gamma h \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h^2}{24} (5 \eta + 6 \Gamma)$</p>	
VIII	$\frac{\omega \eta}{24} \left[8 \eta_1 h_1^2 + \S \left\{ 2 (2 h_1 + h_2) (2 h_1 + \eta) - (4 h_1 + \eta) \frac{\eta^2}{f} \right\} \right]$ <p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega f}{24} [8 \eta_1 h_1^2 + \S (7 h_1^2 + 4 h_1 h_2 + h_2^2)]$</p>	
VII	$\frac{\omega w}{24} \left[w \left\{ \eta_2 \left(6 h_2 - \frac{w^2}{h_2} \right) + 2 \S (h_1 + 2 h_2) \right\} - 24 \delta_{xx} \right]$ <p>Für $w = h_2$ wird $\delta_{0x} = -\frac{\omega h_2}{24} [8 \eta_1 h_1^2 + 3 \eta_2 h_2^2 + 2 \S (4 h_1^2 + 3 h_1 h_2 + 2 h_2^2)]$</p>	
VIII	$-\frac{\omega w}{24} \left[\eta \left(16 h^2 - 6 h w + \frac{w^3}{h} \right) + 6 \Gamma h (4 h - w) \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = -\frac{\omega h^3}{24} (11 \eta + 18 \Gamma)$</p>	

Zahlentafel V.

Shed- und Satteldächer.

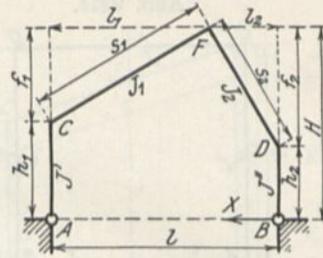
Infolge der Lasten wird

$$X = \frac{\delta_{0x}}{\delta_{xx}}$$

Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird

$$X_t = \frac{\epsilon t l}{\delta_{xx}}$$

Abb. IX.



$$\frac{h_1}{E J'} = \delta_1$$

$$\frac{h_2}{E J''} = \delta_2$$

$$\frac{s_1}{E J_1} = \delta_3$$

$$\frac{s_2}{E J_2} = \delta_4$$

$$\sigma_1 = \delta_1 \left[2h_1 + H + \frac{l_1^2}{l} (h_1 + 2H) \right] + \delta_2 \frac{l_2}{l} (h_2 + 2H)$$

$$\sigma_2 = \delta_1 \frac{l_1}{l} (h_1 + 2H) + \delta_2 \left[2h_2 + H + \frac{l_2^2}{l} (h_2 + 2H) \right]$$

$$\delta_{xx} = \frac{1}{3} [\delta_1 h_1^3 + \delta_2 h_2^3 + \delta_3 (h_1^3 + h_1 H + H^3) + \delta_4 (h_2^3 + h_2 H + H^3)]$$

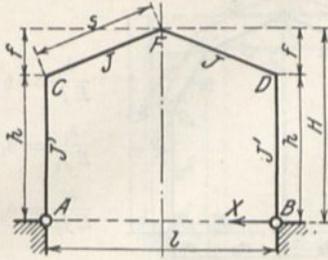
Abb. Werte δ_{0x}

IX	$\frac{Pa}{6} \left[\sigma_1 - \delta_1 \frac{a}{l_1} (3h_1 + f_1 \frac{a}{l_1}) \right]$ <p>Für $a = l_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl_1}{6} [\sigma_1 - \delta_1 (2h_1 + H)]$</p>	$\frac{Pa^2}{12} \left[\sigma_1 - \delta_1 \frac{a}{l_1} (2h_1 + f_1 \frac{a}{2l_1}) \right]$ <p>Für $a = l_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl_1^2}{24} [2\sigma_1 - \delta_1 (3h_1 + H)]$</p>	$\frac{Pb}{6} \left[\sigma_2 - \delta_2 \frac{b}{l_2} (3h_2 + f_2 \frac{b}{l_2}) \right]$ <p>Für $b = l_2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl_2}{6} [\sigma_2 - \delta_2 (2h_2 + H)]$</p>	$\frac{Pb^2}{12} \left[\sigma_2 - \delta_2 \frac{b}{l_2} (2h_2 + f_2 \frac{b}{2l_2}) \right]$ <p>Für $b = l_2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl_2^2}{24} [2\sigma_2 - \delta_2 (3h_2 + H)]$</p>
X	$\frac{Pa}{6} \left[\sigma - 2\delta \frac{a}{l} (3h + 2f \frac{a}{l}) \right]$ <p>Für $a = l/2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl}{12} \delta (h + 2H)$</p>	$\frac{Pa^2}{12} \left[\sigma - 2\delta \frac{a}{l} (2h + f \frac{a}{l}) \right]$ <p>Für $a = l/2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl^2}{96} \delta (3h + 5H)$</p>	$\frac{Pb}{6} \left[\sigma - 2\delta \frac{b}{l} (3h + 2f \frac{b}{l}) \right]$ <p>Für $a = l/2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl}{12} \delta (h + 2H)$</p>	$\frac{Pb^2}{12} \left[\sigma - 2\delta \frac{b}{l} (2h + f \frac{b}{l}) \right]$ <p>Für $b = l/2$ wird $\delta_{0x} = \frac{Pl^2}{96} \delta (3h + 5H)$</p>
IX	$\frac{Ww}{6} \left[\delta_1 \frac{3h_1^2 - w^2}{h_1} + \sigma_1 \right]$ <p>Für $w = h_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh_1}{6} (2\delta_1 h_1 + \sigma_1)$</p>	$\frac{\omega w^2}{12} \left[\delta_1 \frac{6h_1^2 - w^2}{2h_1} + \sigma_1 \right]$ <p>Für $w = h_1$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h_1^2}{24} (5\delta_1 h_1 + 2\sigma_1)$</p>	$\frac{W}{6} \left[\delta_2 \frac{3h_2^2 - w^2}{h_2} + \sigma_2 \right] - \delta_{xx}$ <p>Für $w = h_2$ wird $\delta_{0x} = \frac{W}{6} \left[\delta_2 (2h_2 + \sigma_2) - \delta_{xx} \right]$</p>	$\omega w \left[\frac{w}{12} \left(\delta_2 \frac{6h_2^2 - w^2}{2h_2} + \sigma_2 \right) - \delta_{xx} \right]$ <p>Für $w = h_2$ wird $\delta_{0x} = \omega h_2 \left[\frac{h_2}{24} (5\delta_2 h_2 + 2\sigma_2) - \delta_{xx} \right]$</p>
X	$\frac{Ww}{6} \left[\delta \frac{3h^2 - w^2}{h} + \sigma \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{Wh}{6} (2\delta h + \sigma)$</p>	$\frac{\omega w^2}{12} \left[\delta \frac{6h^2 - w^2}{2h} + \sigma \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = \frac{\omega h^2}{24} [5\delta h + 2\sigma]$</p>	$\frac{W}{6} \left[\delta \frac{3h^2 - w^2}{h} + \sigma \right] - \delta_{xx}$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = -\frac{W}{6} [2\delta h^2 + \delta (h^2 + hH) + 4H^2]$</p>	$\omega w \left[\frac{w}{12} \left(\delta \frac{6h^2 - w^2}{2h} + \sigma \right) - \delta_{xx} \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0x} = -\frac{\omega h}{24} [11\delta h^2 + 2\delta (5h^2 + 5hH + 8H^2)]$</p>

Zahlentafel V.

Gelenkauflagerung der Säulen.

Abb. X.



$$\frac{h}{EJ'} = \eta$$

$$\frac{s}{EJ} = \delta$$

$$\sigma = 3\delta(h + H)$$

$$\delta_{xx} = \frac{2}{3} [\eta h^2 + \delta (h^2 + hH + H^2)]$$

Abb.	Werte δ_{0x}			
IX	$\frac{a}{6} [3\eta_1 \frac{h_1^2 - w^2}{h_1} + \sigma_1]$		$\frac{b}{6} [3\eta_2 \frac{h_2^2 - w^2}{h_2} + \sigma_2]$	
X	$\frac{a}{2} [\eta \frac{h^2 - w^2}{h} + \delta(h + H)]$		$\frac{b}{2} [\eta \frac{h^2 - w^2}{h} + \delta(h + H)]$	
IX	$\frac{W}{6} [2\eta_1 h_1^2 + \sigma_1 w - \delta_1 \frac{\eta^2}{f_1} (3h_1 + \eta)]$ <p>Für $\eta = f_1$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{W}{6} [2\eta_1 h_1^2 + \sigma_1 H - \delta_1 f_1 (2h_1 + H)]$	$\frac{\omega \eta}{24} [8\eta_1 h_1^2 + 2\sigma_1 (2h_1 + \eta) - \delta_1 \frac{\eta^2}{f_1} (4h_1 + \eta)]$ <p>Für $\eta = f_1$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{\omega f_1}{24} [8\eta_1 h_1^2 + 2\sigma_1 (h_1 + H) - \delta_1 f_1 (3h_1 + H)]$	$\frac{W}{6} [2\eta_2 h_2^2 + \sigma_2 w - \delta_2 \frac{\eta^2}{f_2} (3h_2 + \eta) - 6\delta_{xx}]$ <p>Für $\eta = f_2$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{W}{6} [2\eta_2 h_2^2 + \sigma_2 H - \delta_2 f_2 (2h_2 + H) - 6\delta_{xx}]$	$\frac{\omega \eta}{24} [8\eta_2 h_2^2 + 2\sigma_2 (2h_2 + \eta) - \delta_2 \frac{\eta^2}{f_2} (4h_2 + \eta) - 24\delta_{xx}]$ <p>Für $\eta = f_2$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{\omega f_2}{24} [8\eta_2 h_2^2 + 2\sigma_2 (h_2 + H) - \delta_2 f_2 (3h_2 + H) - 24\delta_{xx}]$
X	$\frac{W}{6} [2\eta h^2 + \sigma w - \delta \frac{\eta^2}{f} (3h + \eta)]$ <p>Für $\eta = f$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{W}{2} \delta_{xx},$ <p>daher $X = \frac{W}{2}$</p>	$\frac{\omega \eta}{24} [8\eta h^2 + 2\sigma (2h + \eta) - \delta \frac{\eta^2}{f} (4h + \eta)]$ <p>Für $\eta = f$ wird</p> $\delta_{0x} = \frac{\omega f}{24} [8\eta h^2 + \delta (9h^2 + 10hH + 5H^2)]$	$\frac{W}{6} [2\eta h^2 + \sigma w - \delta \frac{\eta^2}{f} (3h + \eta) - 6\delta_{xx}]$ <p>Für $\eta = f$ wird</p> $\delta_{0x} = -\frac{W}{2} \delta_{xx},$ <p>daher $X = -\frac{W}{2}$</p>	$\frac{\omega \eta}{24} [8\eta h^2 + 2\sigma (2h + \eta) - \delta \frac{\eta^2}{f} (4h + \eta) - 24\delta_{xx}]$ <p>Für $\eta = f$ wird</p> $\delta_{0x} = -\frac{\omega f}{24} [8\eta h^2 + \delta (7h^2 + 6hH + 11H^2)]$

Zahlentafel VI.

Mansardendächer.

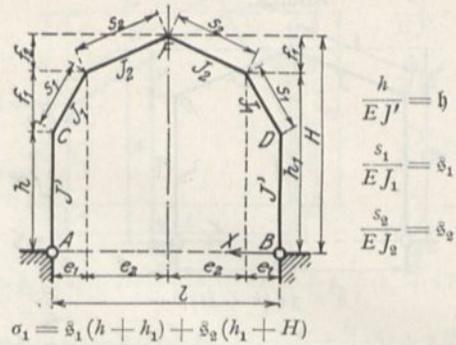
Infolge der Lasten wird

$$X = \frac{\delta_{0,x}}{\delta_{x,x}}$$

Infolge einer Temperaturänderung sämtlicher Stäbe um $\pm t^0$ wird

$$X_t = \frac{\varepsilon t l}{\delta_{x,x}}$$

Abb. XI.

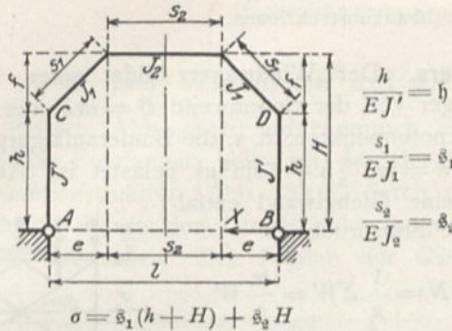


$$\sigma_1 = \bar{s}_1 (h + h_1) + \bar{s}_2 (h_1 + H)$$

$$\delta_{x,x} = \frac{2}{3} [\bar{h} h^2 + \bar{s}_1 (h^2 + h h_1 + h_1^2) + \bar{s}_2 (h_1^2 + h_1 H + H^2)]$$

Belastungsfall	$\delta_{0,x}$	Abb.
	$\frac{Pa}{2} \left[\sigma_1 - \frac{1}{3} \bar{s}_1 \frac{a}{e_1} (3h + f_1 \frac{a}{e_1}) \right]$	XI
	<p>Für $a = e_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{Pe}{6} [\bar{s}_1 (h + 2h_1) + 3\bar{s}_2 (h_1 + H)]$</p> $\frac{Pa}{2} \left[\sigma_1 - \frac{1}{3} \bar{s}_1 \frac{a}{e} (3h + f \frac{a}{e}) \right]$	XII
	$\frac{pa^2}{4} \left[\sigma_1 - \frac{1}{6} \bar{s}_1 \frac{a}{e_1} (4h + f_1 \frac{a}{e_1}) \right]$	XI
	<p>Für $a = e_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{pe_1^2}{24} [\bar{s}_1 (3h + 5h_1) + 6\bar{s}_2 (h_1 + H)]$</p> $\frac{pa^2}{4} \left[\sigma - \frac{1}{6} \bar{s}_1 \frac{a}{e} (4h + f \frac{a}{e}) \right]$	XII
	$\bar{s} \frac{a}{2} \left[\bar{h} \frac{h^2 - w^2}{h} + \sigma_1 \right]$	XI
	$\bar{s} \frac{a}{2} \left[\bar{h} \frac{h^2 - w^2}{h} + \sigma \right]$	XII
	$\frac{\bar{s}}{6} \left[2\bar{h} h^2 + 3\sigma_1 w - \bar{s}_1 \frac{\eta^2}{f_1} (3h + \eta) \right]$	XI
	<p>Für $\eta = f_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\bar{s}}{6} [2\bar{h} h^2 + 3\sigma_1 h_1 - \bar{s}_1 f_1 (2h + h_1)]$</p> $\frac{\bar{s}}{6} \left[2\bar{h} h^2 + 3\sigma w - \bar{s}_1 \frac{\eta^2}{f} (3h + \eta) \right]$	XII
	<p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\bar{s}}{2} \delta_{x,x}$, daher $X = \frac{\bar{s}}{2}$</p> $\frac{\omega \eta}{24} \left[8\bar{h} h^2 + 6\sigma_1 (2h + \eta) - \bar{s}_1 \frac{\eta^2}{f_1} (4h + \eta) \right]$	XI
	<p>Für $\eta = f_1$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega f_1}{24} [8\bar{h} h^2 + 6\sigma_1 (h + h_1) - \bar{s}_1 f_1 (3h + h_1)]$</p> $\frac{\omega \eta}{24} \left[8\bar{h} h^2 + 6\sigma (2h + \eta) - \bar{s}_1 \frac{\eta^2}{f} (4h + \eta) \right]$	XII
	<p>Für $\eta = f$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega f}{24} [8\bar{h} h^2 + 6\sigma (h + H) - \bar{s}_1 f (3h + H)]$</p>	

Abb. XII.



Zahlentafel VI.

Gelenkauf Lagerung der Säulen.

$$\delta_{x,x} = \frac{2}{3} [h^3 + \bar{s}_1(h^2 + hH + H^2) + \frac{3}{2} \bar{s}_2 H^2]$$

Abb.	$\delta_{0,x}$	Belastungsfall
XI	$\frac{P}{6} \left[\bar{s}_1 e_1 (h + 2h_1) + 3\bar{s}_2 (h_1 + H) a - \bar{s}_2 \frac{\zeta^2}{e_2} (3h_1 + f_2 \frac{\zeta}{e_2}) \right]$ <p>Für $a = e_1 + e_2 = l/2$ wird</p> $\delta_{0,x} = \frac{P}{6} [\bar{s}_1 e_1 (h + 2h_1) + \bar{s}_2 \{h_1(3e_1 + e_2) + H(3e_1 + 2e_2)\}]$	
XII	$\frac{P}{6} \left[\bar{s}_1 e (h + 2H) + 3\bar{s}_2 H \left(a - \frac{\zeta^2}{s_2} \right) \right]$ <p>Für $a = l/2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{P}{6} \left[\bar{s}_1 e (h + 2H) + \frac{3}{2} \bar{s}_2 H \left(l - \frac{s_2}{2} \right) \right]$</p>	
XI	$\frac{p \zeta}{24} \left[4\bar{s}_1 e_1 (h + 2h_1) + 6\bar{s}_2 (h_1 + H) (a + e_1) - \bar{s}_2 \frac{\zeta^2}{e_2} (4h_1 e_2 + \zeta f_2) \right]$ <p>Für $a = e_1 + e_2 = l/2$ wird</p> $\delta_{0,x} = \frac{p \zeta}{24} [4\bar{s}_1 e_1 (h + 2h_1) + \bar{s}_2 \{3h_1(4e_1 + e_2) + H(12e_1 + 5e_2)\}]$	
XII	$\frac{p \zeta}{12} \left[2\bar{s}_1 e (h + 2H) + \bar{s}_2 H \left\{ 3(a + e) - 2 \frac{\zeta^2}{s_2} \right\} \right]$ <p>Für $a = e_1 + e_2 = l/2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{p \zeta}{24} [2\bar{s}_1 e (h + 2H) + \bar{s}_2 H(6e + s_2)]$</p>	
XI	$\frac{W}{6} \left[2h^3 + 2\bar{s}_1 (h^2 + hh_1 + h_1^2) + 3\bar{s}_2 (h_1 + H) w - \bar{s}_2 \frac{\zeta^2}{f_2} (3h_1 + \zeta) \right]$ <p>Für $\zeta = f_2$ wird $\delta_{0,x} = \frac{W}{2} \delta_{x,x}$, daher $X = \frac{W}{2}$</p> $\frac{\omega \zeta}{24} \left[8h^3 + 8\bar{s}_1 (h^2 + hh_1 + h_1^2) + 6\bar{s}_2 (h_1 + H) (2h_1 + \zeta) - \bar{s}_2 \frac{\zeta^2}{f_2} (4h_1 + \zeta) \right]$ <p>Für $\zeta = f_2$ wird</p> $\delta_{0,x} = \frac{\omega f_2}{24} [8h^3 + 8\bar{s}_1 (h^2 + hh_1 + h_1^2) + \bar{s}_2 (9h_1^2 + 10h_1 H + 5H^2)]$	
XII	$\frac{Ww}{6} \left[h \left(3h - \frac{w^2}{h} \right) + 3\sigma_1 \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{Wh}{6} (2h + 3\sigma_1)$</p>	
XI	$\frac{Ww}{6} \left[h \left(3h - \frac{w^2}{h} \right) + 3\sigma \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_0 = \frac{Wh}{6} (2h + 3\sigma)$</p>	
XII	$\frac{\omega w^2}{24} \left[h \left(6h - \frac{w^2}{h} \right) + 6\sigma_1 \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h^2}{24} (5h + 6\sigma_1)$</p>	
XI	$\frac{\omega w^2}{24} \left[h \left(6h - \frac{w^2}{h} \right) + 6\sigma \right]$ <p>Für $w = h$ wird $\delta_{0,x} = \frac{\omega h^2}{24} (5h + 6\sigma)$</p>	

b) **Anordnung des Windträgers.** Der Windträger bildet einen in der Binderuntergurtenebene liegenden Parallelträger von der Spannweite $B = mb$, der in den Giebelwänden aufgelagert und in seinen Knotenpunkten, d. s. die Binderauflagerpunkte mit den Windkräften $W = \frac{1}{2} w b h + w b f \sin^2 \alpha = w b (\frac{1}{2} h + f \sin^2 \alpha)$ belastet ist (Abb. 380a). Der auf eine Giebelwand entfallende Stützdruck

$$N = \frac{1}{2} \Sigma W = \frac{m}{2} W$$

(Abb. 380b) wird durch die als Fachwerkträger auf 2 Stützen ausgebildete Wand in die Fundamente übertragen; ist die Anordnung durchlaufender Streben (A , Abb. 380b) wegen der erforderlichen Durchfahrtöffnungen nicht möglich, so wird die Giebelwand nach Abb. 379c oder d ausgebildet (vgl. Abb. 385b). Die Pfosten der Längswand sind meist unter jedem Binderauflagerpunkt angeordnet und gegenüber dem Winddruck als Träger auf 2 Stützen (A und C , Abb. 380c) für das größte Windmoment $M_w = \frac{1}{8} w b h^2$, gegenüber den lotrechten Lasten aber als Säulen zu berechnen.

Bei großer Gebäudelänge werden außer den Giebelwänden noch ein oder mehrere, nach Abb. 379b, c oder d ausgebildete Ständerpaare als Stützpunkte für den Windträger benutzt, um zu große Querschnittsabmessungen zu vermeiden (Abb. 381). Um dann gleichzeitig der freien Längsbeweglichkeit der Konstruktion bei Wärmeschwankungen Rechnung zu tragen, wird der Windträger mit in der Längsrichtung des Gebäudes beweglichen Gelenken versehen, die dann auch den längsverschieblichen Anschluß der Gurtungen in dem betreffenden Feld bedingen; die Ausbildung eines solchen Gelenks erfolgt grundsätzlich entsprechend Abb. 104 (vgl. auch Abb. 528).

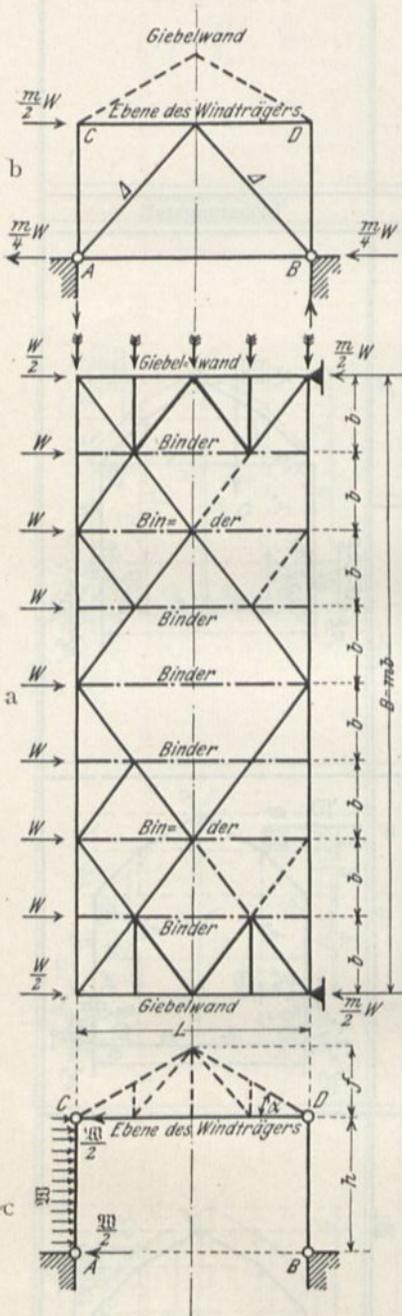


Abb. 380. Windträger.

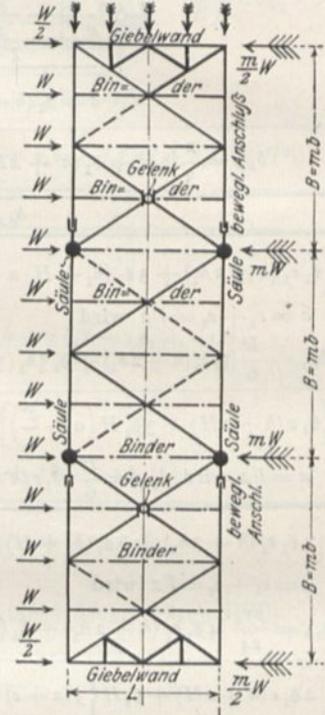


Abb. 381. Windträger mit Gelenken.

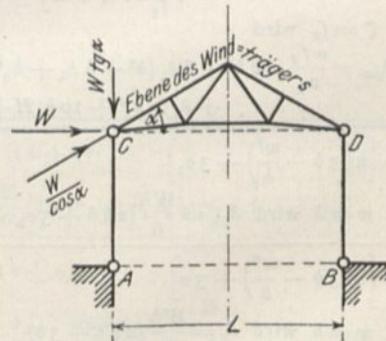


Abb. 382. Schrägliegender Windträger.

Liegt der Windträger in der schrägen Obergurtenebene, so hat man die wagerechten Knotenlasten W in die den Windträger belastenden Seitenkräfte $\frac{W}{\cos \alpha}$ und in die von den Ständern aufzunehmenden Seitenkräfte $W \operatorname{tg} \alpha$ zu zerlegen (Abb. 382).

2. Der Winddruck auf die Giebelwand

wird von den Pfosten (Abb. 383b) aufgenommen und teils in die untere Schwelle und durch diese in das Fundament, teils auf den der Wand am nächsten liegenden Windverband der Dachkonstruktion (Abb. 383c), durch diesen auf die Säulenköpfe und von dort endlich durch die in den Längswänden angeordneten Streben (*D*, Abb. 384a) in die Fundamente übertragen. Die Pfosten der Giebelwand bilden hierbei Träger auf

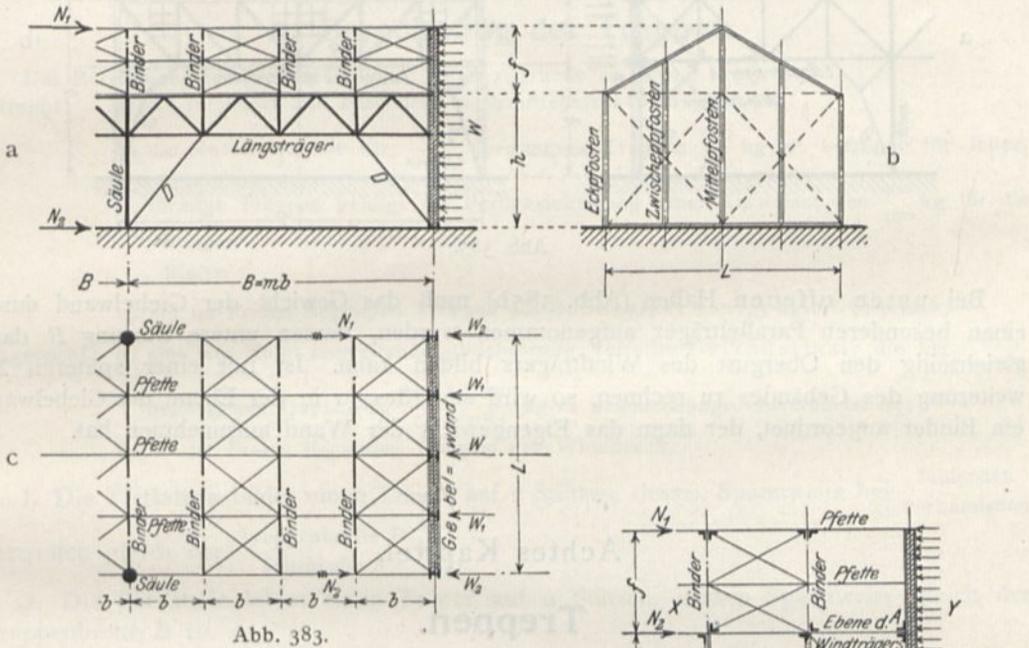


Abb. 383.

2 Stützen, deren Spannweite für den am ungünstigsten beanspruchten mittleren Pfosten $h + f$ beträgt; ist \mathfrak{B} der gesamte auf diesen Pfosten treffende Winddruck, den man unter Vernachlässigung der am oberen Ende dreieckförmig abnehmenden Belastungsbreite als gleichförmig verteilt einführen darf, so berechnet sich sein Windmoment zu $M_w = \frac{1}{8} \mathfrak{B} (h + f)$.

Dieses Moment erfordert bei großen Gebäudehöhen h beträchtliche Pfostenquerschnitte; es ist dann zweckmäßig, in der Ebene des Binderuntergurts einen besonderen Windträger anzuordnen (Abb. 384, vgl. auch Abb. 380 und 381), der die Spannweite der Pfosten auf das Maß h verkleinert und die auf ihn von den Pfosten übertragenen wagenrechten Stützdrücke als Parallelträger (Abb. 384b) auf die Längswände und durch die in diesen angeordneten Streben (*D*, Abb. 384a) in die Fundamente überträgt.

Um bei besonders großem h eine günstigere Unterteilung der ganzen Pfostenlänge $h + f$ zu erzielen, wird der Windträger nach Abb. 385 unterhalb des Binderuntergurts angeordnet. Seine innere Gurtung (*A*, Abb. 385a) wird dann zur Vermeidung der Durchbiegung durch das eigene Gewicht entweder an den Binderknotenpunkten oder durch

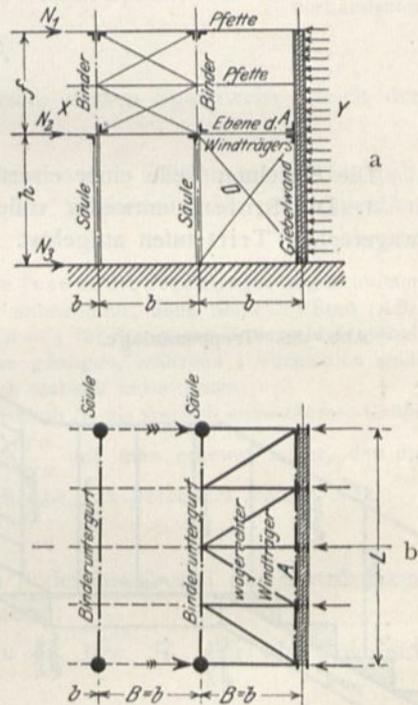


Abb. 384. Schnitt x-y.

besondere Streben (Z, Abb. 385a) an der Giebelwand selbst aufgehängt. Statt des einen können im Bedarfsfalle auch mehrere Windträger in passenden Höhenentfernungen übereinander angeordnet werden.

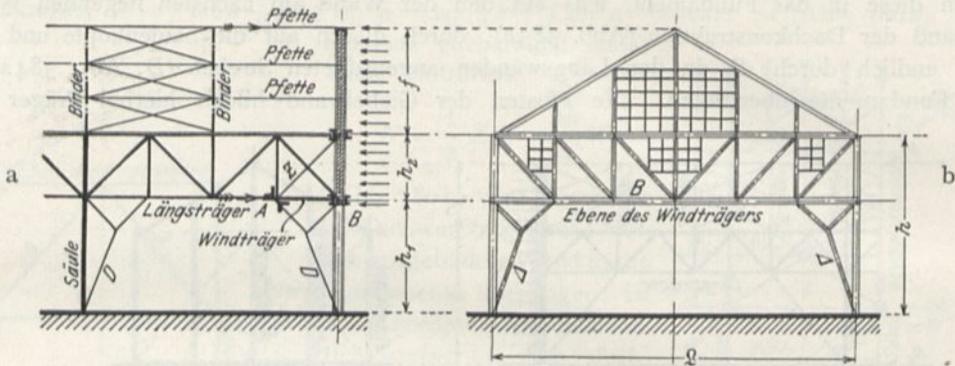


Abb. 385.

Bei unten offenen Hallen (Abb. 385b) muß das Gewicht der Giebelwand durch einen besonderen Parallelträger aufgenommen werden, dessen untere Gurtung B dann gleichzeitig den Obergurt des Windträgers bilden kann. Ist mit einer späteren Erweiterung des Gebäudes zu rechnen, so wird statt dessen in der Ebene der Giebelwand ein Binder angeordnet, der dann das Eigengewicht der Wand aufzunehmen hat.

Achtes Kapitel.

Treppen.

Die einzelnen Teile einer eisernen Treppe (Abb. 386) sind:

1. Die Stufen, entweder volle Blockstufen oder in die lotrechten Setz- und die wagerechten Trittstufen aufgelöst. Die Breite b des Auftritts ist mit der Steigung s durch die Gleichung $2s + b = 63 \text{ cm}$ verbunden; hierin ist für viel begangene Treppen $s = \begin{matrix} 16 \text{ bis } 18 \text{ cm} \\ \leq 24 \text{ cm} \end{matrix}$, für leiterförmige Treppen $s \leq 30 \text{ cm}$. Zur Unterstützung der Stufen dienen

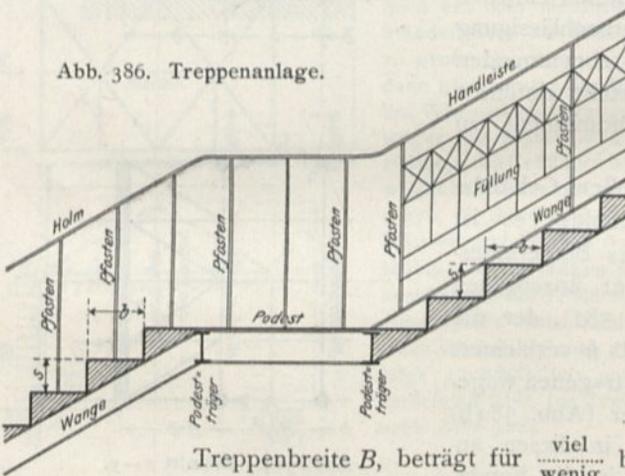


Abb. 386. Treppenanlage.

2. die Wangen, die entweder ganz unterhalb der Stufen liegen (aufgesetzte Treppe, Abb. 386 links) oder aber in gleicher Höhe mit den Stufen (eingeschobene Treppe, Abbildung 386 rechts). Die Entfernung der Wangen voneinander, d. i. die

Treppenbreite B , beträgt für viel begangene Treppen $\begin{matrix} \text{min. } 1,2 \text{ m} \\ 0,5 \text{ bis } 0,6 \text{ m} \end{matrix}$, für leiterförmige 0,25 bis 0,4 m. Die Wangen werden durch

3. die Podestträger unterstützt, die die Podeste begrenzen, das sind Ruheplätze, deren Länge gleich einem Vielfachen der Schrittweite von 0,6 m gemacht wird und zwischen denen bei häufig begangenen Treppen mindestens 3, höchstens 15 Stufen liegen, die zusammen einen Treppenlauf bilden. Je nach der Form der Treppenläufe

teilt man die Treppen in gerade, gewundene und Wendeltreppen (Abb. 398) ein. An der freien Seite eines jeden Treppenlaufs und Podests befindet sich ein

4. Geländer, das aus der Handleiste (oder Holm) und den diese tragenden Pfosten besteht; diese sind entweder eng (Abb. 386 links) oder aber weit (Abb. 386 rechts) gestellt und erfordern dann zum Schutz gegen Durchfallen eine aus Zwischenpfosten und Riegeln einfach oder verziert ausgeführte Geländerfüllung.

A. Berechnung der Treppen.

Der Berechnung sind folgende Belastungen zugrunde zu legen:

lotrecht: a) die in jedem Fall besonders zu ermittelnde ständige Last;

b) die Nutzlast, die für $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangene Treppen $\frac{500}{250}$ kg/m² beträgt; für leiterförmige Treppen genügt die Berücksichtigung einer Einzellast von $\frac{400}{200}$ kg für die Wangen;
Stufen;

c) bei im Freien liegenden Treppen die Schneelast von 75 kg/m² Grundriß;

wagerecht: a) eine am Holm angreifende gleichförmig verteilte Geländerlast, die bei $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangenen Treppen zu $\frac{100 \text{ bis } 120}{60 \text{ bis } 80}$ kg/m Grundrißlänge einzuführen ist;

b) bei im Freien liegenden Treppen der Winddruck.

1. Die Trittstufe bildet einen Träger auf 2 Stützen, dessen Spannweite bei $\frac{\text{fehlenden}}{\text{vorhandenen}}$ Setzstufen gleich der $\frac{\text{Treppenbreite } B}{\text{Trittbreite } b}$ ist.

2. Die Setzstufe bildet einen Träger auf 2 Stützen, dessen Spannweite gleich der Treppenbreite B ist.

3. Die Wange bildet einen schrägliegenden Träger auf 2 Stützen nach Abb. 34b, dessen wagerecht gemessene Spannweite L gleich der Entfernung der sie tragenden Podestträger ist.

Die Wangen werden in der Regel an beiden Endpunkten fest an die Podestträger angeschlossen (Abb. 387); jede Wange ist dann äußerlich einfach statisch unbestimmt; denn bei $s = 1$ Stab (AB), $n = 2$ Knotenpunkten (A und B) ist die Bedingung $s = 1 = 2n - 3$ für die innere Unverschieblichkeit vorhanden, so daß zur vollständigen Stützung 3 Stützdrücke genügen, während 4 vorhanden sind; eine Treppenanlage mit r Wangen ist daher insgesamt r -fach statisch unbestimmt.

Führt man für die Wange AB (Abb. 387) den Horizontalschub H_I als statisch unbestimmte Größe ein, so ergeben sich die Stützdrücke zu $\frac{N_I' = 0,5 Q_I + H_I \operatorname{tg} \alpha}{N_I'' = 0,5 Q_I - H_I \operatorname{tg} \alpha}$ und man erkennt leicht, daß die nur lotrecht belastete Wange ohne Rücksicht auf H_I nach Abb. 34b berechnet werden darf.

4. Der Podestträger ist belastet:

lotrecht (Abb. 387b) mit der gleichförmig verteilten Podestlast \mathcal{Q} und den Stützdrücken N_I' bzw. N_{II} der ab- bzw. aufsteigenden Wange;

wagerecht (Abb. 387c) mit den Horizontalschüben H_I bzw. H_{II} der ab- bzw. aufsteigenden Wange.

Um zu einem für die praktische Anwendung hinreichend genauen Annäherungswert für den Horizontalschub H_I der Wange AB (Abb. 387) zu gelangen, setzen wir alle Treppenläufe und Podeste voll belastet voraus; soweit diese nicht an den betrachteten Podestträger B (Abb. 387) anschließen, nehmen ihre Einflüsse nach oben und unten rasch ab und gleichen sich wegen ihres wechselnden Vorzeichens zum größten Teil aus. Dann wird $Q_I = Q_{II} = Q$, $N_I'' + N_{II}' = Q$ und $H_I = H_{II} = H$. Ferner ersetzen wir die genauen Belastungszustände, Abb. 387b und 387c, durch die in Abb. 387b₁ bzw. 387c₁ dargestellten und setzen endlich den Podestträger B (Abb. 387d) in wagerechter Richtung als über die ganze Spannweite \mathcal{Q} freitragend voraus. Er erleidet dann in der Mitte

die lotrechte Durchbiegung (Abb. 387b₁) $\delta_y = \frac{\varrho^3}{48 E J_x} (Q + \frac{1}{8} \varrho)$ und die wagerechte Durchbiegung (Abb. 387c₁) $\delta_x = \frac{H \varrho^3}{24 E J_y}$; zerlegt man beide parallel und rechtwinklig zur Wange, so ergibt sich die in die Richtung der Wange fallende Durchbiegung (Abb. 387d) zu $\delta_y \sin \alpha - \delta_x \cos \alpha$, und diese muß eine Funktion der durch die Längskräfte erzeugten Verkürzung der Wangen sein. Da man aber die Wirkung der Längskräfte gegenüber der der Biegemomente vernachlässigen kann, so ergibt sich die Gleichung $\delta_y \sin \alpha - \delta_x \cos \alpha = 0$ und aus ihr bei Einsetzung der gefundenen Werte der Horizontalschub

$$63) \quad H = \frac{1}{2} \frac{J_y}{J_x} (Q + \frac{1}{8} \varrho) \operatorname{tg} \alpha$$

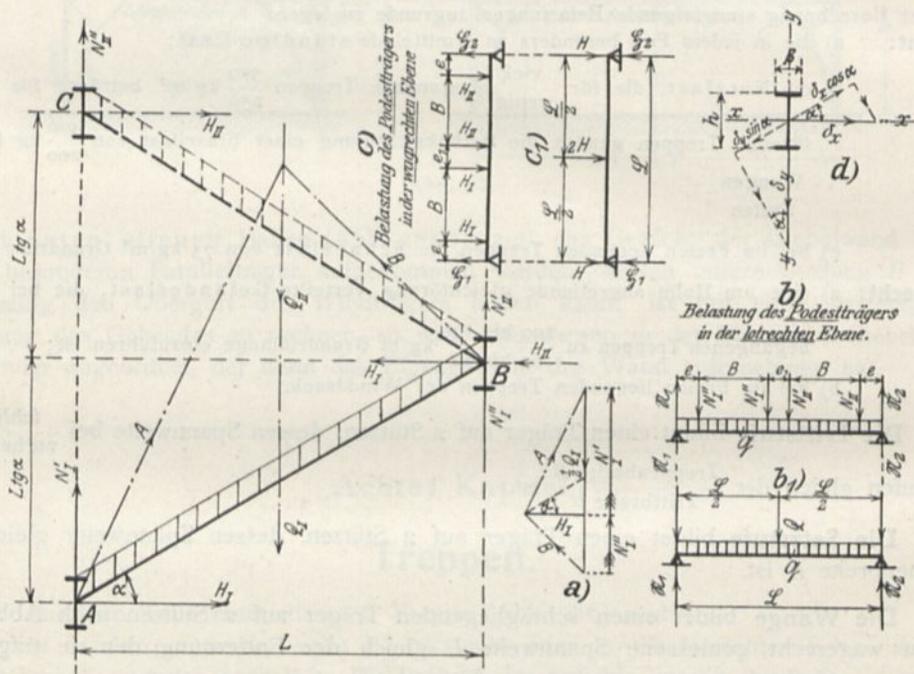


Abb. 387. Wangen- und Podestträger.

Da sich nach Abb. 387b₁ und 387c₁ die Momente zu $M_y = \frac{\varrho}{4} (Q + \frac{1}{2} \varrho)$ und $M_x = \frac{H \varrho}{2} = \frac{\varrho \operatorname{tg} \alpha}{4} \frac{J_y}{J_x} (Q + \frac{1}{8} \varrho)$, nach Abb. 387d aber die Widerstandsmomente zu $W_x = \frac{J_x}{h}$ und $W_y = \frac{2 J_y^1}{\beta}$ ergeben, so berechnet sich die größte Spannung im Podestträger zu

$$64) \quad \sigma_{\max} = \frac{\varrho}{4 W_x} \left\{ Q \left(1 + \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) + \frac{1}{2} \varrho \left(1 + \frac{1}{4} \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) \right\}.$$

Ist z. B. für den aus I-NP. 22 mit $\beta = 98$ mm und $W_x = 278$ cm³ gebildeten Podestträger die Wangenlast $\frac{Q}{\varrho} = \frac{2500}{2200}$ kg, $\varrho = 2,8$ m, $\operatorname{tg} \alpha = 0,6$, so wird $\sigma_{\max} = \frac{280}{4 \cdot 278} (2500 \cdot 1,27 + 2200 \cdot 0,67) = 1170$ kg/cm². Bei Vernachlässigung des Horizontalschubs fallen in Gl. 64) die Glieder mit dem Beiwert $\operatorname{tg} \alpha$ fort, und es würde für I-NP. 20 mit $W_x = 214$ cm³ die größte Beanspruchung $\sigma'_{\max} = \frac{280}{4 \cdot 214} (2500 + 1100) = 1180$ kg/cm². Diese Vernachlässigung ist immer dann gestattet, wenn die ein und dasselbe Podest unterstützenden Podestträger durch ein durchlaufendes Riffblech oder eine ununterbrochene Beton- oder Eisenbetonplatte derart miteinander verbunden sind, daß ihr wagerechter Biegungswiderstand den Horizontalschub auf die Längsmauern zu übertragen vermag.

¹⁾ Ist der Querschnitt des Podestträgers zur y-Achse unsymmetrisch, so ist β gleich dem doppelten Abstand des am weitesten von der y-Achse entfernten Querschnittspunktes; so wäre z. B. für I-NP. 22 der Wert $\beta = 2(8,0 - 2,1) = 11,8$ cm einzuführen.

für eine eingeschobene Treppe zeigt, oder aber jede für sich gesondert (Abb. 393), wobei dann ihre gegenseitige Verbindung durch Nut und Feder bzw. Schrauben erfolgt.

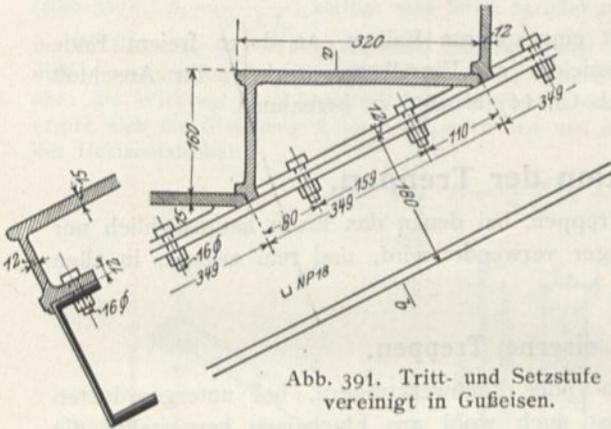


Abb. 391. Tritt- und Setzstufe vereinigt in Gußeisen.

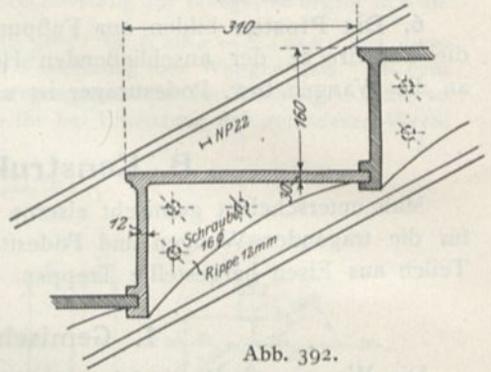


Abb. 392. Tritt- und Setzstufe vereinigt in Gußeisen.

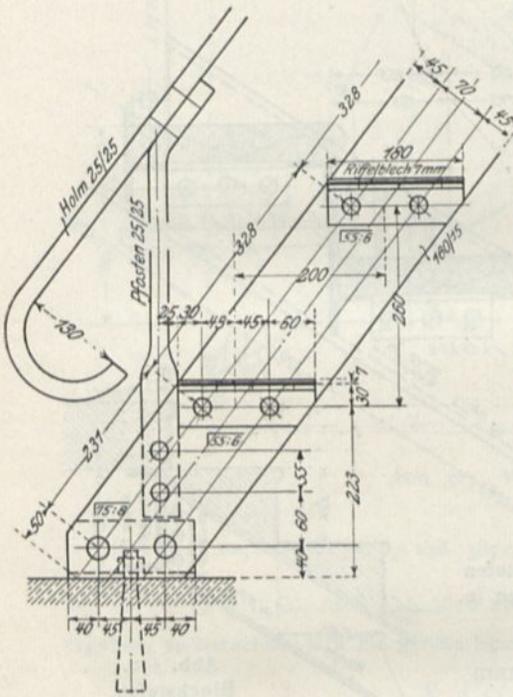


Abb. 394. Trittstufen in Riffelblech, ohne Setzstufen.

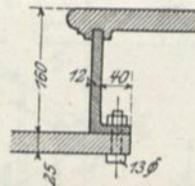


Abb. 393. Tritt- und Setzstufe getrennt in Gußeisen.

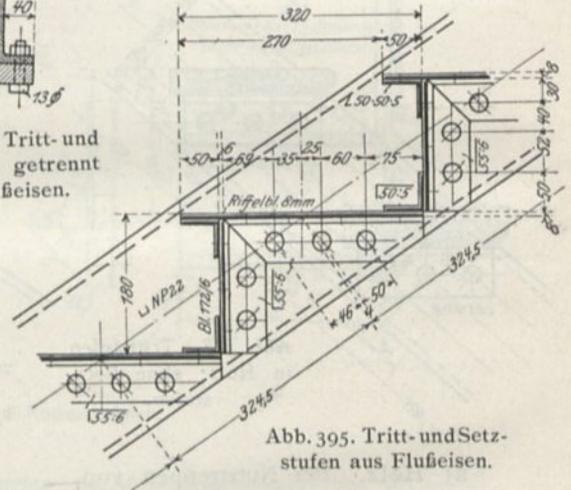


Abb. 395. Tritt- und Setzstufen aus Flußeisen.

b) **Flußeisen.** Die Trittstufen werden aus 6 bis 8 mm (ohne Riffeln) starkem Riffelblech gebildet, das mit Winkeleisen an die Wangen angeschlossen (Abb. 394) und bei mehr als etwa 0,6 m Treppenbreite an den Rändern durch Winkeleisen 45 · 45 · 5 bis 55 · 55 · 8 gesäumt wird. Die Setzstufen fehlen bei wenig begangenen Nuttreppen oft ganz (Abb. 394); sonst werden sie aus glattem oder durchbrochenem Blech von 4 bis 6 mm Stärke gebildet und an die Trittstufen

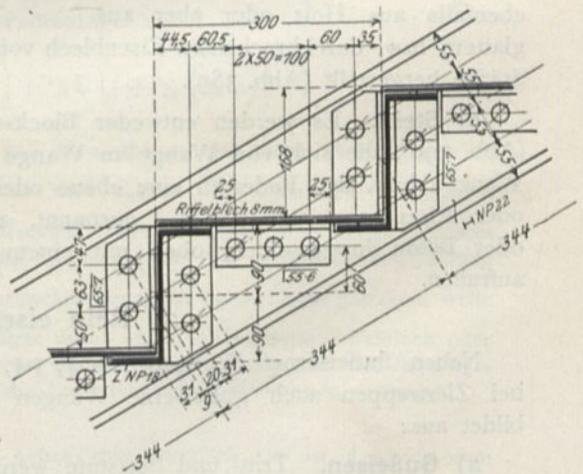


Abb. 396. Setzstufen aus Z-Eisen.

und Wangen mit Winkel-
eisen angeschlossen (Ab-
bildung 395); bei schwer
belasteten, breiten Nutz-
treppen ist ihre Ausbil-
dung aus \perp - oder Z-Eisen
(Abb. 396) zur Verminde-
rung der Nietarbeit zweck-
mäßig.

Eine besondere Art eiser-
ner Treppen mit fachwerk-
förmig gegliederten Wangen-
bilden die Joly-Treppen
des Eisenwerks Joly-Witten-
berg (Abb. 397). Die Gur-
tungen a und b der Wangen
und Podestträger werden
ebenso wie die Diagonalen d
aus Flacheisen geschmiedet;
die Vertikalen bestehen aus
unten mit Gewinde versehenen
Bolzen e , über die zur
Sicherung des lotrechten Abstandes aller
Teile einfach oder verziert aus Gußeisen her-
gestellte Hülse h geschoben sind; das un-
tere Gewinde nimmt die einfach oder verziert
ausgeführte Mutter m auf, durch die alle Teile
fest zusammengezogen werden. Die aus Holz,
Kunststein oder Riffblech gebildeten Tritt-
stufen ruhen auf den wagerechten Verlän-
gerungen t des Obergurts. Die Setzstufen fehlen
bei reinen Nutztreppen wie in Abb. 397 ganz;
sonst werden sie aus glattem oder durch-
brochenem Blech oder aus Kunstguß herge-
stellt und in Nuten der Hülse befestigt.

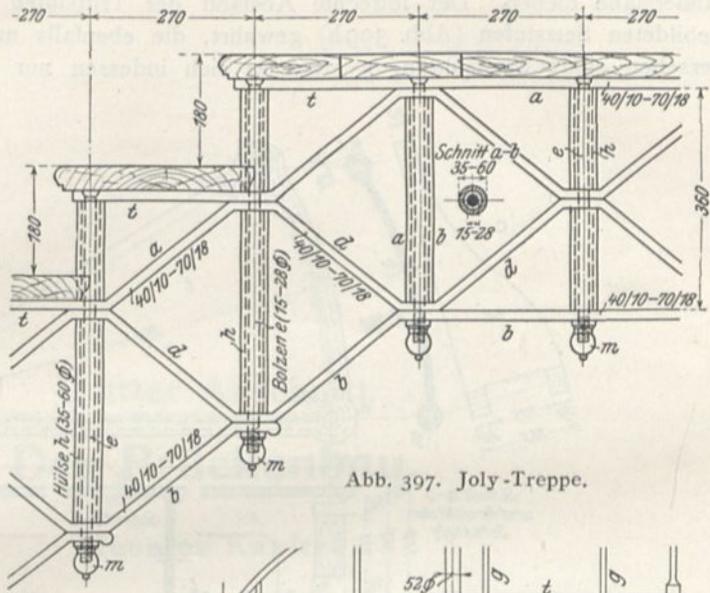


Abb. 397. Joly-Treppe.

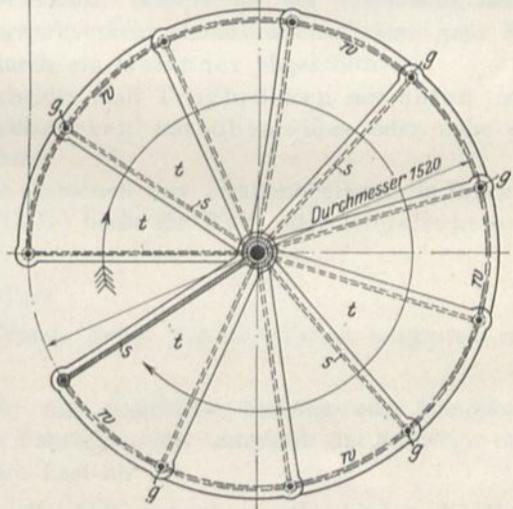
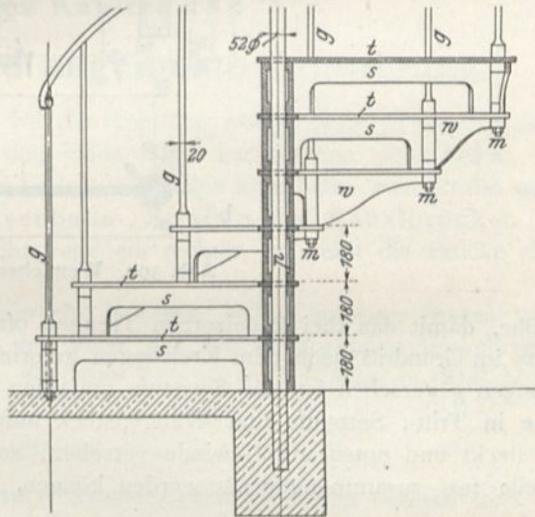


Abb. 398. Wendeltreppe.

3. Die Wendeltreppen

(Abb. 398) werden mit 0,6 bis 2,5 m ϕ
in Guß- oder Flußeisen hergestellt. Sie
bestehen aus der Spindel p (Abb. 398
und 399), die entweder durchlaufend
aus Rundeisen von 30 bis 60 mm ϕ
oder einem Gasrohr gebildet und am
Fuß mit oder ohne Einschaltung eines
gußeisernen Auflagerschuhs fest in Mauer-
werk oder Beton gelagert ist, oder aber
bei gußeisernen Treppen auch aus ein-
zelnen Teilen von der Höhe der Setz-
stufen zusammengesetzt wird. Über die
Spindel sind die nach einem Kreisaus-
schnitt geformten Trittstufen (Abb. 399a)
geschoben, die im Kreismittelpunkt mit
einer dem Spindeldurchmesser entspre-
chenden Bohrung p versehen sind, wäh-
rend die am Umfang angebrachten beiden
Bohrungen g zum Durchstecken der Ge-

länderstäbe dienen. Der lotrechte Abstand der Trittstufen wird durch die gerade ausgebildeten Setzstufen (Abb. 399b) gewahrt, die ebenfalls mit den Bohrungen p und g versehen sind; die Bohrung g erstreckt sich indessen nur über einen Teil der Stufen-

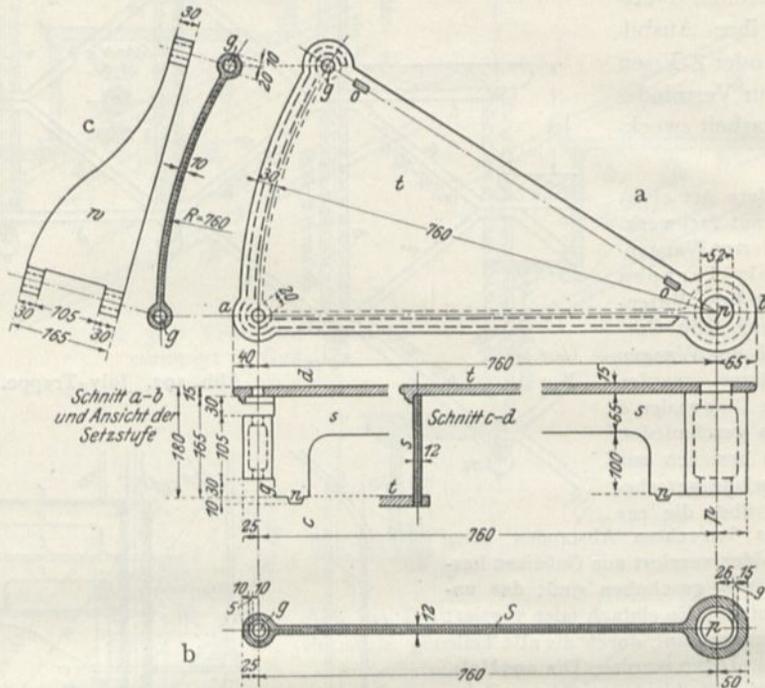


Abb. 399. Wendeltreppenausbildung.

höhe, damit das (bei flußeisernen Treppen oft ganz fehlende) Wangenstück (Abb. 399c), das im Grundriß nach dem Kreisbogen geformt und an den beiden Enden mit den Bohrungen g versehen ist, die Setzstufe umfassen kann. Die Geländerpfosten werden durch die in Tritt-, Setzstufe und Wangenstück aufeinanderfallenden Bohrungen g (Abb. 398) gesteckt und unten mit Gewinde versehen, so daß durch Anziehen der Müttern m alle Teile fest zusammengedrückt werden können.

Dritter Abschnitt.

Der Brückenbau.

Neuntes Kapitel.

Zweck, Einteilung und allgemeine Anordnung.

1. Die eisernen Brücken dienen dazu, bei der Kreuzung zweier, in einer Geraden oder in einer Kurve liegenden Verkehrswege den einen über den anderen wegzuführen. Je nachdem der durch die Brücke überführte Verkehrsweg eine Eisenbahn, eine Straße oder ein Wasserlauf ist, unterscheidet man Eisenbahn-, Straßen- und Kanalbrücken.

Ist der Kreuzungswinkel beider Verkehrswege ein rechter, so heißt die Brücke eine gerade, im Gegenfall eine schiefe.

Gestattet die Brücke den Übergangsverkehr jederzeit, so ist sie eine feste; muß dagegen der Verkehr mit Rücksicht auf den unter der Brücke liegenden Verkehrsweg zeitweilig unterbrochen werden, so ordnet man eine bewegliche Brücke an (Roll-, Zug-, Hub-, Klapp- und Drehbrücken).

2. Die einzelnen Teile einer eisernen Brücke (Abb. 400) sind:

a) Die **Fahrbahndecke** (Straßen- bzw. Eisenbahnoberbau), deren Gesamtbreite in die eigentliche Fahrbahn und die Fußwege zerfällt; erstere fällt bei den nur dem Personenverkehr dienenden Fußgängerbrücken, letztere oft bei Eisenbahnbrücken und bei Straßenbrücken mit geringem Fuhrwerkverkehr (Landstraßenbrücken) ganz fort. Die Fahrbahndecke ist an beiden Seiten durch ein Geländer abgeschlossen.

Je nach der Lage der Fahrbahn unterscheidet man Trogbrücken mit unten (nahe der Untergurtebene, Abb. 400b) und Deckbrücken mit oben (über oder nahe der Obergurtebene, Abb. 400c) liegender Fahrbahn.

Die Höhe von Oberkante Fahrbahndecke (Schienen- bzw. Straßenoberkante in Brückenmitte) bis zur Unterkante der Konstruktion (*C. U.*) heißt die Bau- oder Konstruktionshöhe der Brücke (*c* in Abb. 400 b u. c).

Zur Unterstützung der Fahrbahndecke dient

b) Die **Fahrbahntafel**, die aus Holz, Eisen, Beton bzw. Eisenbeton hergestellt und durch

c) die **Längsträger** unterstützt wird, die man Fahrbahn-, Fußweg- oder Randlängsträger nennt, je nachdem sie unterhalb der Fahrbahn oder unterhalb der Fußwege oder an deren Grenzlinien liegen. Sie geben ihre Last an

d) die **Querträger** ab, von denen die die Auflagerpunkte verbindenden die Endquerträger, die übrigen die Zwischenquerträger heißen. Sie schließen sich an

e) die Hauptträger an, die endlich die gesamte Brückenlast durch die Auflager auf die Widerlager bzw. Pfeiler übertragen. Je nach der Ausbildung der Hauptträger unterscheidet man vollwandige oder Blechträgerbrücken und Fachwerkbrücken.

Übertragen die Hauptträger bei lotrechter Belastung nur lotrechte Drücke auf ihre Auflagerpunkte, so heißt die Brücke eine Balkenbrücke; treten dagegen bei lotrechter Belastung auch wagerechte Stützdrücke auf, so heißt sie eine Bogenbrücke oder Hängebrücke, wenn der wagerechte Gegendruck der Widerlager nach innen bzw. außen wirkt.

Man unterscheidet Brücken mit zwei und mit mehreren Hauptträgern. Liegt die Fahrbahn unten, so werden stets nur zwei Hauptträger angeordnet, die entweder ganz außerhalb der Fahrbahndecke (Abb. 425) oder aber zwischen Fahrbahn und Fußwegen (Abb. 400b) liegen, wobei dann die Fußwege durch besondere in der Verlängerung der Querträger liegende Konsolen unterstützt werden. Liegt die Fahrbahn oben, so können sowohl zwei (Abbildung 400c) als auch mehrere (Abb. 453 und 506) Hauptträger angeordnet werden; die Fahrbahndecke ruht dann entweder mit ihrer ganzen Breite oder aber meist nur mit der eigentlichen Fahrbahnbreite unmittelbar auf den Hauptträgern, während die Fußwege ganz oder zum Teil durch Konsolen oder durch besondere, leichter ausgebildete Hauptträger (Abb. 445 und 483) unterstützt sind.

Zur Verbindung der Hauptträger zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk dienen

f) die Wind- und Querverbände, deren verschiedene Anordnungen im 3. Kap. besprochen sind. Sind 2 Windverbände oder aber 1 Windverband und Querverbände in allen Vertikalebenen vorhanden (Abb. 70 bis 75), so heißt die Brücke eine geschlossene im Gegensatz zu einer offenen (Abb. 76), bei der 1 Windverband in der Untergurtebene und Querrahmen in allen Vertikalebenen angeordnet sind.

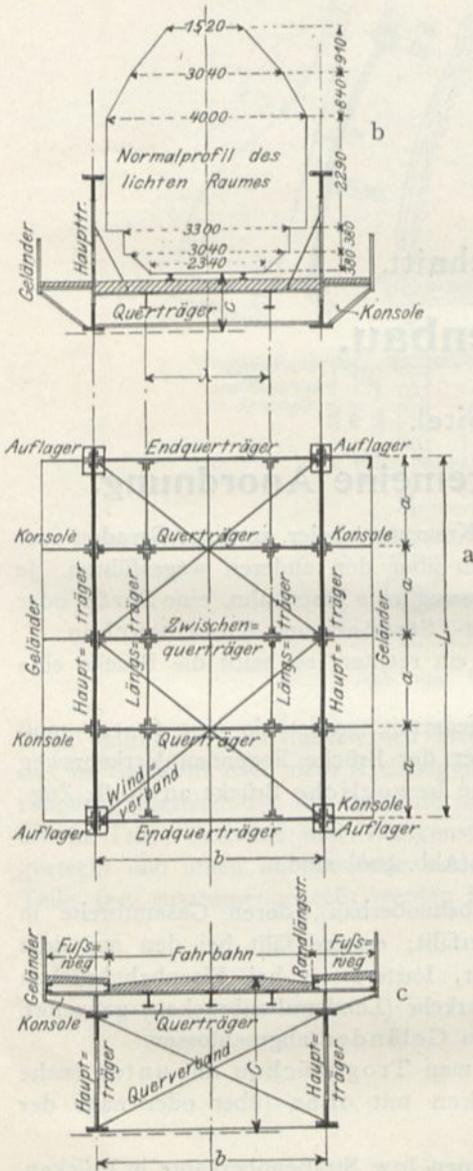


Abb. 400. Brückengrundriß und -querschnitt.

Zehntes Kapitel.

Eisenbahnbrücken.

A. Berechnung der Eisenbahnbrücken

(nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke“ der Deutschen Reichsbahn vom Jahre 1922).

Für die Berechnung **neuer** Brücken ist die amtliche Ausgabe dieser Vorschriften vom 25. Febr. 1925 82 D 2531 maßgebend.

Belastungen.

Die Belastung einer Eisenbahnbrücke zerfällt in

1. Die Hauptkräfte: ständige Last, lotrechte Verkehrslast, wagerechte Fliedkraft, Wärmeschwankungen; stark exzentrische Stabanschlüsse, Stabkrümmung, unmittelbare Stabbelastung zwischen den Knotenpunkten.

2. Die Wind- und Zusatzkräfte: Winddruck, Brems- und Anfahrkräfte, Seitenstöße der Verkehrslast, Reibungswiderstände der Lager, Ausweichen der Widerlager, Setzen der Pfeiler.

[Eine Belastung durch Schnee braucht bei Eisenbahnbrücken nicht angenommen zu werden.]

1. Hauptkräfte.

a) **Ständige Last.** Schienen einschl. Kleineseisenzeug 125 bis 150 kg/m Gleis; Entgleisungszwangsschienen 150 kg/m Gleis. Das Gewicht p der Fahrbahntafel in kg für 1 m Gleis beträgt nach Dirksen-Schaper¹⁾:

Zahlen- tafel 1.	Querschwellenoberbau (Schwellen, Bohlenbelag)	b	p	Durchführung des Schotterbetts (Schwellen, 36 cm starke Bettung)	b	p
		m	kg/m		m	kg/m
Blech- träger	Unmittelbare Schwellen- auflagerung nach Abb. 447	1,8	640	Fahrbahn unten nach Abb. 427	3,3	2840
		2,0	780		3,7	3260
	versenkte Fahrbahn nach Abb. 475	3,0	600	Fahrbahn oben nach Abb. 453 für 1 m ² Brücke		920
		3,3	630			
		3,7	660			
Fach- werk- träger	Fahrbahn oben nach Abb. 407	2,5 bis 3,5	550	Raumgewichte:		
	Fahrbahn unten nach Abb. 406	4,8 bis 5,0	680	Holz	1	t/m ³
				Beton	2,2	„
				Schotter	2,0	„
				Stampf- und Gußasphalt	2,2	„
				Bimsbeton ^{ohne} Sandzusatz	1,1	„
				mit Sandzusatz	1,6	„

Die Gewichte der Fahrbahntafel (Buckel- oder Tonnenblechbelag), der Längs- und Querträger, Fußwegbelag einschl. Träger und Geländer sind auf Grund der statischen Berechnung unmittelbar zu errechnen. Das Gewicht der Hauptträger einschl. Wind- und Querverbände wird durch Formeln¹⁾ (vgl. unter IV) oder durch Vergleich mit ausgeführten Brücken ähnlicher Abmessungen angenähert ermittelt.

In der Festigkeitsberechnung ist die auf Grund der genauen Gewichtsberechnung ermittelte wirkliche ständige Last der angenommenen gegenüberzustellen. Wenn die auf Grund dieser wirklichen Last ermittelten Gesamtspannungen die zulässigen in den gefährdetsten Teilen um 3% oder mehr überschreiten, so ist die Festigkeitsberechnung neu aufzustellen.

Das bei einem Träger auf zwei Stützen infolge der gleichmäßig verteilten ständigen Last g in Abstand x von der Stütze eintretende Moment $M_x = \frac{1}{2} g x (L - x)$ kann aus dem größten Moment $M_{\max} = \frac{1}{8} g L^2$ in Balkenmitte mit Hilfe der Zahlenwerte der Zahlentafel 2 berechnet werden; für zwischenliegende Werte von $\frac{x}{L}$ ist geradlinig einzuschalten.

¹⁾ Dirksen-Schaper: Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau. Berlin 1913.

Zahlentafel 2. Werte $\frac{M_x}{M_{max}}$ für gleichmäßig verteilte ständige Last.

$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$												
0,00	0,000	4,0	0,10	0,360	3,2	0,20	0,640	2,4	0,30	0,840	1,6	0,40	0,960	0,8
0,01	0,040	3,8	0,11	0,392	3,0	0,21	0,664	2,2	0,31	0,856	1,4	0,41	0,968	0,6
0,02	0,078	3,8	0,12	0,422	3,0	0,22	0,686	2,2	0,32	0,870	1,4	0,42	0,974	0,6
0,03	0,116	3,8	0,13	0,452	3,0	0,23	0,708	2,2	0,33	0,884	1,4	0,43	0,980	0,6
0,04	0,154	3,8	0,14	0,482	3,0	0,24	0,730	2,2	0,34	0,898	1,4	0,44	0,986	0,6
0,05	0,190	3,6	0,15	0,510	2,8	0,25	0,750	2,0	0,35	0,910	1,2	0,45	0,990	0,4
0,06	0,226	3,6	0,16	0,538	2,8	0,26	0,770	2,0	0,36	0,922	1,2	0,46	0,994	0,4
0,07	0,260	3,4	0,17	0,564	2,6	0,27	0,788	1,8	0,37	0,932	1,0	0,47	0,996	0,2
0,08	0,294	3,4	0,18	0,590	2,6	0,28	0,806	1,8	0,38	0,942	1,0	0,48	0,998	0,2
0,09	0,328	3,4	0,19	0,616	2,6	0,29	0,824	1,8	0,39	0,952	1,0	0,49	1,000	0,2
0,10	0,360	3,2	0,20	0,640	2,4	0,30	0,840	1,6	0,40	0,960	0,8	0,50	1,000	0,0

b) Verkehrslast. a) Lastenzüge. Der Berechnung sind folgende Lastenzüge zugrunde zu legen.

Lastenzug N	Lastenzug E	Lastenzug G
<p>Tenderlokomotive 175 t 6 × 160 = 960 Achslast 17,5 t</p> <p>Großgüterwagen 80 t 150 150 400 150 150 Achslast 20 t</p>	<p>Tenderlokomotive 120 t 300 5 × 150 = 750 Achslast 20 t</p> <p>Lokomotive 75 t 2 × 160 = 320 Achslast 17,5 t</p>	<p>Tenderlokomotive 90 t 200 4 × 150 = 600 Achslast 18 t</p> <p>Güterwagen 24 t 150 300 150 Achslast 20 t</p>
<p>Zwei Tenderlokomotiven von 175 t Dienstgewicht (13,67 t/m) und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen von 80 t Dienstgewicht (8,0 t/m).</p>	<p>Zwei Tenderlokomotiven von 120 t Dienstgewicht (8,89 t/m) und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen von 80 t Dienstgewicht; oder Eine Lokomotive von 75 t Dienstgewicht, wenn sie (bei kleiner Spannweite) ungünstigere Spannungen hervorruft.</p>	<p>Zwei Tenderlokomotiven von 90 t Dienstgewicht (8,18 t/m) oder Zwei Großgüterwagen von 80 t Dienstgewicht mit ein- oder zweiseitig angehängten Güterwagen von 24 t Dienstgewicht (4,0 t/m); oder Eine Tenderlokomotive von 90 t, zwei einseitig angehängte Großgüterwagen von 80 t und an diese anschließend Güterwagen von 24 t Dienstgewicht.</p>

Ersatzauflast für die Berechnung des Erddrucks ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$) auf die Widerlager

$$2,2 \cdot 1,8 = 4,0 \text{ t/m}^2$$

$$1,8 \cdot 1,8 = 3,2 \text{ t/m}^2$$

$$1,6 \cdot 1,8 = 2,9 \text{ t/m}^2$$

bei gleichmäßiger Verteilung der Gleislast auf 3,5 m Breite.

Da kalte Lokomotiven auch in der Mitte von Zügen befördert werden müssen, kommt bei großen Stützweiten für die Berechnung der Querkräfte (Zahlentafel 5) auch ein Lastenzug in Frage, der aus 2 Lokomotiven 10 Güterwagen — 2 Lokomotiven — 10 Güterwagen — 2 Lokomotiven zusammengesetzt ist.

Die größten Biegemomente für einfache Balkenträger auf 2 Stützen können mit Hilfe der Angaben der Zahlentafel 3 berechnet werden; für zwischenliegende Werte der Stützweite L ist mit Benutzung der Werte $\Delta M_{max} : \Delta L$ geradlinig einzuschalten.

Zahlentafel 3. Größte Momente M_{max} für ein Gleis.

Lastenzug:							Lastenzug:						
L	N		E		G		L	N		E		G	
	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$		M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$
m	mt	t	mt	t	mt	t	m	mt	t	mt	t	mt	t
1,0	6,25	6,25	6,25	6,25	5,0	5,0	30,0	1536	99,0	1036	70,0	941	57,0
1,2	7,50	6,25	7,50	6,25	6,0	5,0	32,0	1734	103,5	1176	75,5	1055	62,5
1,4	8,75	6,25	8,75	6,25	7,0	5,0	34,0	1941	107,5	1327	76,5	1180	62,5
1,6	10,00	6,25	10,00	6,25	8,0	5,0	36,0	2156	108,5	1480	80,0	1305	68,5
1,8	11,25	6,25	11,25	6,25	9,0	5,0	38,0	2373	113,0	1640	85,0	1442	68,5
2,0	12,50	6,25	12,50	6,25	10,0	5,0	40,0	2599	117,5	1810	88,0	1579	69,5
2,2	13,75	6,25	13,75	6,25	11,0	5,0	42,0	2834	121,0	1986	94,5	1718	71,5
2,4	15,00	6,25	15,00	6,25	12,0	6,0	44,0	3076	126,0	2175	97,5	1861	71,5
2,6	16,25	8,25	16,25	8,25	13,2	9,0	46,0	3328	131,0	2370	100,0	2004	71,5
2,8	17,90	11,50	17,90	11,50	15,0	9,5	48,0	3590	136,0	2570	102,5	2147	75,0
3,0	20,20	11,50	20,20	11,50	16,9	9,5	50,0	3862	138,5	2775	105,0	2297	77,5
3,2	22,50	12,00	22,50	12,00	18,8	9,5	52,0	4139	143,5	2985	105,0	2452	77,5
3,4	24,90	13,00	24,90	13,00	20,7	9,5	54,0	4426	147,5	3196	113,0	2607	79,0
3,6	27,50	18,75	27,50	18,75	22,6	9,5	56,0	4721	148,5	3422	120,0	2765	80,5
3,8	31,25	18,75	31,25	18,75	24,5	12,5	58,0	5018	153,5	3662	126,5	2926	81,0
4,0	35,00	18,80	35,00	18,75	27,0	13,5	60,0	5325	160,2	3915	130,0	3088	83,5
5,0	53,80	18,90	53,75	18,75	40,5	15,2	65,0	6126	172,4	4565	142,0	3507	88,4
6,0	72,70	26,05	72,50	18,75	55,7	20,8	70,0	6988	182,4	5275	150,0	3949	91,4
7,0	98,75	31,25	91,25 ¹⁾	18,75	76,5	22,5	75,0	7900	190,4	6025	162,4	4406	92,6
8,0	130,0	31,3	110	27,0	99,0	22,5	80,0	8852	200,0	6837	170,0	4869	99,6
9,0	161,3	36,7	137	30,0	122	22,5	85,0	9852	212,6	7687	181,2	5367	110,6
10,0	198	43,5	167	29,5	144	22,5	90,0	10 915	222,0	8593	190,0	5920	115,2
12,0	285	44,0	226	30,0	189	29,0	95,0	12 025	230,6	9543	202,4	6496	120,4
14,0	373	44,0	286	32,0	247	32,5	100	13 178	246,3	10 555	215,9	7098	128,2
16,0	461	55,0	350	35,5	312	32,5	110	15 641	266,3	12 714	236,2	8380	137,9
18,0	571	61,0	421	45,0	377	41,0	120	18 304	286,3	15 076	256,2	9759	147,8
20,0	693	69,0	511	47,5	459	45,0	130	21 167	306,3	17 638	272,7	11 237	158,3
22,0	831	80,5	606	50,0	549	46,5	140	24 230	326,3	20 365	298,8	12 820	175,3
24,0	992	86,0	706	50,0	642	48,0	150	27 493		23 353		14 573	
26,0	1164	90,5	806	55,0	738	48,5							
28,0	1345	95,5	916	60,0	835	53,0							
30,0	1356		1036		941								

¹⁾ Bis $L = 7,0$ m erzeugt eine Lokomotive von 75 t Dienstgewicht das größere Maximalmoment.

Zur Berechnung des Moments M_x im Abstand x von der Stütze dient die unter Zugrundelegung der Abb. 37 berechnete Zahlentafel 4; für zwischenliegende Werte von $\frac{x}{L}$ ist mit Benutzung der Werte

$$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{L} \text{ geradlinig einzuschalten.}$$

Die größte Querkraft Q_x tritt für einen um x vom linken Auflager eines einfachen Trägers auf 2 Stützen entfernten Schnitt (m) ein, wenn die 1. Achse des Lastenzugs gerade über (m) steht und der rechts vom Schnitt gelegene Trägerteil von der Länge $l = L - x$ voll belastet ist; mit den Bezeichnungen der Abb. 401a wird

$$Q_x L = \Sigma P c + (l - c_1) \Sigma P.$$

Zur Berechnung der Werte $\Sigma P b$, ΣP und c_1 dient die Zahlentafel 5.

Wird bei mittelbarer Belastung (Abb. 401b) der Zug um das sehr kleine Maß e in das m -te Feld nach links verschoben, so berechnet sich die Querkraft in diesem Felde aus $Q_x' L = \Sigma P c + (l - c_1 + e) \Sigma P - P_1 \frac{e}{a} L$, so daß sich $Q_x' - Q_x = \frac{e}{L} \Sigma P - \frac{e}{a} P_1$ ergibt; die Grundstellung (Abb. 401a) ist daher die gefährlichste, solange $\frac{\Sigma P}{P_1} \leq \frac{L}{a}$ ist; bei n gleichen Fachweiten a

Zahlentafel 4. Werte $\frac{M_x}{M_{max}}$ für die Verkehrslast.
(Vgl. Abb. 37.)

$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$												
0,00	0,000		0,10	0,404		0,20	0,703		0,30	0,899		0,40	0,992	
0,01	0,045	4,5	0,11	0,437	3,4	0,21	0,727	2,4	0,31	0,913	1,4	0,41	0,995	0,3
0,02	0,089	4,4	0,12	0,471	3,4	0,22	0,750	2,3	0,32	0,926	1,3	0,42	0,998	0,3
0,03	0,132	4,3	0,13	0,503	3,2	0,23	0,772	2,2	0,33	0,937	1,1	0,43	0,999	0,1
0,04	0,174	4,2	0,14	0,535	3,2	0,24	0,793	2,1	0,34	0,948	1,1	0,44	1,000	0,1
0,05	0,214	4,0	0,15	0,565	3,0	0,25	0,813	2,0	0,35	0,958	1,0	0,45	1,000	0,0
0,06	0,254	4,0	0,16	0,595	3,0	0,26	0,833	2,0	0,36	0,967	0,9	0,46	1,000	0,0
0,07	0,293	3,9	0,17	0,623	2,8	0,27	0,851	1,8	0,37	0,974	0,7	0,47	1,000	0,0
0,08	0,331	3,8	0,18	0,651	2,8	0,28	0,868	1,7	0,38	0,981	0,7	0,48	1,000	0,0
0,09	0,367	3,6	0,19	0,677	2,6	0,29	0,884	1,6	0,39	0,987	0,6	0,49	1,000	0,0
0,10	0,404	3,6	0,20	0,703	2,6	0,30	0,899	1,5	0,40	0,992	0,5	0,50	1,000	0,0

wird $L = na$, daher kennzeichnet $\frac{\sum P}{P_1} \leq n$ die Grundstellung als die maßgebende. Ist aber $\frac{\sum P}{P_1} > n$, so stellt man die Last P_2 über (m) ; ist dann $\frac{\sum P}{P_1 + P_2} \leq n$, so ist eine weitere Verschiebung nicht

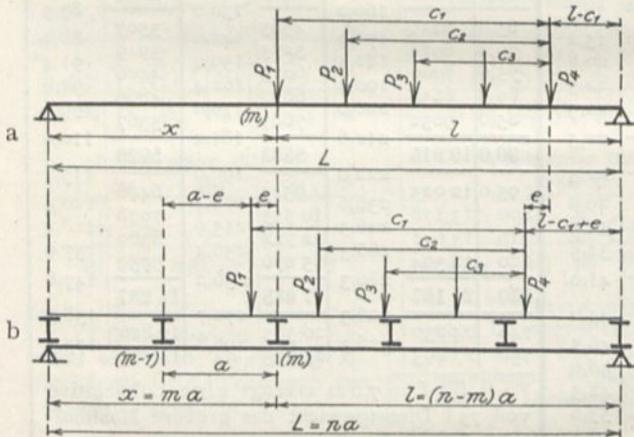


Abb. 401.

erforderlich; ist aber $\frac{\sum P}{P_1 + P_2} > n$, so stellt man P_3 über (m) usw. Die in der Anwendung wichtigsten Werte $\frac{\sum P}{P_1}$ sind in Zahlentafel 5 mit aufgeführt; aus ihnen erhält man $\frac{\sum P}{P_1 + P_2} = \frac{1}{2} \frac{\sum P}{P_1}$ und $\frac{\sum P}{P_1 + P_2 + P_3} = \frac{1}{3} \frac{\sum P}{P_1}$.

β) Fußwege und Bahnsteige. Dienen die Fußwege nur zu Bahnzwecken, so beträgt ihre Verkehrslast $p_v = 400 \text{ kg/m}^2$; gleichzeitige Belastung dieser Fußwege und der Gleise ist nicht anzunehmen; ihre Geländer sind für eine wagerechte, am Geländerholm angreifende Kraft $w = 50 \text{ kg/m}$ zu berechnen.

Dienen die Fußwege dem öffentlichen Verkehr, so ist $p = 500 \text{ kg/m}^2$ und $w = 100 \text{ kg/m}$ einzuführen.

Für Bahnsteige ist eine Karreneinzellast $P = 1,0 \text{ t}$ und außerhalb der $1 \times 2 \text{ m}^2$ großen Karrenfläche $p_v = 500 \text{ kg/m}^2$ anzunehmen.

c) Fliehkraft. Ist v die Zuggeschwindigkeit in km/Std. , r der Krümmungshalbmesser in m , so berechnet sich die in $2,0 \text{ m}$ über der Schienenoberkante angreifende Fliehkraft zu

$$H_f = \frac{Pv^2}{gr} \left(\frac{1000}{3600} \right)^2 = P \frac{v^2}{127r};$$

setzt man

$$65) \quad \zeta = \frac{v^2}{127r} \quad (v \text{ in km/Std., } r \text{ in m einzusetzen),$$

so wird

$$66) \quad H_f = P\zeta.$$

Die durch die lotrechte Verkehrslast erzeugten Biegemomente M_x (Zahlentafel 2 und 3) hat man daher mit dem Beiwert ζ zu multiplizieren, um die bei derselben Laststellung durch die Fliehkraft in der wagerechten Ebene erzeugten Biegemomente zu erhalten.

Zahlentafel 5. Berechnung der Querkräfte Q_x für ein Gleis.

N					Lastenzug					G				
l	ΣPc	ΣP	c_1	$\frac{\Sigma P}{P_1}$	l	ΣPc	ΣP	c_1	$\frac{\Sigma P}{P_1}$	l	ΣPc	ΣP	c_1	$\frac{\Sigma P}{P_1}$
m	mt	t	m		m	mt	t	m		m	mt	t	m	
0,0— 1,6	0	25	0,0	1	0,0— 1,6	0	25	0,0	1	0,0— 1,5	0	20	0,0	1
1,6— 3,2	40	50	1,6	2	1,6— 3,2	40	50	1,6	2	1,5— 3,643	30	40	1,5	2
3,2— 4,8	120	75	3,2	3	3,2— 7,2 ¹⁾	120	75	3,2	3	3,643— 4,5	81	54	3,0	3
4,8— 6,4	240	100	4,8	4	7,2— 7,5	300	100	6,0	5	4,5— 6,0	162	72	4,5	4
6,4— 8,0	400	125	6,4	5	7,5— 12,0	450	120	7,5	6	6,0— 9,5	270	90	6,0	5
8,0— 9,6	600	150	8,0	6	12,0— 13,5	990	140	12,0	7	9,5— 11,0	585	110	9,5	6,11
9,6— 12,8	840	175	9,6	7	13,5— 17,5	1 200	160	13,5	8	11,0— 14,75	750	130	11,0	7,22
12,8— 14,4	1 400	200	12,8	8	17,5— 19,0	1 840	180	17,5	9	14,75— 16,0	1 197	162	14,5	9
14,4— 16,0	1 720	225	14,4	9	19,0— 20,5	2 110	200	19,0	10	16,0— 20,5	1 440	180	16,0	10
16,0— 17,6	2 080	250	16,0	10	20,5— 21,0	2 190	220	19,5	11	20,5— 23,5	2 250	192	20,5	10,67
17,6— 19,2	2 480	275	17,6	11	21,0— 25,5	2 520	240	21,0	12	23,5— 25,077	2 826	204	23,5	11,33
19,2— 20,8	2 920	300	19,2	12	25,5— 27,0	3 600	260	25,5	13	25,077— 26,5	3 130	230	25,0	12,78
20,8— 22,4	3 400	325	20,8	13	27,0— 31,0	3 990	280	27,0	14	26,5— 29,5	3 475	250	26,5	13,89
22,4— 25,5	3 920	350	22,4	14	31,0— 32,5	5 110	300	31,0	15	29,5— 32,5	4 225	262	29,5	14,56
25,5— 27,0	5 005	370	25,5	14,8	32,5— 35,5	5 560	320	32,5	16	32,5— 35,5	5 011	274	32,5	15,22
27,0— 31,0	5 560	390	27,0	15,6	35,5— 37,0	6 520	340	35,5	17	35,5— 38,5	5 833	286	35,5	15,89
31,0— 32,5	7 120	410	31,0	16,4	37,0— 41,0	7 030	360	37,0	18	38,5— 41,5	6 601	298	38,5	16,56
32,5— 35,5	7 735	430	32,5	17,2	41,0— 42,5	8 470	380	41,0	19	41,5— 44,5	7 585	310	41,5	17,22
35,5— 37,0	9 025	450	35,5	18	42,5— 45,5	9 040	400	42,5	20	44,5— 47,5	8 515	322	44,5	17,89
37,0— 41,0	9 700	470	37,0	18,8	45,5— 47,0	10 240	420	45,5	21	47,5— 50,5	9 481	334	47,5	18,56
41,0— 42,5	11 580	490	41,0	19,6	47,0— 51,0	10 870	440	47,0	22	50,5— 53,5	10 483	346	50,5	19,22
42,5— 45,5	12 315	510	42,5	20,4	51,0— 52,5	12 630	460	51,0	23	53,5— 56,5	11 521	358	53,5	19,89
45,5— 47,0	13 845	530	45,5	21,2	52,5— 55,5	13 320	480	52,5	24	56,5— 59,5	12 595	370	56,5	20,56
47,0— 51,0	14 640	550	47,0	22	55,5— 57,0	14 760	500	55,5	25	59,5— 62,5	13 705	382	59,5	21,22
51,0— 52,5	16 840	570	51,0	22,8	57,0— 61,0	15 510	520	57,0	26	62,5— 65,5	14 851	394	62,5	21,89
52,5— 55,5	17 695	590	52,5	23,6	61,0— 62,5	17 590	540	61,0	27	65,5— 68,5	16 033	406	65,5	22,56
55,5— 57,0	19 465	610	55,5	24,4	62,5— 65,5	18 400	560	62,5	28	68,5— 71,5	17 251	418	68,5	23,22
57,0— 61,0	20 380	630	57,0	25,2	65,5— 67,0	20 080	580	65,5	29	71,5— 74,5	18 505	430	71,5	23,89
61,0— 62,5	22 900	650	61,0	26	67,0— 71,0	20 950	600	67,0	30	74,5— 77,5	19 795	442	74,5	24,56
62,5— 65,5	23 875	670	62,5	26,8	71,0— 72,5	23 350	620	71,0	31	77,5— 80,5	21 121	454	77,5	25,22
65,5— 67,0	25 885	690	65,5	27,6	72,5— 75,5	24 280	640	72,5	32	80,5— 83,5	22 483	466	80,5	25,89
67,0— 71,0	26 920	710	67,0	28,4	75,5— 77,0	26 200	660	75,5	33	83,5— 86,5	23 881	478	83,5	26,56
71,0— 72,5	29 760	730	71,0	29,2	77,0— 81,0	27 190	680	77,0	34	86,5— 89,5	25 315	490	86,5	27,22
72,5— 75,5	30 855	750	72,5	30	81,0— 82,5	29 910	700	81,0	35	89,5— 91,0	26 785	510	89,5	28,33
75,5— 77,0	33 105	770	75,5	30,8	82,5— 85,5	30 960	720	82,5	36	91,0— 94,75	27 550	530	91,0	29,44
77,0— 81,0	34 260	790	77,0	31,6	85,5— 87,0	33 120	740	85,5	37	94,75— 96,0	29 397	562	94,5	31,22
81,0— 82,5	37 420	810	81,0	32,4	87,0— 91,0	34 230	760	87,0	38	96,0— 100,5	30 240	580	96,0	32,22
82,5— 85,5	38 635	830	82,5	33,2	91,0— 92,5	37 470	780	91,0	39	100,5— 102,0	32 850	592	100,5	32,89
85,5— 87,0	41 125	850	85,5	34	92,5— 95,5	38 240	800	92,5	40	102,0— 102,75	33 738	604	102,0	33,56
87,0— 91,0	42 400	870	87,0	34,8	95,5— 97,0	40 840	820	95,5	41	102,75— 104,0	34 037	616	102,5	34,22
91,0— 92,5	45 880	890	91,0	35,6	97,0— 101,0	42 070	840	97,0	42	104,0— 105,5	34 961	634	104,0	35,22
92,5— 95,5	47 215	910	92,5	36,4	101,0— 102,5	45 430	860	101,0	43	105,5— 107,0	35 912	652	105,5	36,22
95,5— 97,0	49 945	930	95,5	37,2	102,5— 105,5	46 720	880	102,5	44	107,0— 111,5	36 890	670	107,0	37,22
97,0— 101,0	51 340	950	97,0	38	105,5— 107,0	49 360	900	105,5	45	111,5— 114,5	39 905	682	111,5	37,89
101,0— 102,5	55 140	970	101,0	38,8	107,0— 111,0	50 710	920	107,0	46	114,5— 117,5	41 951	694	114,5	38,56
102,5— 105,5	56 595	990	102,5	39,6	111,0— 112,5	54 390	940	111,0	47	117,5— 120,5	44 033	706	117,5	39,22
105,5— 107,0	59 505	1010	105,5	40,4	112,5— 115,5	55 800	960	112,5	48	120,5— 123,5	46 151	718	120,5	39,89
107,0— 111,0	61 080	1030	107,0	41,2	115,5— 117,0	58 680	980	115,5	49	123,5— 126,5	48 305	730	123,5	40,56
111,0— 112,5	65 200	1050	111,0	42	117,0— 121,0	60 150	1000	117,0	50	126,5— 129,5	50 495	742	126,5	41,22
112,5— 115,5	66 775	1070	112,5	42,8	121,0— 122,5	64 150	1020	121,0	51	129,5— 132,5	52 721	754	129,5	41,89
115,5— 117,0	69 985	1090	115,5	43,6	122,5— 125,5	65 680	1040	122,5	52	132,5— 135,5	54 983	766	132,5	42,56
117,0— 121,0	71 620	1110	117,0	44,4	125,5— 127,0	68 800	1060	125,5	53	135,5— 138,5	57 281	778	135,5	43,22
121,0— 122,5	76 060	1130	121,0	45,2	127,0— 131,0	70 390	1080	127,0	54	138,5— 141,5	59 615	790	138,5	43,89
122,5— 125,6	77 755	1150	122,5	46	131,0— 132,5	74 710	1100	131,0	55	141,5— 144,5	61 985	802	141,5	44,56
125,6— 127,2	81 320	1175	125,6	47	132,5— 134,0	76 360	1120	132,5	56	144,5— 147,5	64 391	814	144,5	45,22
127,2— 128,8	83 200	1200	127,2	48	134,0— 134,5	76 900	1140	133,0	57	147,5— 150,5	66 833	826	147,5	45,89
128,8— 130,4	85 120	1225	128,8	49	134,5— 139,0	78 610	1160	134,5	58					
130,4— 132,0	87 080	1250	130,4	50	139,0— 140,5	83 830	1180	139,0	59					
132,0— 133,6	89 080	1275	132,0	51	140,5— 144,5	85 600	1200	140,5	60					
133,6— 135,2	91 120	1300	133,6	52	144,5— 146,0	90 400	1220	144,5	61					
135,2— 138,4	93 200	1325	135,2	53	146,0— 147,5	92 230	1240	146,0	62					
138,4— 140,0	97 440	1350	138,4	54	147,5— 148,0	92 830	1260	146,5	63					
140,0— 141,6	99 600	1375	140,0	55	148,0— 152,5	94 720	1280	148,0	64					

¹⁾ Bis $l=7,2$ m erzeugt eine Lokomotive von 75 t Dienstgewicht die größere Querkräfte.

Für die nach der „Eisenbahnbau- und Betriebsordnung vom 4. 11. 1904“ für die verschiedenen Halbmesser zugelassenen größten Zuggeschwindigkeiten v_{\max} ergeben sich für den Beiwert

$$65a) \quad \zeta_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{127 r}$$

die Werte der Zahlentafel 6. Für die mittlere Geschwindigkeit $v_m = \frac{1}{2} v_{\max}$ ergibt sich nach Gl. 65):

$$65b) \quad \zeta_{\min} = \frac{1}{4} \zeta_{\max}.$$

Zahlentafel 6.		Werte ζ_{\max} zur Berechnung der Fliehkraft.														
$v_{\max} =$	45	50	60	65	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120		km/Std.
$r =$	180	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1500	2000	m
$\zeta_{\max} =$	0,0886	0,0984	0,1134	0,1109	0,1107	0,1008	0,0948	0,0911	0,0888	0,0875	0,0868	0,0866	0,0868	0,0756	0,0567	

Ist M_{\max} das nach der Zahlentafel 3 für die Spannweite L des Trägers berechnete größte Moment durch die Verkehrslast für ein Gleis, so berechnet sich die gleichförmig verteilte Last p_v , die in Trägerrmitte ein gleich großes Moment erzeugen würde, aus der Gleichung $\frac{1}{8} p_v \cdot L^2 = M_{\max}$ zu

$$67a) \quad p_v = \frac{8 M_{\max}}{L^2}.$$

Die durch die Fliehkraft erzeugte wagerechte gleichförmig verteilte Belastung p_f ergibt sich dann zu

$$67b) \quad p_f = \zeta p_v.$$

d) **Wärmeschwankungen.** Als Grenzen sind -25°C und $+45^\circ\text{C}$ anzunehmen, so daß bei einer mittleren Aufstellungstemperatur von $+10^\circ\text{C}$ mit einem Wärmeunterschied von $\pm 35^\circ\text{C}$ zu rechnen ist.

Für ungleiche Erwärmung einzelner Teile ein und desselben Trägers kommt ein Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ\text{C}$ in Betracht.

2. Wind- und Zusatzkräfte.

a) **Winddruck.** Der Winddruck ist wagerecht und bei ^{belasteter} _{unbelasteter} Brücke mit $\frac{150}{250} \text{ kg/m}^2$ anzunehmen. Als vom Wind vollgetroffene Flächen sind anzunehmen:

Zahlentafel 7.	Winddruckflächen	
	bei unbelasteter Brücke	bei belasteter Brücke
Vollwandige Träger	Vorderer Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahnband	Vorderer Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahn- und Verkehrsband
Fachwerkträger	Das Fahrbahnband und beide Hauptträger, soweit sie nicht durch das Fahrbahnband verdeckt sind	Deckbrücken: Vorderer und hinterer Hauptträger, Fahrbahn- und Verkehrsband. Trogbrücken: $\frac{3}{4}$ des vorderen und hinteren Hauptträgers, $\frac{3}{4}$ des Fahrbahnbandes und das Verkehrsband.

Das Verkehrsband ist als eine zusammenhängende Fläche von 3,5 m über Schienenoberkante anzunehmen.

Bilden Fahrbahnträger oder vollwandige Hauptträger die Gurtungen von Windverbänden, so brauchen die durch den Winddruck in ihnen erzeugten Spannungen nicht nachgewiesen zu werden.

b) **Brems- und Anfahrkräfte.** Die in der Fahrrichtung in Höhe Schienenoberkante wirkende Bremskraft ist zu $\frac{1}{7}$ des Gewichts aller den Überbau belastenden Lokomotiv- und Tenderachsen und der Hälfte aller den Überbau belastenden Wagenachsen anzunehmen.

Der entgegengesetzt der Fahrrichtung in Höhe Schienenoberkante wirkende Anfahrwiderstand ist mit $\frac{1}{7}$ des Gewichts aller den Überbau belastenden Lokomotivachsen in Rechnung zu stellen.

c) **Seitenstöße der Verkehrslast.** Bei der Berechnung der Wind- und Schlingerverbände der Fahrbahn ist zur Berücksichtigung der durch die Lokomotiven auf die Schienen ausgeübten Seitenstöße für jedes Gleis eine wagerechte, rechtwinklig zur Gleisachse wirkende Kraft von $\frac{1}{6}$ der größten Lokomotivachslast an der ungünstigsten Stelle anzunehmen.

Werden die Gurtungen dieser Verbände von den Fahrbahnträgern oder von vollwandigen Hauptträgern gebildet, so kann die Wirkung der Seitenstöße auf sie vernachlässigt werden.

Bei Brücken in Krümmungen sind die Seitenstöße und Fliehkräfte nicht gleichzeitig zu berücksichtigen, sondern nur die größere Kraftwirkung in Rechnung zu stellen.

d) **Reibungswiderstände beweglicher Lager.** Die gleitende Reibung ist zu 0,2, die rollende Reibung zu 0,03 vom Auflagerdruck anzunehmen.

e) **Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler.** Wo diese Einflüsse auf den Spannungszustand der eisernen Überbauten einwirken, sind sie nach den möglichen Mäßen zu berechnen und wie Zusatzkräfte zu behandeln.

Zulässige Beanspruchungen.

Die durch die lotrechte Verkehrslast hervorgerufenen Wirkungen sind mit der in Zahlentafel 8 angegebenen Stoßzahl φ zu multiplizieren. Als Stützweite ist hierbei anzunehmen:

für die Fahrbahnlängs- bzw. -querträger die Achsenentfernung der Quer- bzw. Hauptträger; für Träger auf zwei Stützen die Stützweite selbst,

für durchlaufende Träger bei jeder Öffnung die zugehörige Stützweite;

für Gerberträger beim eingehängten Feld die Entfernung der Gelenkpunkte; beim Kragträger einschl. der Kragarme die Entfernung seiner Auflagerpunkte.

Zahlentafel 8.				Zahlentafel 9.			Zahlentafel 10.								
Stoßzahl φ .				Zulässige Beanspruchung der Wind- und Querverbände.			Knickzahlen ω .								
m	Schienen			Stützweite L	Flußeisen $\sigma_Q = 2400 \text{ kg/cm}^2$	Flußstahl $\sigma_Q = 3800 \text{ kg/cm}^2$	Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s}{i}$	Flußeisen $\sigma_Q = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		Flußstahl $\sigma_Q = 3800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$					
	unmittelbar auf Eisenkonstruktion	auf Schwellen	auf Bettung					Knickzahl ω	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$	Knickzahl ω	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$				
0	1,80	1,65	1,50	10	970	1510	0	1,17	1,17	0,047	0,059				
1	1,79	1,64	1,50	20	1030	1610	10								
2	1,77	1,63	1,49	30	1070	1680	20								
3	1,75	1,62	1,49	40	1100	1720	30								
4	1,73	1,61	1,49	50	1130	1760	40								
5	1,71	1,60	1,49	60	1150	1800	50								
6	1,70	1,59	1,48	70	1170	1820	60	1,17	1,17	0,047	0,059				
7	1,69	1,59	1,48	80	1180	1840	70								
8	1,67	1,58	1,48	90	1190	1850	80								
9	1,66	1,57	1,48	100	1200	1870	90								
10	1,65	1,57	1,47	110	1200	1880	100								
20	1,55	1,51	1,45	120	1210	1900	110								
30	1,49	1,47	1,43	130	1220	1910	120								
40	1,45	1,43	1,41	140	1230	1920	130								
50	1,42	1,41	1,40	150	1230	1920	140								
60		1,39					150					5,94	0,077	9,21	0,119
70		1,37					160					6,76	0,082	10,47	0,126
80		1,36					170	7,63	0,087	11,82	0,135				
90		1,35													
100		1,34													
110		1,33													
120		1,32													
130		1,31													
IV 140		1,30													

Für zwischenliegende Werte der Stützweite L ist geradlinig einzuschalten.

Für Druckstäbe gelten sinngemäß die Angaben unter 2.

Für zwischenliegende Werte des Schlankheitsgrades $\lambda = \frac{s}{i}$ ist mit Benutzung der Werte $\Delta\omega : \Delta\lambda$ geradlinig einzuschalten.

1. Zug- und Bieungsbeanspruchung.

a) Die zulässige Beanspruchung k auf Zug und Biegung der Haupt- und Fahrbahnträger ist von der Streckgrenze des verwendeten Eisens abhängig. Für

Flußeisen (mit einer Mindeststreckgrenze von 2400 kg/cm^2) beträgt

$$\text{bei Wirkung der } \frac{\text{Hauptkräfte}}{\text{Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte}} k = \frac{1400}{1600} \text{ kg/cm}^2.$$

Für ein hochwertiges Eisen mit der höheren Streckgrenze σ_Q erhöht sich die zulässige Beanspruchung im Verhältnis $\frac{\sigma_Q}{2400}$, beträgt daher allgemein

$$\text{bei Wirkung der } \frac{\text{Hauptkräfte}}{\text{Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte}} k = \frac{7/12 \sigma_Q}{2/3 \sigma_Q} \text{ kg/cm}^2.$$

b) Für die flußeisernen Glieder von Fußwegen ist $k = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

c) Für die Glieder der Wind- und Querverbände gelten die Werte der Zahlentafel 9.

2. Druckbeanspruchung.

a) Die zulässige Beanspruchung k_d auf Druck beträgt bei axialem Kraftangriff

$$68) \quad k_d = \frac{k}{\omega}.$$

Der Beiwert ω ist von dem Schlankheitsverhältnis $\lambda = \frac{s}{i} = \frac{\text{Stablänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}}$ abhängig und für alle Belastungsfälle der Zahlentafel 10 zu entnehmen¹⁾.

Bei Zugrundelegung der einheitlichen zulässigen Beanspruchung k (auf Zug und Biegung) ist daher entweder die Stabkraft mit ihrem ω -fachen Wert oder aber die wirklich vorhandene Fläche, die ohne Berücksichtigung der Nietlöcher zu ermitteln ist, nur mit ihrem $\frac{1}{\omega}$ -fachen Wert in Rechnung zu stellen.

b) Tritt zu der Druckkraft S_{\min} noch ein Bieugungsmoment M_{\max} , so muß

$$\sigma = \frac{\omega S_{\min}}{F} + \frac{M_{\max}}{W_n} \leq k$$

sein, wo W_n das in Betracht kommende Widerstandsmoment unter Berücksichtigung des Nietabzugs ist.

3. Wechselnde Zug- und Druckbeanspruchung.

a) Wechselstäbe sind Stäbe, in denen unter Berücksichtigung der Stoßzahl φ abwechselnd Zug- und Druckkräfte wirken. Ist ohne Rücksicht auf das Vorzeichen $\frac{S_{\max}}{S_{\min}}$ die größte

Zugkraft im Stabe und $\mathcal{C}_{\max} = \frac{S_{\max} + \frac{1}{2} S_{\min}}{S_{\min} + \frac{1}{2} S_{\max}}$, je nachdem $\frac{S_{\max}}{S_{\min}} > \frac{S_{\min}}{S_{\max}}$ ist, so muß gleichzeitig Druckkraft im Stabe und $\mathcal{C}_{\min} = \frac{S_{\min} + \frac{1}{2} S_{\max}}{S_{\max} + \frac{1}{2} S_{\min}}$ sein, wenn $\frac{F}{F_n}$ die wirklich vorhandene Fläche ohne mit Nietabzug ist.

¹⁾ Bei der Berechnung der Knickzahl ω ist die Sicherheit \mathcal{C} für $\lambda \leq 60$ zu $\mathcal{C} = 2$, für $\lambda \geq 100$ zu $\mathcal{C} = 4$ gewählt und zwischen $\lambda = 60$ und $\lambda = 100$ geradlinig eingeschaltet, also

$$\mathcal{C} = 2 + (4 - 2) \frac{\lambda - 60}{40} = 0,05 \lambda - 1.$$

Für $\lambda \leq 60$ ist $k_d = \frac{\sigma_Q}{2} = \frac{2400}{2} = 1200 \text{ kg/cm}^2$; daher $\omega = \frac{1400}{1200} = 1,17$ für Flußeisen; da k sich in demselben Verhältnis wie σ_Q ändert, bleibt dieser Wert auch für hochwertiges Eisen gültig.

Für $\lambda \geq 100$ ist nach der Eulerschen Gleichung $k_d = \frac{\pi^2 E}{\mathcal{C} \lambda^2}$, also z. B. für Flußeisen $k_d = \frac{21220000}{4 \lambda^2}$; mit $\lambda = 100$ wird $k_d = \frac{2122}{4}$, daher $\omega = \frac{1400 \cdot 4}{2122} = 2,64$, wie in Zahlentafel 10.

Für einen zwischen $\lambda \leq 60$ und $\lambda = 100$ liegenden Wert z. B. $\lambda = 90$ wird $\mathcal{C} = 0,05 \cdot 90 - 1 = 3,5$, daher für Flußeisen $k_d = \frac{1}{3,5} \left(2400 - 30 \frac{2400 - 2122}{40} \right) = \frac{2190}{3,5}$, daher $\omega = \frac{1400 \cdot 3,5}{2190} = 2,24$, wie in Zahlentafel 10.

Wechselstäbe der Wind- und Querverbände sind nur für die größte in ihnen auftretende Stabkraft zu untersuchen.

b) Treten Wechselmomente M_{\max} und M_{\min} auf, so muß $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_n} \leq k$ sein, wo $M_{\max} = M_{\max} + \frac{1}{2} M_{\min}$ bzw. $M_{\min} + \frac{1}{2} M_{\max}$ und W_n das wirklich vorhandene Widerstandsmoment bei Nietabzug ist.

4. Scherbeanspruchung und Lochleibungsdruck.

a) Die Scherbeanspruchung der Niete und eingepaßten Schrauben darf $\frac{8}{10}$, ihr Lochleibungsdruck das 2fache der zulässigen Zug- und Biegebungsbeanspruchung k der anzuschließenden Teile betragen.

Bei Zugrundelegung der einheitlichen Beanspruchung k sind daher die wirklich vorhandenen Scherflächen mit ihrem 0,8fachen, die Leibungsflächen aber mit ihrem 2fachen Wert in Rechnung zu stellen.

b) Zug- und Wechselstäbe sind mit ihrer wirklich vorhandenen Nutzfläche F_n , Druckstäbe mit ihrem durch die Knickzahl ω geteilten vollen Querschnitt $\frac{F}{\omega}$ anzuschließen; diese Werte sind den wirklich vorhandenen reduzierten Scher- und Leibungsflächen F_s und F_l gegenüberzustellen.

c) Bei den Anschlüssen der Fahrbahnträger sind die tatsächlich in den reduzierten Nietflächen auftretenden Spannungen nachzuweisen (vgl. II.).

I. Die Fahrbahntafel.

1. Die Querswellen

aus Holz bilden Träger auf 2 Stützen von der Freilage λ (Abb. 402), die auf Biegung unter der Annahme zu berechnen sind, daß ein voller Achsdruck ($2R$) auf einer Schwelle lastet.

Bei einer zulässigen Biegebungsbeanspruchung von $\frac{90}{110}$ kg/cm²

für Fichten- und Tannen holz ergibt sich für:
Buchen- und Eichen

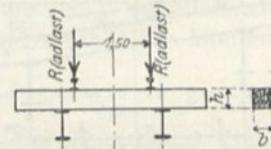


Abb. 402.

Zahlentafel 11. Querswellen.		$\lambda = 1,6$		$1,7$		$1,8$		$1,9$		$2,0$		$2,1$		$2,2$		m
		R = 12,5 9,0		12,5 9,0		12,5 9,0		12,5 9,0		12,5 9,0		12,5 9,0		12,5 9,0		
$\frac{b}{h}$	Fichten- u. Tannenholz	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{20}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{24}{24}$	$\frac{22}{20}$	$\frac{26}{26}$	$\frac{22}{24}$	$\frac{26}{30}$	$\frac{24}{26}$	$\frac{30}{30}$	$\frac{26}{28}$	$\frac{30}{32}$	$\frac{28}{28}$	cm
	Buchen- u. Eichenholz	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{22}{24}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{24}{26}$	$\frac{22}{22}$	$\frac{24}{28}$	$\frac{24}{24}$	$\frac{28}{28}$	$\frac{24}{26}$	$\frac{28}{30}$	$\frac{26}{28}$	

2. Die Buckelbleche

werden an allen vier Randseiten vernietet (Nietdurchmesser $d \geq 17$ mm, daher $b \geq 50$ mm) und erhalten

erfahrungsgemäß bei einer Länge von	1,2	1,5	1,8	2,1	m
eine Stärke unter <u>der Fahrbahn</u> von	7	8	9	10	mm
<u>den Fußwegen</u> von	5	6	7	7	

Die Stärke der nur an den beiden Langseiten vernieteten Tonnenbleche ist je nach der Freilage um 1 bis 2 mm größer zu wählen.

Tonnen- und Buckelbleche üben an den Auflagern einen nach innen gerichteten Horizontalzug aus, zu dessen Aufnahme die unterstützenden Träger, besonders bei einseitigem Anschluß, in der wagerechten Ebene genügend stark ausgebildet werden müssen.

Die Seitenlänge der Buckelplatten wählt man meist nicht größer als 2,0 m, so daß bei größerer Querträgerentfernung noch Nebenlängs- und -querträger erforderlich werden (Abb. 408 und Aufg. 79).

II. Die Längsträger.

Die Längsträger bilden Balken auf 2 Stützen von der Spannweite $a =$ Achsenentfernung der Querträger (Abb. 400).

Werden sie nur mit 2 Winkleisen ohne durchlaufende Platten an den Querträger angeschlossen, so sind sie als freiauflegend zu berechnen. Bei der Berechnung der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete ist der unter Berücksichtigung der Stoßzahl φ ermittelte Auflagerdruck um 20% zu erhöhen.

Ist die Kontinuität der Längsträger durch entsprechende Lagerung oder durch Verbindung der Nachbarträger mit durchlaufenden Platten (Abb. 466) gewährleistet, so ist das Auflagermoment mit $\frac{3}{4}$ und das Moment in Trägermitte mit $\frac{1}{8}$ des größten Moments des frei aufliegenden Trägers in Rechnung zu stellen. Der lotrechte Auflagerdruck ist gleich dem des frei aufliegenden Trägers anzunehmen; aus ihm und dem Auflagermoment ist der Anschluß zu berechnen.

1. Hauptkräfte.

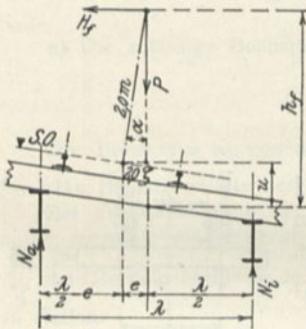


Abb. 403.

a) **Ständige Last.** Fahrbahndecke, Fahrbahnplatte und Eigengewicht; vgl. Zahlentafel 1.

b) **Verkehrslast.** α) Zwei Längsträger für ein Gleis. Fallen Gleis- und Brückenachse zusammen (Abb. 402), so entfällt auf jeden Längsträger die halbe Gleislast. Liegt die Gleisachse in der Krümmung um das mittlere Maß e gegen die Brückenachse verschoben (Abb. 403), so entfällt unter der Voraussetzung, daß der Eisenbahnzug auf der Brücke stillsteht, auf den äußeren Längsträger das $\frac{0,5 + e/\lambda}{0,5 - e/\lambda}$ fache der Gleislast; hierzu tritt der Einfluß der Fliehkraft; vgl. c).

β) Drei Längsträger für ein Gleis. Fallen Gleis- und Brückenachse zusammen (Abb. 404), so entfällt auf den mittleren Längsträger das $(1 - 0,75/\lambda)$ fache, auf jeden äußeren das $0,75/2\lambda$ fache der Gleislast. Liegt die Gleisachse gegen Brückenachse verschoben, so wird die Gleislast nach dem Hebelgesetz auf die 3 Längsträger verteilt.

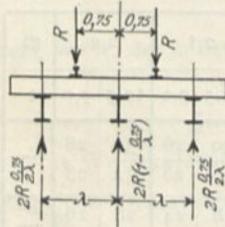


Abb. 404.

Sind bei mehrgleisigen Anlagen mehr als 3 Längsträger vorhanden (entsprechend Abb. 453), so wird jeder für die ungünstigste Laststellung berechnet, um in der Anordnung der Gleise ganz unabhängig zu sein.

c) **Fliehkraft.** Da die Fliehkraft H_f in 2,0 m Höhe über Schienenoberkante, daher in der Höhe h_f (Abb. 403) über Längsträgeroberkante angreift, erzeugt sie die lotrechten Zusatzkräfte $P_f = \pm \frac{1}{\lambda} H_f h_f$. Mit Rücksicht auf die geringe Größe des Winkels α darf man hinreichend genau $\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha = \zeta$ und $\cos \alpha = 1$ setzen; man erhält dann den Gegendruck des äußeren Längsträgers zu $N_a = \frac{P}{\lambda} \left(\frac{\lambda}{2} + e - 2,0 \zeta \right) + \frac{1}{\lambda} H_f h_f$ oder mit $H_f = \zeta P_f$: $N_a = P \left(\frac{1}{2} + \frac{e + \zeta u}{\lambda} \right)$ und entsprechend $N_i = P \left(\frac{1}{2} - \frac{e + \zeta u}{\lambda} \right)$, wenn u der Höhenunterschied zwischen Schienen- und Längsträgeroberkante ist. Die größte Belastung des äußeren Längsträgers tritt daher ein, wenn e positiv und $\zeta = \zeta_{\max}$ entsprechend der größten Zuggeschwindigkeit v_{\max} , die des inneren aber, wenn e negativ und $\zeta = \zeta_{\min}$ gewählt wird; da die Ruhelage wegen des Fehlens der Stoßwirkungen unberücksichtigt bleibt, so wird ζ_{\min} für die gemittelte Geschwindigkeit $v_m = \frac{1}{2} v_{\max}$ nach Gl. 65 b berechnet.

Die Fliehkraft vermehrt daher die lotrechte Verkehrslast des $\frac{\text{äußeren}}{\text{inneren}}$ Längsträgers und das $\frac{+\zeta_{\max} u/\lambda}{-\zeta_{\max} u/\lambda}$ fache der Gleislast. Beide Längsträger erhalten die Abmessungen des am stärksten beanspruchten.

Bei Fachweiten $a > 2,5$ m ordnet man bei Querschwellenoberbau zwischen den Obergurten der Längsträger einen wagerechten Schlingerverband (Abb. 405) an, um die durch Fliehkraft, Winddruck und Seitenstöße in der wagerechten Ebene erzeugten Biegemomente herabzumindern; die hierbei in den Längsträgergurtungen hervorgerufenen Längskräfte brauchen nicht nachgewiesen zu werden.

Für den in Abb. 405 dargestellten Verband ergeben sich die Spannkkräfte $R = -H$ und $D = \pm \frac{H}{2 \sin \alpha}$, während das Moment für jeden Längsträger in der wagerechten Ebene auf $\frac{1}{4}$ des bei Fehlen des Verbandes eintretenden Moments herabgemindert wird.

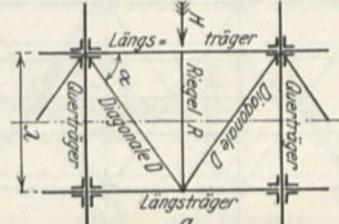


Abb. 405. Schlingerverband.

2. Wind- und Zusatzkräfte.

a) **Winddruck.** Mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Höhe der Längsträger selbst genügt es, nur die Eisenbahnfahrzeuge, d. h. ein Rechteck von 3,5 m Höhe als vom Wind (150 kg/m^2) getroffen einzuführen. Der gesamte auf die Länge a entfallende Winddruck berechnet sich dann zu $W = 3,5 a \cdot 150 = 525 a$ (kg) und erzeugt das Moment $M_w = 525 \frac{a^2}{8}$, das auf alle an der Windübertragung beteiligte Längsträger zu gleichen Teilen verteilt werden darf; es verringert sich entsprechend bei Anordnung eines Schlingerverbandes (Abb. 405).

Da der Winddruck in 1,75 m Höhe über Schienenoberkante, daher in der Höhe $u + 1,75$ (Abb. 403) über Längsträgeroberkante angreift, so erzeugt er die über die Länge a gleichförmig verteilte lotrechte Zusatzbelastung $p_w = \pm 525 \frac{u + 1,75}{\lambda}$ (kg/m).

b) **Brems- und Anfahrkräfte** beanspruchen den Längsträger in seiner Längsachse auf Zug oder Druck; ihr Einfluß auf die Querschnittsbestimmung darf vernachlässigt werden.

c) **Seitenstöße** der Verkehrslast kommen nur zur Berechnung des etwa vorhandenen Schlingerverbandes in Betracht.

Aufgabe 75. Es sollen die Längsträger der in Abb. 406 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug N berechnet werden.

Auflösung. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m. $\varphi = 1,61$.

1. Hauptkräfte. a) Ständige Last.

Schienen einschl. Kleineisenzeug $\frac{1}{2} \cdot 150 = 75$ kg/m	$P_0 = 0,6 \cdot 3,5 = 2,1$ t
Bohlenbelag $\frac{1}{2} \cdot 4,8 \cdot 0,05 \cdot 1000 = 120$ „	$M_0 = 2,1 \cdot \frac{3,5}{8} = 0,92$ mt
Schwellen (22/30) $\frac{1}{2} \cdot 0,22 \cdot 0,30 \cdot \frac{4,8}{0,6} \cdot 1000 = 265$ „	
Eigengewicht $= 140$ „	
$p_0 = 600$ kg/m	

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 3 wird

$$M_p = \frac{1}{2} (24,90 + 0,1 \cdot 13,00) = 13,1 \text{ mt}; \quad \varphi M_p = 1,61 \cdot 13,1 = 21,1 \text{ mt}.$$

2. Winddruck. $W = 0,525 \cdot 3,5 = 1,84$ t, daher für einen Längsträger das Moment in der wagerechten Ebene $M_w = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,84 \cdot 3,5}{8} = 0,40$ mt. Mit $u = 0,15 + 0,13 + 0,075 = 0,355$ wird $p_w = 0,525 \frac{0,355 + 1,75}{1,9} = 0,58$ t/m; daher das Moment in der lotrechten Ebene $M_n = 0,58 \cdot \frac{3,5^2}{8} = 0,89$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte $\text{H-NP. } 42\frac{1}{2}$ hat $W_x = 1739 \text{ cm}^3$ und $W_y = 176 \text{ cm}^3$, daher

$$\sigma = \frac{0,92 + 21,1}{1739} 10^5 = 1270 \text{ (zul. 1400) kg/cm}^2 \quad \text{ohne}$$

$$\sigma = 1270 + \left(\frac{0,89}{1739} + \frac{0,40}{176} \right) 10^5 = 1270 + 50 + 230 = 1550 \text{ (zul. 1600) kg mit}$$

} Berücksichtigung
des Winddrucks.

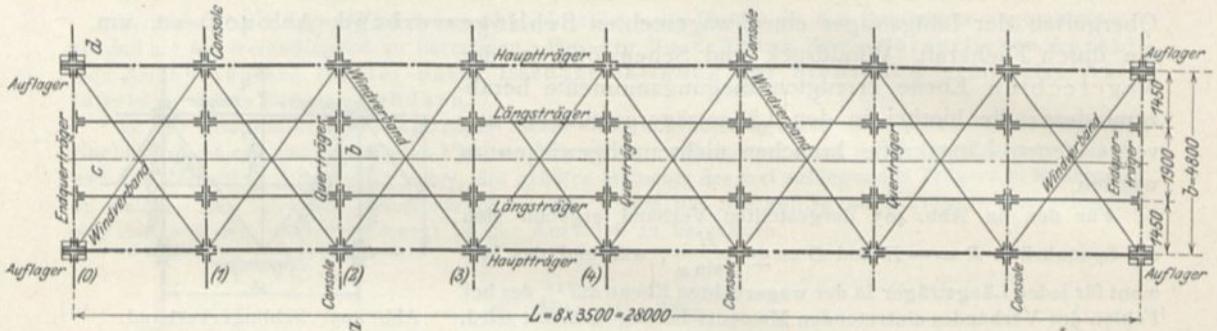


Abb. 406a.

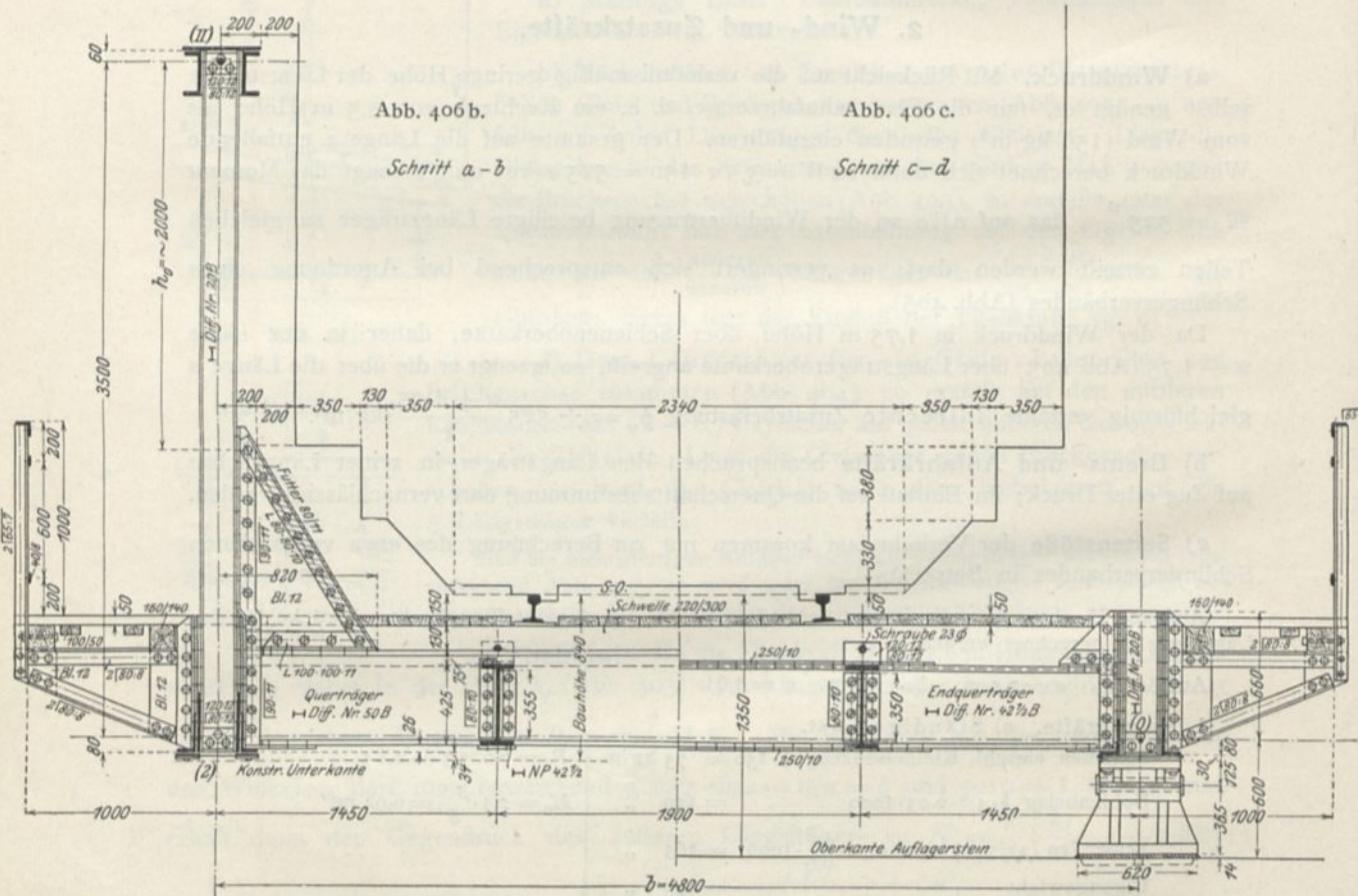


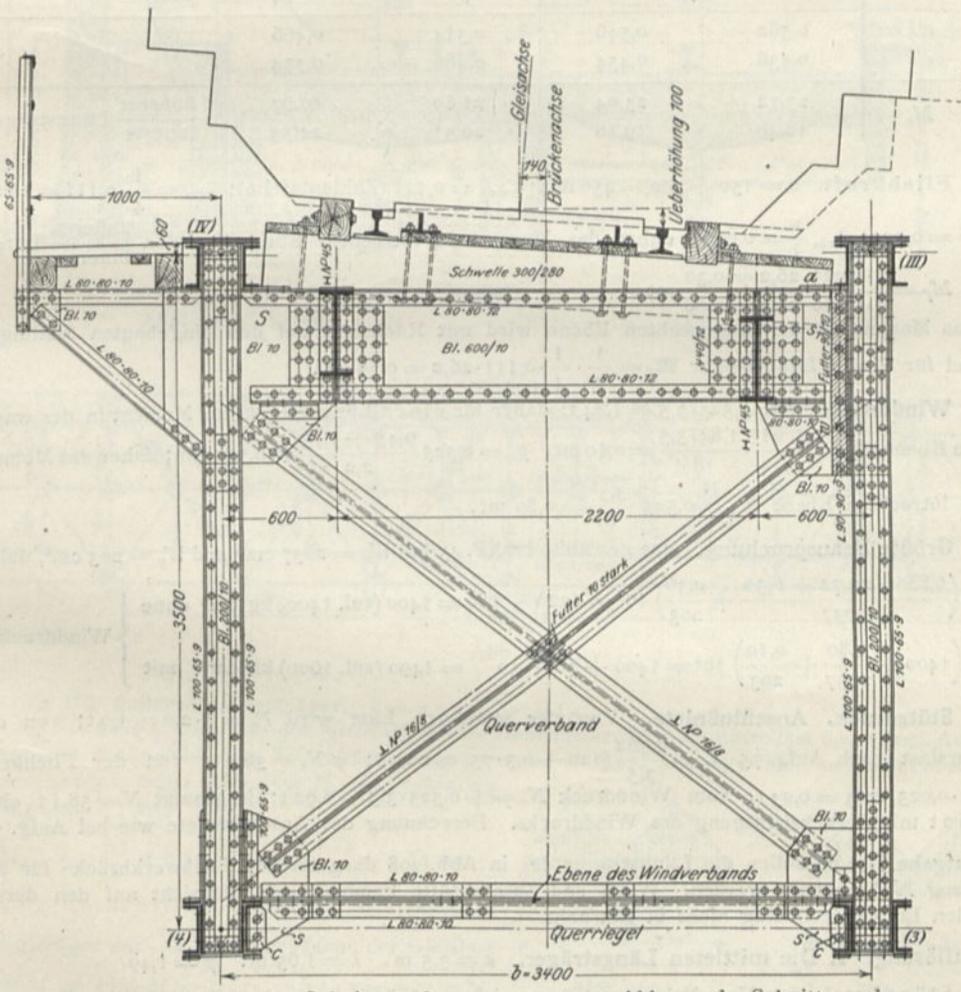
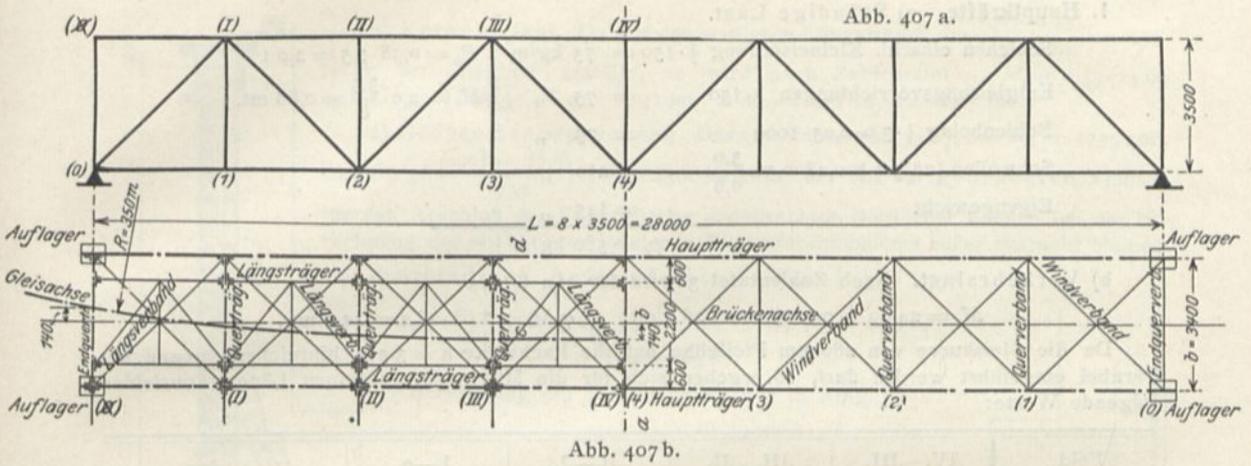
Abb. 406b.

Schnitt a-b

Abb. 406c.

Schnitt c-d

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,05 \text{ t}$; von der Verkehrslast nach Zahlentafel 5: $N_v = \frac{1}{2 \cdot 3,5} [120 + (3,5 - 3,2) 75] = 20,3 \text{ t}$; $q N_v = 1,61 \cdot 20,3 = 32,7 \text{ t}$; vom Winddruck $N_w = \frac{1}{2} \cdot 0,58 \cdot 3,5 = 1,02 \text{ t}$; insgesamt $N = 34,8 \text{ t}$; hierzu für die Berechnung der Anschlußniete 20% ergibt $N_{\text{max}} = 1,2 \cdot 34,8 = 41,8 \text{ t}$. Gewählt sind 5 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 4,15 = 33,2 \text{ cm}^2$ und $F_l = 2 \cdot 5 \cdot 2,3 \cdot 1,53 = 35,2 \text{ cm}^2$, daher $\sigma_s = \frac{41800}{33,2} = 1260$ (zul. 1400) kg/cm^2 und $\sigma_l = \frac{41800}{35,2} = 1190$ (zul. 1400) kg/cm^2 .



Aufgabe 76. Es sollen die Längsträger der in Abb. 407 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug N berechnet werden.

Auflösung. $a = 3,5$ m. $\lambda = 2,2$ m. $\varphi = 1,61$.

Geusen, Eisenkonstruktionen. 4. Aufl.

1. Hauptkräfte. a) Ständige Last.

Schienen einschl. Kleineisenzeug $\frac{1}{2} \cdot 150 = 75$ kg/m	$P_0 = 0,58 \cdot 3,5 = 2,0$ t
Entgleisungsvorrichtungen $\frac{1}{2} \cdot 150 = 75$ „	$M_0 = 2,0 \cdot \frac{3,5}{8} = 0,88$ mt.
Bohlenbelag $\frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot 0,05 \cdot 1000 = 75$ „	
Schwellen $(28/30) \frac{1}{2} \cdot 0,28 \cdot 0,30 \cdot \frac{3,0}{0,6} = 210$ „	
Eigengewicht = 145 „	
<hr/>	
$p_0 = 580$ kg/m	

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 3 wird für ein Gleis

$$M_v = 24,90 + 0,1 \cdot 13,00 = 26,2 \text{ mt}; \quad \varphi M_v = 1,61 \cdot 26,2 = 42,2 \text{ mt.}$$

Da die Gleiskurve von 280 mm Pfeilhöhe auf die Fachweite $a = 3,5$ m hinreichend genau als Parabel eingeführt werden darf, so ergeben sich für die Mitten der einzelnen Längsträgerfelder folgende Werte:

Feld	(IV)–(III)	(III)–(II)	(II)–(I)	(I)–0	
$e =$	136	101	31	–74	mm
$0,5 + e/\lambda =$	0,562	0,546	0,514	0,466	
$0,5 - e/\lambda =$	0,438	0,454	0,486	0,534	
$M_v =$	23,72	23,04	21,69	19,67	äußerer Längsträger
	18,48	19,16	20,51	22,53	

c) Fliehkraft. $u = 150 + 300 = 450$ mm; $\zeta_{\max} = 0,111$ (Zahlentafel 6); $\zeta_{\min} = \frac{1}{4} \cdot 0,111 = 0,028$;

$\zeta_{\max} \frac{u}{\lambda} = 0,023$; $\zeta_{\min} \frac{u}{\lambda} = 0,006$; daher das Moment in lotrechter Ebene für den äußeren Längsträger $M_f = \frac{1}{2} \cdot 0,023 \cdot 26,2 = 0,30$ mt. für den inneren Längsträger $M_f = \frac{1}{2} \cdot 0,006 \cdot 26,2 = 0,08$ mt.

Das Moment in der wagerechten Ebene wird mit Rücksicht auf den eingebauten Schlinger-
verband für einen Längsträger $M_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot 0,111 \cdot 26,2 = 0,36$ mt.

2. Winddruck. $W = 0,525 \cdot 3,5 = 1,84$ t; daher für einen Längsträger das Moment in der wagerechten Ebene $M_w = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1,84 \cdot 3,5}{8} = 0,10$ mt. $p_w = 0,525 \cdot \frac{0,45 + 1,75}{2,2} = 0,525$ t/m; daher das Moment in der lotrechten Ebene $M_w = 0,525 \cdot \frac{3,5^2}{8} = 0,80$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte H-NP. 45 hat $W_x = 2037$ cm² und $W_y = 203$ cm², daher

$$\sigma = \left(\frac{0,88 + 23,72 + 0,30}{2037} + \frac{0,36}{203} \right) 10^5 = 1220 + 180 = 1400 \text{ (zul. 1400) kg/cm}^2 \text{ ohne Winddruck.}$$

$$\sigma = \left(1400 + \frac{0,80}{2037} + \frac{0,10}{203} \right) 10^5 = 1400 + 40 + 50 = 1490 \text{ (zul. 1600) kg/cm}^2 \text{ mit Winddruck.}$$

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $P_0 = \frac{1}{2} \cdot 2,0 = 1,0$ t; von der Verkehrslast nach Aufg. 75 $N_v = \frac{0,562}{3,5} (120 + 0,3 \cdot 75) = 22,9$ t; $\varphi N_v = 36,9$ t; von der Fliehkraft $N_f = \frac{1}{2} \cdot 0,023 \cdot 20,3 = 0,23$ t; vom Winddruck $N_w = \frac{1}{2} \cdot 0,525 \cdot 3,5 = 0,92$ t; insgesamt $N = 38,1$ t ohne und 39,0 t mit Berücksichtigung des Winddrucks. Berechnung der Anschlußniete wie bei Aufg. 75.

Aufgabe 77. Es sollen die Längsträger der in Abb. 408 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug N berechnet werden. Wind- und Zusatzkräfte kommen mit Rücksicht auf den durchlaufenden Buckelblechbelag nicht in Betracht.

Auflösung. I. Die mittleren Längsträger. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,65$ m. $\varphi = 1,49$.

a) Ständige Last. Vom Nebenquerträger wirkt nach Aufg. 79 in der Mitte die Einzellast 1,1 t; als Dreiecklast entfällt bei 2,0 t Eigengewicht eines $1,65 \cdot 1,75$ m² großen Feldes des Buckelblechbelags (vgl. Aufg. 79) zweimal je die Last $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t; Eigengewicht 0,4 t; daher (Abb. 409)

$$P_0 = 1,1 + 2 \cdot 1,0 + 0,4 = 3,5 \text{ t und } M_0 = 0,4 \cdot \frac{3,5}{8} + 1,1 \cdot \frac{3,5}{4} + 1,0 \cdot \frac{1,75}{2} = 2,01 \text{ mt.}$$

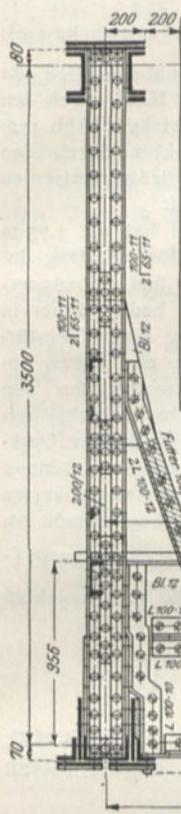


Abb. 408b. Schnitt a-b.

b) Verkehrslast. Da auf den mittleren Längsträger das $(1 - \frac{0,75}{1,65}) = 0,55$ -fache der Gleislast entfällt, so wird nach Zahlentafel 3 $M_v = 0,55 (24,90 + 0,1 \cdot 13,00) = 0,55 \cdot 26,2 = 14,41$ mt; $\varphi M_v = 1,49 \cdot 14,41 = 21,5$ mt.

c) Größte Beanspruchung. Das gewählte I-NP. 42 $\frac{1}{2}$ hat $W_x = 1739$ cm³, daher $\sigma = \frac{(2,01 + 21,5)}{1739} 10^5 = 1360$ kg/cm²; die nur im gedrückten Flansch für den Anschluß der Buckelbleche angebrachten Nietlöcher können bei der Berechnung des wirklich vorhandenen Widerstandsmoments außer Betracht bleiben.

d) Stützdruck. Anschlußniete. $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,75$ t.

$$N_v = \frac{0,55}{3,5} (120 + 0,3 \cdot 75) = 22,4 \text{ t}; \quad \varphi N_v = 40,1 \text{ t};$$

daher $N = 41,85$ t.

Berechnung der Anschlußniete wie in Aufg. 75.

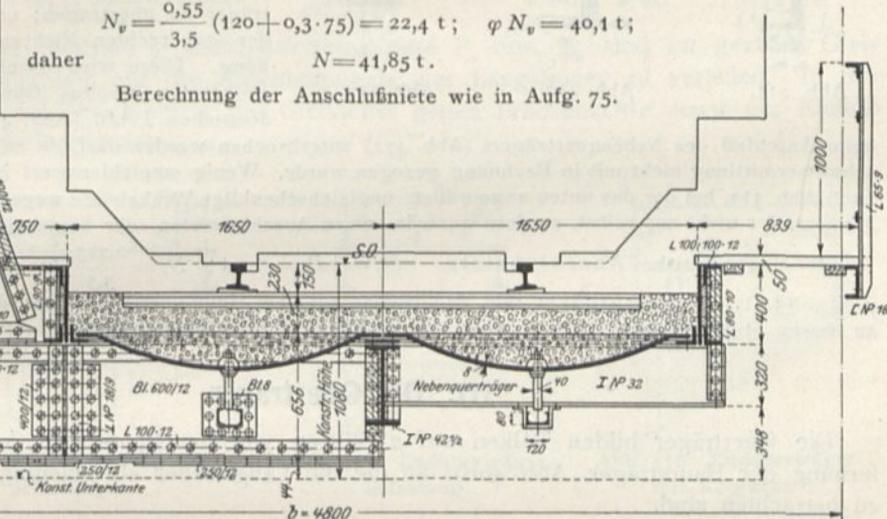


Abb. 408c. Schnitt c-d.

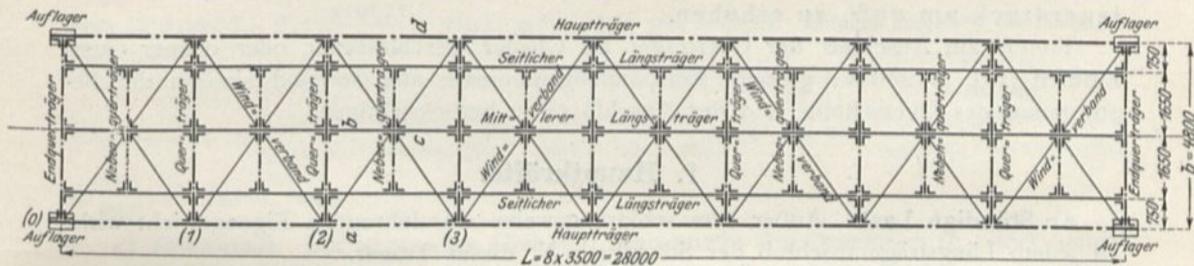


Abb. 408a.

II. Die äußeren Längsträger. $a = 3,5$ m. $\varphi = 1,49$.

a) Ständige Last. In der Mitte wirkt vom Nebenquerträger die Einzellast 0,55 t (vgl. Aufg. 79), ferner als Dreiecklast vom Buckelblechbelag zweimal je 0,5 t; Eigengewicht und Bohlenbelag des Fußwegs 0,5 t, daher (Abb. 410) $P_0 = 0,55 + 2 \cdot 0,5 + 0,5 = 2,05$ t und

$$M_0 = 0,5 \cdot \frac{3,5}{8} + 0,55 \cdot \frac{3,5}{4} + 0,5 \cdot \frac{1,75}{2} = 1,14 \text{ mt.}$$

b) Verkehrslast. Da auf den äußeren Längsträger das $\frac{0,75}{2 \cdot 1,65} = 0,225$ fache der Gleislast entfällt, so wird $M_v = 0,225 \cdot 26,2 = 5,90$ mt; $\varphi M_v = 1,49 \cdot 5,90 = 8,69$ mt.

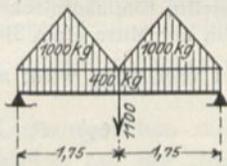


Abb. 409.

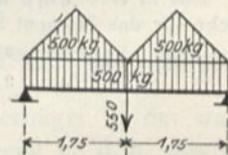


Abb. 410.

c) Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil $\frac{400}{10} + 2 \cdot 100 : 12$ (Abb. 411) hat $J_{\xi} = 17480$ cm⁴ und $J_{\eta} = 480$ cm⁴ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen. Mit $M_{\max} = 1,14 + 8,69 = 9,83$ mt wird $M_{\eta} = 9,83 \cdot \cos 9^{\circ} = 9,71$ mt und $M_{\xi} = 9,83 \cdot \sin 9^{\circ} = 1,54$ mt; daher

$$\sigma = \left(\frac{9,71}{17480} \cdot 21,4 + \frac{1,54}{480} \cdot 7,2 \right) 10^6 = 1420 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } \sigma = \left(\frac{9,71}{17480} \cdot 20,2 + \frac{1,54}{480} \cdot 7,4 \right) 10^6 = 1360 \text{ kg/cm}^2;$$

das geringe Mehr von 20 kg/cm² über die zulässige Grenze $k = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ist unbedenklich, da die vorausgesetzte freie Verschieblichkeit nach den Achsen $\xi - \xi$ und $\eta - \eta$ in der Mitte durch den Anschluß an den Nebenquerträger (Abb. 472) und an den Auflagerpunkten durch den Anschluß an die Hauptträgervertikalen (Abb. 408) verhindert wird.

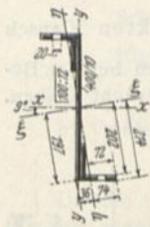


Abb. 411.

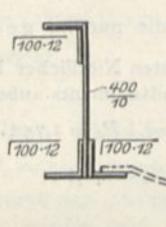


Abb. 412.

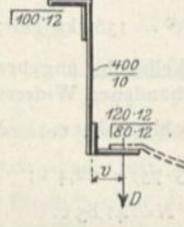


Abb. 413.

beim Anschluß des Nebenquerträgers (Abb. 472) unterbrochen werden darf, da es ja bei der Querschnittsermittlung nicht mit in Rechnung gezogen wurde. Wenig empfehlenswert ist die Anordnung nach Abb. 413, bei der das unten angeordnete ungleichschenklige Winkelblech wegen des vergrößerten Moments Dv nicht nur selbst, sondern auch in seinen Anschlußnieten sehr ungünstig beansprucht ist.

d) Stützdruck. Anschlußniete. $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,0 \text{ t}$; $N_v = \frac{0,225}{3,5} (120 + 0,3 \cdot 75) = 9,16 \text{ t}$; $\varphi N_v = 13,6 \text{ t}$. Der Längsträger ruht unmittelbar auf dem Hauptquerträger auf; die zum Anschluß an dessen Stehblech gewählten 3 Niete von 23 mm ϕ sichern seine lotrechte Lage.

III. Die Querträger.

Die Querträger bilden Balken auf 2 Stützen von der Spannweite b (= Achsenentfernung der Hauptträger, Abb. 400), an die die Längsträger als gelenkig angeschlossen zu betrachten sind.

Bei der Berechnung der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete an den Hauptträger ist der unter Berücksichtigung der Stoßzahl φ ermittelte Auflagerdruck um 20%₀ zu erhöhen.

Treten am Anschluß der Querträger als Glieder geschlossener oder offener Querrahmen (vgl. IV und V) größere Einspannungsmomente auf, so sind sie bei der Bestimmung des Querschnitts und der Anschlüsse zu berücksichtigen.

1. Hauptkräfte.

a) **Ständige Last.** Außer dem schätzungsweise einzuführenden Eigengewicht wirkt an jedem Längsträgeranschluß der Stützdruck N_0 dieser Träger.

b) **Verkehrslast.** Der auf einen Zwischenträger entfallende Gesamtdruck P_v der Achslasten berechnet sich nach Abb. 414 zu

$$P_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$$

Das in Abb. 414b dargestellte Einflußdreieck für P_v von der Höhe 1 stimmt mit der Einflußfläche für das Moment M_{\max} in der Mitte eines Balkens von der Spannweite $L = 2a$ überein, wenn deren Höhe von $\frac{L}{4} = \frac{a}{2}$ auf 1 vermindert wird; man erhält daher auch

$$6) \quad P_v = \frac{2 M_{\max}}{a},$$

wobei M_{\max} der Zahlentafel 3 zu entnehmen ist. Beispielsweise wird für $a = 3,2 \text{ m}$ ($L = 6,4 \text{ m}$) für Lastenzug $\frac{N}{G} : M_{\max} = \frac{72,70 + 0,4 \cdot 26,05}{55,70 + 0,4 \cdot 20,80} = \frac{83,1}{64,0} \text{ mt}$, daher $P_v = \frac{2 \cdot 83,1 : 3,2}{2 \cdot 64,0 : 3,2} = \frac{51,9}{40,0} \text{ t}$.

Der auf den Endquerträger entfallende Gesamtdruck \mathfrak{P}_v der Achslasten berechnet sich nach Abb. 415 zu

$$\mathfrak{P}_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$$

Das in Abb. 415 b dargestellte Einflußdreieck für \mathfrak{P}_v stimmt mit der Einflußfläche für die Querkraft Q_x am Auflager eines Balkens von der Spannweite $L = a$ überein, so daß \mathfrak{P}_v mit Hilfe der Zahlentafel 5 berechnet werden kann. Beispielsweise wird für $a = 3,2$ m für den Lastenzug $\frac{N}{G} : \mathfrak{P}_v a$

$$= \frac{120}{30 + 1,7 \cdot 40} = \frac{120,0}{98,0} \text{ mt, daher } \mathfrak{P}_v = \frac{120,0 : 3,2}{98,0 : 3,2} = \frac{37,5}{30,6} \text{ t.}$$

Schließt sich am Endquerträger noch ein Kragarm nach Abb. 416 an, so hat man den Wert $\mathfrak{P}_v a$ für die Länge a der Zahlentafel 5 zu entnehmen.

Beispielsweise wird für $a = 3,5$ m, $a = 3,8$ m für den Lastenzug N : $\mathfrak{P}_v a = 120,0 + 0,6 \cdot 75,0 = 165,0$ mt; daher $\mathfrak{P}_v = \frac{165,0}{3,5} = 47,8$ t.

Die mit der Stoßzahl φ multiplizierten Kräfte P_v bzw. \mathfrak{P}_v sind im geraden Gleis nach dem Hebelgesetz auf die Anschlußpunkte der Längsträger zu verteilen. In der Krümmung ist die Verschiebung der Gleisachse gegen Brückenachse sowie der Einfluß der Fliehkraft zu berücksichtigen.

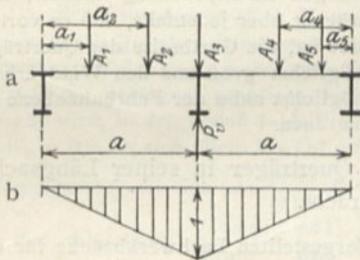


Abb. 414. Zwischenquerträgerbelastung.

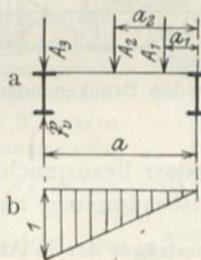


Abb. 415. Endquerträgerbelastung.

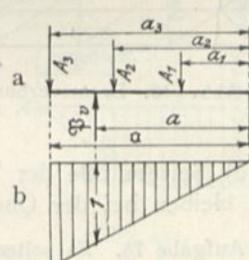


Abb. 416. Endquerträger mit Kragarm.

Beispielsweise ergibt sich bei der in Abb. 407 dargestellten Brücke für den Querträger in Brückenmitte nach Aufg. 76 die mittlere Verschiebung $e = 136$ mm; mit $a = 3,5$ m ($L = 7,0$ m) wird nach Zahlentafel 3: $P_v = \frac{2 \cdot 98,75}{3,5} = 56,4$ t; $\varphi P_v = 1,61 \cdot 56,4 = 90,8$ t. Mit den Angaben der Aufg. 76

ergibt sich dann die Querträgerbelastung unter Berücksichtigung der Fliehkraft am

	äußeren	Längs-
	inneren

trägeranschluß zu $\frac{0,562 \cdot 90,8 + 0,023 \cdot 56,4}{0,438 \cdot 90,8 - 0,023 \cdot 56,4} = \frac{51,0 + 1,3}{39,8 - 1,3} = \frac{52,3}{38,5}$ t für v_{\max} bzw. $\frac{0,562 \cdot 90,8 + 0,006 \cdot 56,4}{0,438 \cdot 90,8 - 0,006 \cdot 56,4} = \frac{51,3}{39,5}$ t für $v_m = \frac{1}{2} v_{\max}$.

c) **Fliehkraft.** Die wagerechte Fliehkraft beansprucht den Querträger in seiner Längsachse und darf bei der Querschnittsbestimmung außer Betracht bleiben.

2. Wind- und Zusatzkräfte.

a) **Winddruck:** er beansprucht den Querträger in seiner Längsachse; sein Einfluß auf die Querschnittsabmessungen ist gering und durch die bei seiner Berücksichtigung höher gehaltene zulässige Beanspruchung hinreichend ausgeglichen.

Über die Beanspruchung der Querträger als Glieder der Wind- und Querverbände vgl. unter IV und V.

b) **Bremskraft und Anfahrwiderstand** beanspruchen die Querträger in der wagerechten Ebene auf Biegung; ihr Einfluß wächst mit der Spannweite b , d. h. mit der Breite der Brücke, und muß bei Brücken mit Querschwellenoberbau in geneigten Strecken und vor Bahnhöfen stets, im übrigen bei $\frac{\text{ein}}{\text{zwei}}$ gleisigen Brücken von etwa $L = \frac{30}{20}$ m an durch Anordnung eines besonderen vollwandigen oder fachwerkförmig gegliederten Bremsverbandes berücksichtigt werden, der zweckmäßig in den Windverband

eingeschaltet und bei Brücken ohne (Abb. 417) längerverschieblicher Unterbrechung der Fahr- mit (Abb. 418) angedeutet, um die Längsträgeranschlüsse tun- lichst von Zusatzspannungen frei- zuhalten.

Abb. 417. Bremsverband in Brückenmitte.

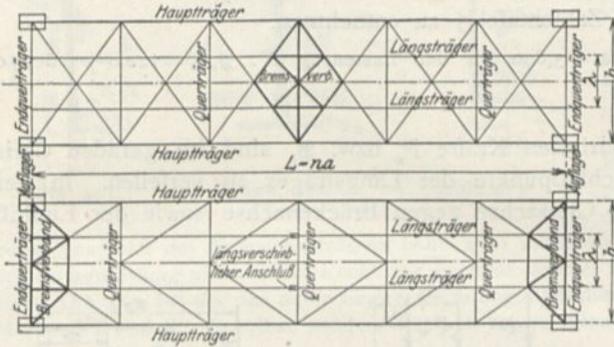


Abb. 418. Bremsverband an beiden Brückenden.

Bei in der Wagerechten liegenden ein- gleisigen Brücken von $L < \frac{30}{20}$ m genügt in der Regel der wagerechte Biegungswiderstand der gesamten Quer- träger zur Aufnahme der Bremskraft und des Anfahrwiderstandes, da für die seltenen Fälle, wo ein Eisenbahnzug gerade auf der Brücke bremsen oder anfahren muß, eine Erhöhung der zu- lässigen Beanspruchung eintritt; man erkennt aber jedenfalls, daß es vorteil- haft ist, die Gurtbreite der Querträger möglichst groß und den Windverband möglichst nahe der Fahrbahnebene an- zuordnen.

c) **Seitenstöße** der Verkehrslast beanspruchen den Querträger in seiner Längsachse und bleiben bei der Querschnittsbestimmung außer Betracht.

Aufgabe 78. Es sollen die Querträger der in Abb. 406 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug G berechnet werden.

Auflösung. I. Die Zwischenquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m. $\varphi = 1,60$.

1. Hauptkräfte. a) Ständige Last. An jedem Längsträgeranschluß (Abb. 419) wirkt nach Aufg. 75 die Einzellast 2,1 t; Eigengewicht 1,0 t; daher $P_0 = 2 \cdot 2,1 + 1,0 = 5,2$ t und $M_0 = 2,1 \cdot 1,45 + \frac{1}{8} \cdot 1,0 \cdot 4,8 = 3,05 + 0,60 = 3,65$ mt.

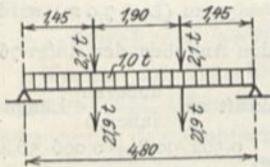


Abb. 419.

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 3 und Gl. 69) wirkt an jedem Längsträgeranschluß $P_v = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot 76,5}{3,5} = \frac{43,8}{2}$ t, daher $M_v = 21,9 \cdot 1,45 = 31,76$ mt; $\varphi M_v = 1,60 \cdot 31,76 = 50,8$ mt.

2. Zusatzkräfte. Bremskraft. Die beiden auf der Brücke ($L = 28,0$ m) befindlichen 2 Tenderlokomotiven von je 90 t Dienstgewicht und 2 Güter- wagenachsen von je 12 t erzeugen die Bremskraft $H_b = \frac{1}{7} \cdot (2 \cdot 90 + 12) = 27,4$ t; da diese auf alle 9 Querträger zu gleichen Teilen verteilt werden darf, ergibt sich das Moment in der wagerechten Ebene zu $M_b = \frac{1}{9} \cdot \frac{27,4}{2} \cdot 1,45 = 2,21$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte I-Diff. 50 B hat $W_x = 4451$ cm³ und $W_y = 781$ cm³; daher

$$\sigma = \left(\frac{3,65 + 50,8}{4451} \right) 10^5 = 1230 \text{ (zul. 1400) kg/cm}^2 \text{ ohne } \left. \vphantom{\sigma} \right\} \text{ Berücksichtigung der Zusatzkräfte.}$$

$$\sigma = 1230 + \frac{2,21}{781} 10^5 = 1560 \text{ (zul. 1600) kg/cm}^2 \text{ mit}$$

4. Stützdruck. Anschlußniete. $N_0 = 2,6$ t; $N_v = 21,9$ t; $\varphi N_v = 35,0$ t; daher $N = 37,6$ t; hierzu für die Berechnung der Anschlußniete 20% ergibt $N_{\max} = 1,2 \cdot 37,6 = 45,1$ t. Gewählt sind 4 doppelschnittige Niete von 26 mm ϕ mit $F_x = 0,8 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 5,31 = 34,0$ cm² und $F_l = 2 \cdot 4 \cdot 2,6 \cdot 1,94 = 40,4$ cm²; daher $\sigma_s = \frac{45 \cdot 100}{34,0} = 1330$ kg/cm² und $\sigma_l = \frac{45 \cdot 100}{40,4} = 1120$ kg/cm².

II. Die Endquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m. $a = 3,8$ m (Abb. 416). $\lambda = 1,9$ m. $\varphi = 1,60$.

1. Hauptkräfte. a) Ständige Last. Der Übergang vom Endquerträger zum Widerlager wird durch einen Kragträger (Abb. 416 und 451) vermittelt; um dessen Belastung Rechnung zu tragen, ist die Belastungsbreite $a/2$ um 0,3 bis 0,6 m zu vergrößern; hier ist $a_1 = 3,5/2 + 0,45$

= 2,2 m gewählt; daher wirkt an jedem Längsträgeranschluß nach Aufg. 75 die Einzellast $2,1 \cdot \frac{2,2}{3,5}$ = 1,4 t; Eigengewicht 0,9 t; daher die Gesamtlast $P_0 = 2 \cdot 1,4 + 0,9 = 3,7$ t und $M_0 = 1,4 \cdot 1,45 + 0,9 \cdot \frac{4,8}{8} = 2,03 + 0,72 = 2,75$ mt.

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 5 wird $\mathfrak{P}_v a = 81 + 0,8 \cdot 54 = 124,2$ mt; $\mathfrak{P}_v = \frac{124,2}{3,5} = 35,5$ t; daher $M_v = \frac{35,5}{2} \cdot 1,45 = 25,79$ mt; $\varphi M_v = 41,3$ mt.

2. Zusatzkräfte. Bremskraft. Wie beim Zwischenquerträger wird $M_b = 2,21$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil $\text{H-Diff. } 42\frac{1}{2}\text{ B} + \frac{250}{10}$ (Abb. 420) hat $W_x = 3450$ cm³ und $W_y = 740$ cm³ bei Nietabzug; daher

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \left(\frac{2,75 + 41,3}{3450} \right) 10^5 = 1280 \text{ (zul. 1400) kg/cm}^2 \text{ ohne} \\ \sigma &= 1280 + \frac{2,21}{740} 10^5 = 1580 \text{ (zul. 1600) kg/cm}^2 \text{ mit} \end{aligned} \right\} \text{ Berücksichtigung der Zusatzkräfte.}$$

Da die Linie der größten Momente hinreichend genau als durch gerade Linien nach Abb. 421 begrenzt angenommen werden darf, wobei nur für das Eigengewicht von 0,9 t ein geringer, praktisch bedeutungsloser Fehler gemacht wird, so folgt, daß $\text{H-Diff. } 42\frac{1}{2}\text{ B}$ mit $W_x = 3210$ und $W_y = 670$ für sich allein bis auf eine Entfernung x vom Auflager genügt, die sich (da $\frac{44,05}{3210} \cdot 10^5 = 1370 < 1400$ ist)

aus der Gleichung $\left(\frac{44,05}{3210} + \frac{2,21}{670} \right) 10^5 \frac{x}{1,45} = 1600$ zu

$x = \frac{1600 \cdot 1,45}{1370 + 330} = 1,36$ m berechnet. Zum Anschluß der Lamelle $\frac{200}{10}$ mit $(25,0 - 2 \cdot 2,3) 1,0 = 20,4$ cm² nutzbarer Fläche dienen 7 einschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 7 \cdot 4,15 = 23,2$ cm² Scherfläche; um die für die Anordnung dieser 7 Niete erforderliche Länge muß die Lamelle beiderseits über die Strecke $x = 1,30$ m hinaus näher an die Auflager herangeführt werden.

4. Stützdruck. Nietteilung. Anschlußniete. $N_0 = 1,85$ t; $N_v = \frac{1}{2} \cdot 35,5 = 17,75$ t; $\varphi N_v = 28,4$ t; daher $N = 1,85 + 28,4 = 30,3$ t. Das Trägheitsmoment des Querschnitts (Abb. 420) berechnet sich ohne Nietabzug zu $J_x = 91900$ cm⁴, das statische Moment einer Lamelle zu $S = 25,0 \cdot 21,75 = 544$ cm³; daher nach Gl. 28), in der hier für k_s nur der Wert $0,8k$ einzuführen ist, die kleinste Nietteilung $t_{\min} = 2 \frac{0,8 \cdot 4,15 \cdot 1400}{30300} \cdot \frac{91900}{544} = 51$ cm, da man, wiederum von dem geringen Einfluß des Eigengewichts abgesehen, die vertikale Querkraft als auf der Strecke AB (Abb. 421) gleichbleibend voraussetzen darf

Zur Berechnung des Nietanschlusses ist $N_{\max} = 1,2 \cdot 30,3 = 36,4$ t einzuführen; Berechnung der Spannungen wie beim Zwischenquerträger.

Aufgabe 79. Es sollen die Querträger der in Abb. 408 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug N berechnet werden. Wind- und Zusatzkräfte kommen mit Rücksicht auf den durchlaufenden Buckelblechbelag nicht in Betracht.

Auflösung. I. Die Nebenquerträger. $b_1 = 1,65$ m. $a_1 = \frac{1}{2} a = 1,75$ m. $\varphi = 1,49$.

a) Ständige Last. Auf ein Feld von $1,65 \cdot 1,75$ m² Grundfläche (Abb. 422) entfällt bei 160 mm Pfeilhöhe der Buckelbleche die Schotterlast $1,65 \cdot 1,75 (0,23 + \frac{1}{2} \cdot 0,16) 2,0 = 1,8$ t; Buckelblech, Schienen und Schwellen rd. 0,2 t; daher insgesamt 2,0 t. Auf den Nebenquerträger entfällt von den beiden ihm benachbarten Feldern je $\frac{1}{4}$ der Feldlast, insgesamt also $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t als Dreieckslast; Eigengewicht 0,1 t. Daher die Gesamtlast $P_0 = 1,0 + 0,1 = 1,1$ t und $M_0 = 0,1 \frac{1,65}{8} + 1,0 \frac{1,65}{6} = 0,30$ mt.

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 3 und Gl. 69) wird $P_v = \frac{2(24,90 + 0,1 \cdot 13,0)}{1,75} = 30,0$ t; hier- von entfällt auf den Nebenquerträger die Hälfte mit 15,0 t; daher (Abb. 422) $M_v = 15,0 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,90}{1,65} = 6,14$ mt. $\varphi M_v = 9,15$ mt.

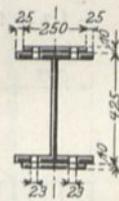


Abb. 420.

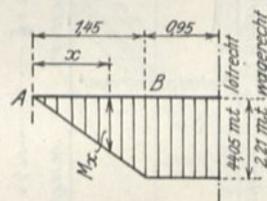


Abb. 421.

c) Größte Beanspruchung. Das gewählte I-NP. 32 hat $W = 781 \text{ cm}^3$; daher $\sigma = \frac{0,30 + 9,15}{781} 10^5 = 1210$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

d) Stützdruck. Anschlußniete. $N_0 = \frac{1}{2} \cdot 1,1 = 0,55 \text{ t}$; $N_v = 15,0 \cdot \frac{0,9}{1,65} = 8,18 \text{ t}$; $\varphi N_v = 12,2 \text{ t}$; daher insgesamt $N = 12,8 \text{ t}$; hierzu für die Berechnung der Anschlußniete 20% ergibt $N_{\max} = 15,4 \text{ t}$. Gewählt sind (Abb. 472) 4 doppelschnittige Niete von 20 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 3,14 = 20,1 \text{ cm}^2$ und $F_l = 2 \cdot 4 \cdot 2,0 \cdot 1,15 = 18,4 \text{ cm}^2$; daher $\sigma_s = \frac{15000}{20,1} = 770 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_l = \frac{15400}{18,4} = 840 \text{ kg/cm}^2$.

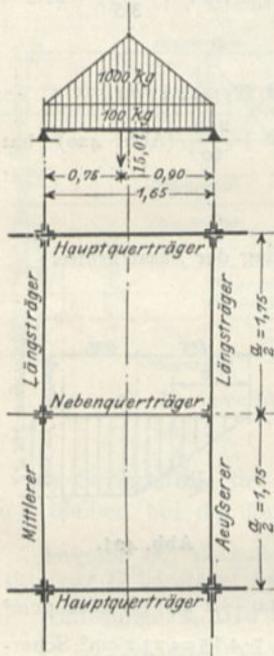


Abb. 422.

II. Die Hauptquerträger. $b = 4,8 \text{ m}$. $a = 3,5 \text{ m}$. $\varphi = 1,49$.
 a) Ständige Last. Vom mittleren Längsträger wird nach Aufgabe 77 die Einzellast $\frac{3,5}{2,05} \text{ t}$ übertragen (Abb. 423); vom Buckelblechbelag wirkt zweimal die Dreiecklast $1,0 \text{ t}$; Eigengewicht $1,2 \text{ t}$ ($\frac{1,2}{4,8} = 0,25 \text{ t/m}$). Daher die Gesamtlast $P_0 = 3,5 + 2 \cdot 2,05 + 2 \cdot 1,0 + 1,2 = 10,8 \text{ t}$ und das Moment in

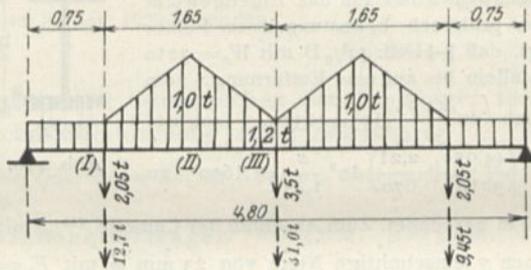


Abb. 423.

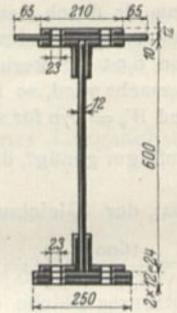


Abb. 424.

Punkt I: $M_{0I} = \frac{1}{2} (10,8 \cdot 0,75 - 0,25 \cdot 0,75^2) = 3,98 \text{ mt}$.
 Punkt II: $M_{0II} = \frac{1}{2} (10,8 \cdot 1,575 - 0,25 \cdot 1,575^2) - 2,05 \cdot 0,825 - \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 0,825 = 6,37 \text{ mt}$.
 Punkt III: $M_{0III} = \frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 4,8 + \frac{1}{8} \cdot 1,2 \cdot 4,8 + 2,05 \cdot 0,75 + 1,0 \cdot 1,575 = 8,03 \text{ mt}$.

b) Verkehrslast. Von der Gesamtlast $P_v = \frac{2 \cdot 98,75}{3,5} = 56,4 \text{ t}$ überträgt der mittlere Längsträger (nach Aufg. 77) $\frac{0,55 \cdot 56,4}{0,225 \cdot 56,4} = \frac{31,0}{12,7} \text{ t}$; daher die Momente $M_{vI} = \frac{1}{2} \cdot 56,4 \cdot 0,75 = 21,15 \text{ mt}$; $\varphi M_{vI} = 31,5 \text{ mt}$; $M_{vII} = \frac{1}{2} \cdot 56,4 \cdot 1,575 - 12,7 \cdot 0,825 = 33,94 \text{ mt}$; $\varphi M_{vII} = 50,6 \text{ mt}$; $M_{vIII} = \frac{1}{2} \cdot 56,4 \cdot 2,4 - 12,7 \cdot 1,65 = 46,73 \text{ mt}$; $\varphi M_{vIII} = 69,6 \text{ mt}$.

c) Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil (Abb. 424) $\frac{600}{12} + 4 \sqrt{100 \cdot 14} + 1 \frac{340}{12} + 1 \frac{210}{10} + 2 \frac{250}{12}$ hat unter Berücksichtigung der Nietverschwächung $W_0 = 2710 \text{ cm}^3$, $W_1 = 4300 \text{ cm}^3$, $W_2 = 5600 \text{ cm}^3$; daher $\sigma_I = \frac{3,98 + 31,5}{2710} 10^5 = 1310 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{II} = \frac{6,37 + 50,6}{4300} 10^5 = 1330 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{III} = \frac{8,03 + 69,6}{5600} 10^5 = 1390$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

Zum Anschluß der Lamelle $\frac{250}{12}$ mit $(25,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 24,5 \text{ cm}^2$ nutzbarer Fläche sind 8 einschneittige Niete von 23 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 4,15 = 26,6 \text{ cm}^2$, für den Anschluß der Lamelle $\frac{210}{340} \frac{10}{12}$ mit $\frac{16,4}{35,3} \text{ cm}^2$ Nutzfläche sind $\frac{5}{11}$ Niete von 23 mm ϕ mit $F_s = \frac{16,6}{36,5} \text{ cm}^2$ gewählt.

d) Stützdruck. Nietteilung. Anschlußniete. $N_0 = 5,4 \text{ t}$; $N_v = 28,2 \text{ t}$; $\varphi N_v = 42,0 \text{ t}$; daher $N = 47,4 \text{ t}$. Hiermit berechnet sich die Nietteilung entsprechend Aufg. 8. Für die Berechnung des Anschlusses wird $N_{\max} = 1,2 \cdot 47,4 = 56,9 \text{ t}$. Gewählt sind 8 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 4,15 = 53,2 \text{ cm}^2$ und $F_l = 2 \cdot 8 \cdot 2,3 \cdot 1,2 = 44,2 \text{ cm}^2$; daher $\sigma_s = \frac{56900}{53,2} = 1070 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_l = \frac{56900}{44,2} = 1290 \text{ kg/cm}^2$.

Aufgabe 80. Bei der in Abb. 425 dargestellten Fachwerkbrücke ist in der Ebene der Vertikalen (2)—(II) ein Querverband mit in den Knotenpunkten (II), der Hauptträger gelenkig angeschlossenem Querriegel nach Abb. 426 angebracht. Es soll für den Lastenzug G untersucht werden, welchen Einfluß der Querriegel auf die Biegemomente des Querträgers hat. $\varphi = 1,59$. Als positiv sollen diejenigen Momente eingeführt werden, die an den Außenkanten der Rahmenstäbe Zugspannungen erzeugen.

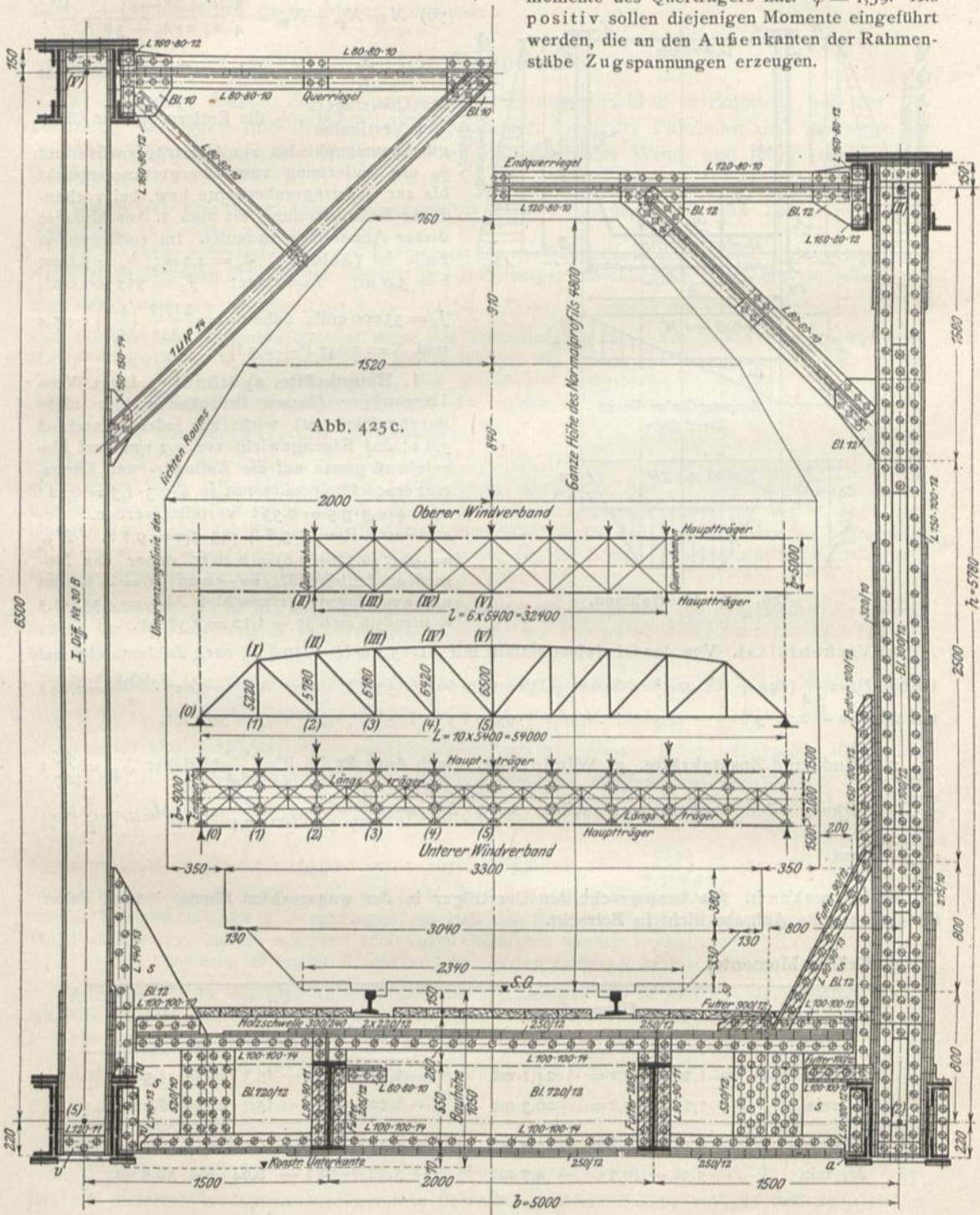


Abb. 425 a. Querschnitt in Mitte.

Abb. 425 b. Querschnitt (2)—(II).

Auflösung. Der Querrahmen ist in bezug auf die Druckkraft X im Querriegel einfach statisch unbestimmt. Vernachlässigt man die Formänderungsarbeit der Längskräfte, so ergibt sich mit

$$\nu = \frac{J_u}{J_0} \left(\frac{h_0}{h_u} \right)^2 \text{ für die in Abb. 426 angegebenen Belastungen der Wert}$$

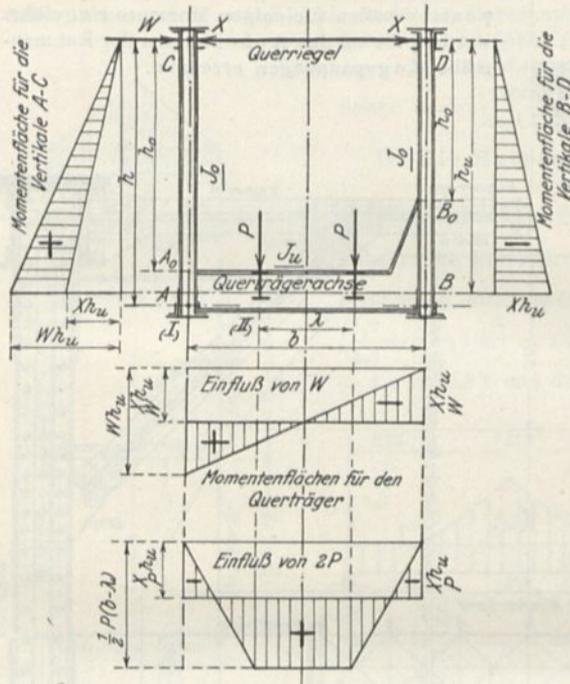


Abb. 426. Querrahmen.

$$70) X = X_P + X_W = \frac{3}{4} \frac{P}{h_u} \frac{b^2 - \lambda^2}{2\nu h_0 + 3b} + \frac{W}{2},$$

wobei $\frac{J_u}{J_0}$ das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers, h_u die Entfernung vom Obergurtknotenpunkt bis zur Querträgerachse und h_0 die Entfernung vom Obergurtknotenpunkt bis zur Querträgeroberkante bzw. bei vorhandener Eckaussteifung bis zum 1. Anschlußniet dieser Aussteifung bedeutet. Im vorliegenden Falle ist (Abb. 425) $h_0 = 4,2$ m; $h_u = 5,6$ m; $b = 5,0$ m; $\lambda = 2,0$ m; $J_u = 317700$ cm⁴; $J_0 = 33000$ cm⁴; daher $\nu = \frac{317,7}{33} \left(\frac{4,2}{5,6} \right)^2 = 5,4$ und $X = 0,047 \cdot P + 0,5 W$.

1. Hauptkräfte. a) Ständige Last. Vom Längsträger (dessen Berechnung hier nicht durchgeführt ist) wirkt an jedem Anschluß 3,8 t; das Eigengewicht von 0,3 t/m darf hinreichend genau auf die Auflager- und Längsträgeranschlußpunkte mit je $\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 0,22$ t und $\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 3,5 = 0,53$ t verteilt werden. Gesamtlast $P_0 = 2 \cdot 3,8 + 0,3 \cdot 5,0 = 9,1$ t. $X_{P_0} = 0,047 (0,53 + 3,8) = 0,20$ t; daher das Moment am Auflager $M_{0I} = -0,20 \cdot 5,6 = -1,12$ mt und am Längsträgeranschluß $M_{0II} = 4,33 \cdot 1,5 - 0,20 \cdot 5,6 = 6,50 - 1,12 = 5,38$ mt.

b) Verkehrslast. Von der Gleislast entfällt mit $a = 5,4$ m ($L = 10,8$ m) nach Zahlentafel 3 und Gl. 69) $P_v = \frac{2}{5,4} (144 + 0,8 \cdot 22,5) = 60,0$ t; $q P_v = 1,59 \cdot 60,0 = 95,4$ t; daher $X_{P_v} = 0,047 \cdot \frac{95,4}{2} = 2,24$ t und $M_{vI} = -2,24 \cdot 5,6 = -12,5$ mt; $M_{vII} = \frac{1}{2} \cdot 95,4 \cdot 1,5 - 12,5 = 71,6 - 12,5 = 59,1$ mt.

2. Wind- und Zusatzkräfte. a) Winddruck. Nach Aufg. 87 ist $W = \frac{9,0}{5,4}$ t, daher $X_W = \frac{4,5}{2,7}$ t ohne Wirkung der Verkehrslast; daher wird $M_{wI} = \pm \frac{4,5 \cdot 5,6}{2,7 \cdot 5,6} = \pm \frac{25,2}{15,1}$ mt; $M_{wII} = \frac{2}{5} M_{wI} = \pm \frac{10,1}{6,04}$ mt.

b) Bremskraft. Sie beansprucht den Querträger in der wagerechten Ebene, kommt daher für die gestellte Aufgabe nicht in Betracht.

3. Größte Momente.

	Ohne	Mit
	Einwirkung der Verkehrslast	
M_I max	$-1,12 + 25,2 = +24,1$ mt	$-1,12 - 12,5 + 15,1 = +1,5$ mt
M_I min	$-1,12 - 25,2 = -26,3$ mt	$-1,12 - 12,5 - 15,1 = -28,7$ mt
M_{II} max	$+5,38 + 10,1 = +15,5$ mt	$+5,38 + 59,1 + 6,04 = +70,5$ mt
M_{II} min	$+5,38 - 10,1 = -4,7$ mt	$+5,38 + 59,1 - 6,04 = +58,5$ mt

IV. Die Hauptträger.

Die Hauptträger werden als Balken- oder Bogenträger ausgebildet; ihre Stützweite ist nach Möglichkeit auf ganze Meter abzurunden.

1. Die Hauptkräfte.

a) **Ständige Last.** Zu der an jedem Querträgeranschluß wirkenden, aus der Berechnung der Quer- und Fußwegträger bekannten Last der Fahrbahn und Fußwege ist noch das Eigengewicht der Hauptträger einschließlich der Wind- und Querverbände hinzuzufügen.

Stehen zur Ermittlung dieses Eigengewichts keine Erfahrungszahlen oder Zahlentafeln¹⁾ zur Verfügung, so verfährt man wie folgt:

Zu der bekannten Fahrbahn- und Fußweglast P_0' am Querträgeranschluß macht man schätzungsweise einen Zuschlag P_0'' für das Gewicht der Hauptträger einschließlich Wind- und Querverbände; man erhält dann die ständige Last $p_0 = \frac{1}{a}(P_0' + P_0'') = \frac{P_0}{a}$, wenn a die Querträgerentfernung ist, und das durch sie erzeugte Moment unter der Voraussetzung eines auf 2 Stützen gelagerten Hauptträgers zu $M_0 = \frac{1}{8} p_0 L^2$; das größte Moment M_v infolge der Verkehrslast ergibt sich aus Zahlentafel 3. Aus $M_{\max} = M_0 + \varphi M_v$, der gegebenen Trägerhöhe h , die bei Blechträgern $= 0,9 \times$ Stehblechhöhe einzuführen ist, und der zulässigen Beanspruchung k ergibt sich der in Brückenmitte erforderliche größte Gurtquerschnitt F zu $F = \frac{M_{\max}}{h k}$ und daraus, wenn F in cm^2 eingeführt wird, das angenäherte Gewicht der Hauptträger zu $g_0 = 4 F \text{ kg/m}$. Aus $g_0 a$ erhält man einen neuen Wert P_0'' , mit dem man die Rechnung wiederholt, falls er sich von dem zuerst angenommenen wesentlich unterscheidet. Bei Bogenträgern sind die Momente M_0 und M_v nach vorläufiger Ermittlung der Einflußlinie für den Horizontalschub für den Viertelpunkt der Spannweite zu berechnen; die zulässige Beanspruchung k ist um die durch eine Temperaturänderung $t = \pm 35^\circ$ erzeugte Spannung zu vermindern.

Aufgabe 81. Es ist das Eigengewicht der Hauptträger der in Abb. 406 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug N zu berechnen. $L = 28,0 \text{ m}$; $h = 3,5 \text{ m}$; $a = 3,5 \text{ m}$; $k = 1400 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = 1,47$.

Auflösung. Am Querträgeranschluß wirkt von der Fahrbahn (Aufg. 78) 5,2 t, von den Fußwegen 1,0 t; daher $P_0' = 6,2 \text{ t}$; geschätzt wird $P_0'' = 0,8 \text{ t}$, daher $p_0 = \frac{1}{3,5}(6,2 + 0,8) = 2,0 \text{ t/m}$; $M_0 = \frac{1}{8} \cdot 2,0 \cdot 28,0^2 = 196 \text{ mt}$; $M_v = 1345 \text{ mt}$ (Zahlentafel 3); $M_{\max} = 196 + 1,47 \cdot 1345 = 196 + 1977 = 2173 \text{ mt}$; $F = \frac{2173}{3,5 \cdot 1,4} = 440 \text{ cm}^2$; $g_0 = 4 \cdot 440 = 1760 \text{ kg/m}$; daher der verbesserte Wert $P'' = 1,76 \cdot 3,5 = 6,2 \text{ t}$. Mit diesem Wert wird die Rechnung wiederholt und ergibt $p_0 = \frac{1}{3,5}(6,2 + 6,2) = 3,6 \text{ t/m}$; $M_0 = 353 \text{ mt}$; $M_{\max} = 353 + 1977 = 2330 \text{ mt}$; $F = \frac{2330}{3,5 \cdot 1,4} = 480 \text{ cm}^2$; $g_0 = 4 \cdot 480 = 1920 \text{ kg/m}$; folglich $P_0'' = 1,92 \cdot 3,5 = 6,7 \text{ t}$. Die nochmalige Wiederholung der Rechnung ergibt wieder $F = 480 \text{ cm}^2$ und $g_0 = 1920 \text{ kg/m}$, so daß das Gewicht beider Hauptträger einschließlich Wind- und Querverbänden mit rund 1900 kg/m eingeführt werden kann.

Für den Lastenzug G ergibt sich in gleicher Weise $g_0 = 1240 \text{ kg/m}$.

Aufgabe 82. Es soll das Eigengewicht der Hauptträger der in Abb. 427 dargestellten Blechträgerbrücke für den Lastenzug G ermittelt werden. $L = 8,0 \text{ m}$; $h = 0,9 \cdot 1,0 = 0,9 \text{ m}$; $a = 2,0 \text{ m}$; $k = 1400 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = 1,48$.

Auflösung. Die (hier nicht durchgeführte) statische Berechnung des Querträgers liefert $P_0' = 5,2 \text{ t}$; geschätzt wird $P_0'' = 1,8 \text{ t}$, daher $p_0 = \frac{1}{2,0}(5,2 + 1,8) = 3,5 \text{ t/m}$; $M_0 = \frac{1}{8} \cdot 3,5 \cdot 8,0^2 = 28,0 \text{ mt}$; $M_v = 99,0 \text{ mt}$ (Zahlentafel 3); $M_{\max} = 28,0 + 1,49 \cdot 99,0 = 28,0 + 146,5 = 174,5 \text{ mt}$; $F = \frac{174,5}{0,9 \cdot 1,4} = 140 \text{ cm}^2$; $g_0 = 4 \cdot 140 = 560 \text{ kg/m}$; daher der verbesserte Wert $P_0'' = 0,56 \cdot 2,0 = 1,2 \text{ t}$. Die mit diesem Wert erneut durchgeführte Berechnung liefert $F = 137 \text{ cm}^2$, so daß das Gewicht beider Hauptträger zu 560 kg/m eingeführt werden kann.

¹⁾ Z. B. Dircksen-Schaper: Hilfwerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau. Berlin 1913.

Nach der Fertigstellung der Festigkeitsberechnung ist durch eine überschlägliche Gewichts- berechnung die wirkliche ständige Last zu ermitteln; ergibt sie Gesamtspannungen, die die zulässigen Beanspruchungen in den gefährdetsten Teilen um 3% oder mehr überschreiten, so ist die statische Berechnung neu aufzustellen. Auf jeden Fall ist nach Fertigstellung des ganzen Entwurfs die auf Grund der genauen Gewichtsrechnung ermittelte wirkliche ständige Last in der Festigkeitsberechnung anzugeben und der angenommenen gegenüberzustellen.

Bei Fachwerkträgern wird jeder Stab außer durch die Stabkraft selbst noch durch sein eigenes Gewicht auf Biegung beansprucht; diese zusätzlichen Biegungsspannungen brauchen aber nur bei sehr langen Stäben, d. h. bei großen Spannweiten in Rechnung gezogen zu werden.

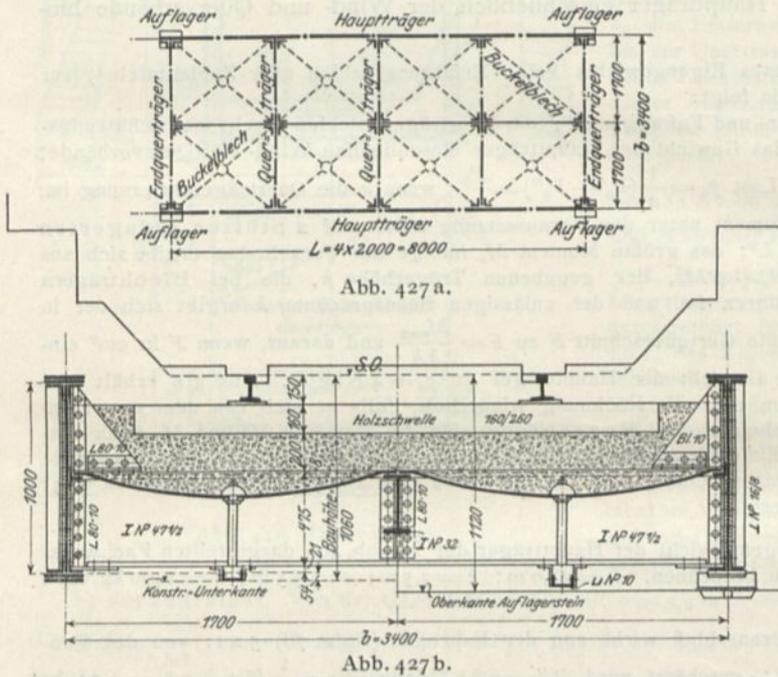


Abb. 427 a.

Abb. 427 b.

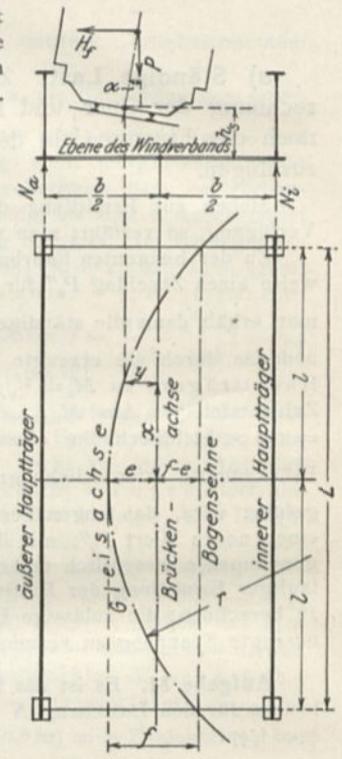


Abb. 428.

Brücke in der Gleiskurve.

b) **Verkehrslast.** Die Verteilung der Gleislast (Zahlentafel 3 bis 5) auf die Hauptträger erfolgt nach folgenden Regeln.

a) Anordnung von **zwei** Hauptträgern für ein Gleis. Liegt das Gleis in einer geraden Linie, so fallen Gleis- und Brückenachse zusammen; jeder Hauptträger erhält die Hälfte der für ein Gleis berechneten Momente und Querkräfte.

Liegt das Gleis in einer Kurve vom Radius r und der Pfeilhöhe f (Abb. 428), so ergeben sich mit der unter I 1c) gemachten Voraussetzung ($\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha = \zeta$, $\cos \alpha = 1$) die Gegendrücke der Hauptträger an der Stelle (xy) zu $N_a = \frac{P}{b} \left(\frac{b}{2} + y + \zeta h_s \right)$ und $N_i = \frac{P}{b} \left(\frac{b}{2} - y - \zeta h_s \right)$, wenn h_s die Höhe von Schienenoberkante bis zur Ebene des Windverbands ist. Die Gleisachse kann auf die Länge L hinreichend genau als Parabel angesehen werden¹⁾, so daß sich mit $P = p dx$ und $y = e - f \frac{x^2}{l^2}$ die Werte $dN_a =$

¹⁾ Für die Brücke Abb. 407 ist $r = 350 \text{ m}$, $f = 280 \text{ mm}$; damit ergeben sich die von der Bogensehne aus gemessenen Ordinaten η

für $x =$	0	3,5	7,5	10,5	14,0	m
beim Kreis	280	263	210	123	0	mm
bei der Parabel	280	262,5	210	122,5	0	

$\frac{p dx}{b} \left(\frac{b}{2} + e - f \frac{x^2}{l^2} + \zeta h_s \right)$ und $dN_i = \frac{p dx}{b} \left(\frac{b}{2} - e + f \frac{x^2}{l^2} - \zeta h_s \right)$ ergeben; durch Integration zwischen den Grenzen $-l$ und $+l$ ergeben sich mit $2pl = \Sigma P =$ Summe aller Gleislasten die Werte

$$71a) N_a = \frac{\Sigma P}{b} \left[\frac{b}{2} + \left(e - \frac{f}{3} \right) + \zeta h_s \right] \quad \text{und} \quad 71b) N_i = \frac{\Sigma P}{b} \left[\frac{b}{2} - \left(e - \frac{f}{3} \right) - \zeta h_s \right],$$

wobei in der Gleichung $\frac{71a}{71b}$ für ζ der $\frac{\text{größte}}{\text{kleinste}}$ Wert einzusetzen ist.

Bei **Trogbrücken** wird $e = \frac{f}{3}$ gewählt, so daß $N_a = \Sigma P \left(\frac{1}{2} + \zeta_{\max} \frac{h_s}{b} \right)$ und $N_i = \Sigma P \left(\frac{1}{2} - \zeta_{\max} \frac{h_s}{b} \right)$ wird; da beide Hauptträger die Abmessungen des am stärksten beanspruchten, hier also des äußeren, erhalten, so erhält der Hauptträger

$$\left. \begin{array}{l} \text{von der lotrechten Verkehrslast das } 0,5 \text{ fache} \\ \text{von der Fliehkraft das } \zeta_{\max} \frac{h_s}{b} \text{ fache} \end{array} \right\} \text{ der Gleislast.}$$

Bei **Deckbrücken** wird der Scheitelabstand e so gewählt, daß beide Hauptträger — der äußere für die größte zulässige Zuggeschwindigkeit v_{\max} , der immer für eine zwischen 0 und v_{\max} liegende mittlere Geschwindigkeit v — annähernd gleich stark beansprucht werden.

Eine gleichmäßige Beanspruchung beider Hauptträger läßt sich nicht erzielen, da die aus der Gleichung $N_a = N_i$ oder $\left(e - \frac{f}{3} \right) + \zeta_{\max} h_s = - \left(e - \frac{f}{3} \right) - \zeta h_s$ folgende Bedingung $e = \frac{f}{3} - \frac{h_s}{2} (\zeta_{\max} + \zeta)$ auch für den kleinsten Wert $\zeta = 0$ negative, also praktisch unbrauchbare Werte für e ergibt. Man wird im allgemeinen e und ζ möglichst klein wählen, etwa $e = \frac{f}{4}$ und $\zeta = \frac{1}{10} \zeta_{\max}$ (entsprechend $v = \frac{v_{\max}}{\sqrt{10}}$).

Bei der in Abb. 407 dargestellten Brücke mit $r = 350$ m, $f = 280$ mm, $b = 3,4$ m und $h_s = 3,6$ m ist $e = \frac{f}{2}$ gewählt; daher wird mit $\zeta = \frac{1}{10} \zeta_{\max}$ und $\zeta_{\max} = 0,111$ (Zahlentafel 6) $N_a = \Sigma P (0,5 + 0,014 + 0,117) = 0,631 \Sigma P$ und $N_i = \Sigma P (0,5 - 0,014 - 0,012) = 0,474 \Sigma P$. Wählt man $e = \frac{f}{9}$, so wird $N_a = \Sigma P (0,5 - 0,018 - 0,117) = 0,599 \Sigma P$ und $N_i = \Sigma P (0,5 + 0,018 - 0,012) = 0,506 \Sigma P$; das Weniger bei N_a beträgt 5%, das Mehr bei N_i aber 7%; wählt man endlich $e = \frac{f}{3}$, so wird $N_a = \Sigma P (0,5 + 0,117) = 0,617 \Sigma P$ und $N_i = \Sigma P (0,5 - 0,012) = 0,488 \Sigma P$. Beide Hauptträger erhalten auch hier die Abmessungen des am stärksten beanspruchten.

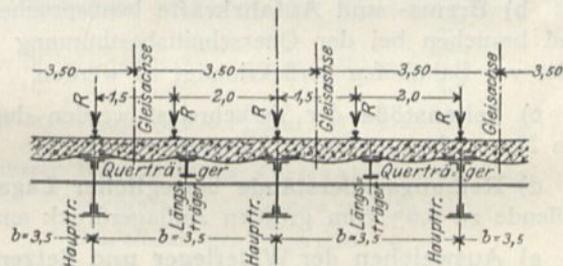


Abb. 429. Anordnung mehrerer Hauptträger.

β) Anordnung mehrerer Hauptträger. Liegt die Fahrbahn oben, so werden bei der Überführung mehrerer Gleise und gleichzeitiger Durchführung des Schotterbetts drei oder mehr Hauptträger angeordnet (Abb. 429), um in der Lage der Gleisachsen, insbesondere auch beim Einbau von Weichen, von der Lage der Hauptträger unabhängig zu sein. In diesem Falle hat man sich bei der Berechnung eines Hauptträgers die Gleisachsen in die ungünstigste Stellung gerückt zu denken, wobei als geringster Abstand der Achsen 3,5 m einzuführen ist.

Beispielsweise würde ein Hauptträger der Abb. 429, in der R die Radlast bedeutet, für die $1 + \frac{2,0 + 1,5}{3,5} = 2$ fache Radlast, d. h. für die volle Gleislast zu berechnen sein. Sämtliche Hauptträger erhalten dieselben Abmessungen.

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Abb. 407a, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Querträgers einzuführen.

c) **Fliehkraft.** Die Beiträge der Fliehkraft zur lotrechten Belastung sind unter b) ermittelt.

d) **Wärmeschwankungen** sind nur bei statisch unbestimmten Hauptträgern in ihrem Einfluß auf die Abmessungen zu berücksichtigen.

2. Wind- und Zusatzkräfte.

a) **Winddruck.** Die Gurtungen der Hauptträger sind fast stets auch die Gurtungen der Windverbände, die Vertikalen bzw. Enddiagonalen gleichzeitig Glieder der Querverbände; die Ermittlung der hierdurch auftretenden Spannkkräfte bzw. Momente ist in V und VI durchgeführt.

Bilden vollwandige Hauptträger die Gurtungen von Windverbänden, so brauchen die durch Winddruck in ihnen erzeugten Spannungen nicht nachgewiesen zu werden.

Die lotrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch den Winddruck braucht nur bei Deckbrücken berücksichtigt zu werden, bei denen nur ein Windverband in der Untergurtebene vorhanden ist (Abb. 407).

Die einzelnen Stäbe eines Fachwerkträgers werden durch den auf sie treffenden Winddruck rechtwinklig zur Trägerebene auf Biegung beansprucht. Diese zusätzlichen Biegungsspannungen werden nur bei langen, breiten Stäben, d. h. bei großen Spannweiten in Rechnung gezogen und erlauben dann eine Erhöhung der sonst zulässigen Beanspruchung; ihre Größe ist bei mehrteiligen Querschnitten, deren einzelne Teile nicht durchlaufend miteinander vernietet sind, durch Vermehrung der Bindbleche und Querrahmen (Abb. 173 u. 174), deren Entfernung hier auch bei Zugstäben nicht über 1,0 bis 1,5 m betragen soll, bzw. durch eine Vergitterung (Abb. 177 u. 178) möglichst gering zu halten.

Die **Standsicherheit** des Überbaus gegen Umkippen durch Wind und andere wagenrechte Kräfte ist im belasteten und unbelasteten Zustand nachzuweisen; ist sie kleiner als 1,5, so muß die Brücke verankert werden.

Bei Brücken mit hochliegender Fahrbahn ist in der Regel für die Standsicherheit gegen Umkippen durch Wind der Fall der ungünstigste, bei dem der Überbau mit leeren Güterwagen 1,0 t/m Gewicht belastet ist.

b) **Brems- und Anfahrkräfte** beanspruchen die Hauptträger in ihrer Längsrichtung und brauchen bei der Querschnittsbestimmung nur bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen berücksichtigt zu werden.

c) **Seitenstöße** der Verkehrslast werden durch den Schlinger- und Windverband in die Hauptträgergurtungen übertragen (vgl. V).

d) **Reibungswiderstände beweglicher Lager.** Die gleitende Reibung ist zu 0,2, die rollende zu 0,03 vom größten Auflagerdruck anzunehmen.

e) **Ausweichen der Widerleger und Setzen der Pfeiler.** Diese Einflüsse sind, wenn sie auf den Spannungszustand der Brücke einwirken, nach den möglichen Maßen zu berechnen und wie Zusatzkräfte zu behandeln.

Aufgabe 83. Es sind die Spannkkräfte der in Abb. 406 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug G zu berechnen. $L = 28,0$ m; $h = 3,5$ m; $a = 3,5$ m; $\varphi = 1,47$.

Auflösung. 1. Hauptkräfte. a) Ständige Last.

Vom Querträger nach (Aufg. 78)	$\frac{1}{2} \cdot 5,2 = 2,6$ t
Fußwegkonsole	$= 0,5$ t
Eigengewicht (nach Aufg. 81)	$\frac{1}{2} \cdot 1,24 \cdot 3,5 = 2,1$ t
Gesamte Knotenlast	$P_0 = 5,2$ t. $N_0 = 4 \cdot 5,2 = 20,8$ t.

Querkräfte:		Momente:					
Feld (3)-(4)	2,6 t	$M_1 =$	18,2 mt	$U_1 = + 18,2$ t	$D_1 = - 18,2 \sqrt{2} = - 25,7$ t	$V_1 = + 5,2$ t	
	+ 5,2	3,5	+ 13,0				
Feld (2)-(3)	7,8 t	$M_2 =$	31,2 mt	$O_2 = - 31,2$ t	$D_2 = + 13,0 \sqrt{2} = + 18,3$ t	$V_2 = 0$	
	+ 5,2	3,5	+ 7,8				
Feld (1)-(2)	13,0 t	$M_3 =$	39,0 mt	$U_3 = + 39,0$ t	$D_3 = - 7,8 \sqrt{2} = - 11,0$ t	$V_3 = + 5,2$ t	
	+ 5,2	3,5	+ 2,6				
Feld (0)-(1)	18,2 t	$M_4 =$	41,6 mt	$O_4 = - 41,6$ t	$D_4 = + 2,6 \sqrt{2} = + 3,7$ t	$V_4 = 0$	
		3,5					

b) Verkehrslast. Für einen Hauptträger wird nach Zahlentafel 5: $N_v = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (3475 + 1,5 \cdot 250) = 68,8$ t; $\varphi N_v = 101,1$ t; nach Zahlentafel 3: $M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 835 = 417,5$ mt; daher nach Zahlentafel 4 mit $\frac{\varphi}{3,5} = 0,42$ für $\frac{x}{L} = 0,125$: $M_x = (0,471 + 0,005 \cdot 3,2) 417,5 = 203,3$ mt; $\varphi U_1 = + 0,42 \cdot 203,3 = + 85,4$ t
 $= 0,250$: $M_x = 0,813 \cdot 417,5 = 339,4$ mt; $\varphi O_2 = - 0,42 \cdot 339,4 = - 142,5$ t
 $= 0,375$: $M_x = (0,974 + 0,005 \cdot 0,7) 417,5 = 408,1$ mt; $\varphi U_3 = + 0,42 \cdot 408,1 = + 171,4$ t
 $= 0,500$: $M_x = 417,5$ mt; $\varphi O_4 = - 0,42 \cdot 417,5 = - 175,4$ t.

Ferner wird mit $\varphi \sqrt{2} = 2,07$ nach Zahlentafel 5 für

$$\begin{aligned}
 26,0 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1 + P_2} = 6,39 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (3130 + 1,0 \cdot 230) - \frac{18,0}{2} \cdot \frac{1,5}{3,5} = 65,9 - 3,8 = 56,2 \text{ t. } \varphi D_{1 \min} = - 2,07 \cdot 56,2 = - 116,3 \text{ t} \right. \\
 22,5 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1 + P_2} = 5,34 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (2250 + 2,0 \cdot 192) - \frac{18,0}{2} \cdot \frac{1,5}{3,5} = 47,1 - 3,8 = 43,3 \text{ t. } \varphi D_{2 \max} = + 2,07 \cdot 43,3 = + 89,6 \text{ t} \right. \\
 19,0 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1 + P_2} = 5,00 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (1440 + 3,0 \cdot 180) - \frac{18,0}{2} \cdot \frac{1,5}{3,5} = 35,4 - 3,8 = 31,6 \text{ t. } \varphi D_{3 \min} = - 2,07 \cdot 31,6 = - 65,4 \text{ t} \right. \\
 14,0 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1} = 7,22 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (750 + 3,0 \cdot 130) = 20,4 \text{ t. } \varphi D_{4 \max} = + 2,07 \cdot 20,4 = + 42,2 \text{ t.} \right. \\
 3,5 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1} = 2 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (30 + 2 \cdot 40) = 2,0 \text{ t. } D_{2 \min} = - 2,07 \cdot 2,0 = - 4,1 \text{ t. } \varphi V_1 = \varphi V_3 = + 1,47 \cdot \frac{43,8}{2} = + 32,2 \text{ t.} \right. \\
 7,0 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1} = 5 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (270 + 1 \cdot 90) = 6,4 \text{ t. } D_{3 \max} = + 2,07 \cdot 6,4 = + 13,2 \text{ t.} \right. \quad (\text{vgl. Aufg. 78}) \\
 10,5 \text{ m} & \left\{ \frac{\Sigma P}{P_1} = 6,1 < 8 \right. \left. Q_x = \frac{1}{2 \cdot 28,0} (585 + 1 \cdot 110) = 12,4 \text{ t. } D_{4 \min} = - 2,07 \cdot 12,4 = - 25,7 \text{ t. } V_2 = V_4 = 0. \right.
 \end{aligned}$$

2. Zusatzkräfte.

a) Winddruck. Die getroffenen Flächen berechnen sich schätzungsweise (vgl. Zahlentafel 7)

wie folgt:

Obergurt	$2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,26 = 0,39$ m ² /m
Untergurt	$2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,30 = 0,45$ "
Diagonalen	$2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,20 \sqrt{2} = 0,42$ "
Vertikale	$2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,20 \frac{3,5}{3,5} = 0,30$ "
Knotenbleche rund	$= 0,44$ "
Fahrbahnband	$\frac{3}{4} \cdot 0,80 = 0,60$ "
	<u>2,60 m²/m</u>

$$w_0 = 0,15 \cdot 2,60 = 0,39 \text{ t/m}$$

$$\text{Verkehrsband } 3,5 \text{ m}^2/\text{m.}$$

$$w_v = 0,15 \cdot 3,5 = 0,53 \text{ t/m.}$$

$$w_0 + w_v = 0,92 \text{ t/m.}$$

$$M_{\max} = 0,92 \cdot \frac{28,0^2}{8} = 90,2 \text{ mt.}$$

Daher nach Zahlentafel 2:

$$\begin{aligned}
 \frac{x}{L} = 0,125: M_x = 0,437 \cdot 90,2 = 38,8 \text{ mt. } U_1 = + \frac{38,8}{4,8} = + 8,1 \text{ t.} \\
 = 0,250: M_x = 0,750 \cdot 90,2 = 67,7 \text{ mt. } U_3' = + \frac{67,7}{4,8} = + 14,1 \text{ t.} \\
 = 0,375: M_x = 0,937 \cdot 90,2 = 83,9 \text{ mt. } U_3'' = + \frac{83,9}{4,8} = + 17,5 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

Auf den oberen Endpunkt einer Vertikalen entfällt vom

$$\text{Obergurt} = 0,26 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Diagonalen } 0,20 \sqrt{2} = 0,28 \text{ "}$$

$$\text{Vertikale } 0,20 \frac{3,5}{2 \cdot 3,5} = 0,10 \text{ "}$$

$$\text{Knotenbleche rund} = 0,16 \text{ "}$$

$$\text{insgesamt } 0,80 \text{ m}^2/\text{m.}$$

$$\text{Daher } P_w = 0,15 \cdot 0,80 \cdot 3,5 = 0,42 \text{ t mit}$$

$$\text{bzw. } P_w = 0,25 \cdot 0,80 \cdot 3,5 = 0,70 \text{ t ohne}$$

Berücksichtigung der Verkehrslast.

Daher berechnet sich das Windmoment in der Vertikalen im Abstand 2,0 m vom oberen Knotenpunkt zu $M_w = \pm \frac{0,42 \cdot 2,0}{0,70 \cdot 2,0} = \pm \frac{0,84}{1,40}$ mt mit Berücksichtigung der Verkehrslast.

b) Seitenstöße. $P_s = \frac{1}{5} \cdot 18,0 = 3,6 \text{ t}$. $M_1 = 3,6 \cdot \frac{1 \cdot 7}{8} \cdot 3,5 = 11,0 \text{ mt}$. $U_1 = + \frac{11,0}{4,8} = + 2,3 \text{ t}$
 $M_2 = 3,6 \cdot \frac{2 \cdot 6}{8} \cdot 3,5 = 18,9 \text{ mt}$. $U_2 = + \frac{18,9}{4,8} = + 4,0 \text{ t}$
 $M_3 = 3,6 \cdot \frac{3 \cdot 5}{8} \cdot 3,5 = 23,6 \text{ mt}$. $U_3 = + \frac{23,6}{4,8} = + 4,9 \text{ t}$
 $M_4 = 3,6 \cdot \frac{4 \cdot 4}{8} \cdot 3,5 = 25,2 \text{ mt}$. $U_4 = + \frac{25,2}{4,8} = + 5,3 \text{ t}$.

3. Größte Spannkkräfte. Mit den vorher berechneten Werten ergibt sich nachfolgende Zusammenstellung:

Stab	Obergurt		Untergurt		Diagonalen				Vertikale		
	(I)-(II)	(III)-(IV)	(0)-(2)	(2)-(3)	(0)-(I)	(I)-(2)	(2)-(III)	(III)-(4)	(1)-(I)	(3)-(III)	
Spannkkräfte durch	ständige Last	- 31,2	- 41,6	+ 18,2	+ 39,0	- 25,7	+ 18,3	- 11,0	+ 3,7	+ 5,2	t
	$\varphi \times$ Verkehrslast	- 142,5	- 175,4	+ 85,4	+ 171,4	- 116,3	+ 89,6 - 4,1	+ 13,2 - 65,4	+ 42,2 - 25,7	+ 32,2	t
Hauptkräfte	Zugstäbe S_{\max}			+ 103,6	+ 210,4		+ 107,9	+ 2,2	+ 45,9	+ 37,4	t
	Druckstäbe S_{\min}	- 173,7	- 217,0			- 142,0		- 76,4	- 22,0		t
	Wechselstäbe S_{\max}							77,5	56,9		t
Winddruck			+ 8,1	+ 17,5						$M_w = \pm \begin{matrix} 0,84 \\ 1,40 \end{matrix} \text{ mt}$	t
Seitenstöße			+ 4,0	+ 5,3							t
Haupt- und Zusatzkräfte			+ 115,7	+ 233,2							t

3. Querschnittsbestimmung.

a) Vollwandige Träger. Bei der Berechnung des wirklich vorhandenen Widerstandsmoments sind bei Blechträgern in jeder Gurtung zwei senkrechte Nietlöcher und außerdem 15% der Stehblechstärke abzuziehen; bei der Berechnung der Nietteilung sind dagegen die vollen Querschnitte einzuführen. Die Gurtplatten sind erst an der Stelle voll wirksam, wo sie mit der ihrem nutzbaren Querschnitt entsprechenden Nietanzahl angeschlossen sind; jede Lamelle ist über ihren rechnerischen Endpunkt mit mindestens einem Nietpaar hinauszuführen. An der Stoßstelle eines Querschnittsteils muß das Trägheitsmoment der Decklasche mindestens gleich dem Trägheitsmoment des gestoßenen Teils selbst sein.

Aufgabe 84. Es sollen die Hauptträger der in Abb. 430 dargestellten Blechträgerbrücke für den Lastenzug E berechnet werden. Wind- und Zusatzkräfte kommen mit Rücksicht auf die durchlaufende Eisenbetonabdeckung nicht in Betracht.

Auflösung. $L = 16,0 \text{ m}$; $b = 3,8 \text{ m}$; $\lambda = 1,8 \text{ m}$; $\varphi = 1,45 \text{ m}$.

a) Ständige Last. Die (hier nicht durchgeführte) Berechnung der Fahrbahnträger ergibt den Auflagerdruck des Querträgers und der Konsole zu $p_0 = 7,2 \text{ t}$, d. i. $\frac{7,2}{3,2} = 2,31 \text{ t/m}$; Eigengewicht $0,49 \text{ t/m}$; insgesamt $p_0 = 2,8 \text{ t/m}$. $P_0 = 2,8 \cdot 16,0 = 44,8 \text{ t}$. $M_0 = 44,8 \cdot \frac{16,0}{8} = 89,6 \text{ mt}$.

b) Verkehrslast. Nach Zahlentafel 3 wird $M_v = \frac{1}{2} \cdot 350 = 175,0 \text{ mt}$; $\varphi M_v = 253,8 \text{ mt}$.

c) Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil $\frac{1700}{14} + 4 \sqrt{130 : 12} + 6 \frac{300}{10}$ hat $W_0 = 14000 \text{ cm}^3$, $W_1 = 18100 \text{ cm}^3$, $W_2 = 22100 \text{ cm}^3$ und $W_3 = 26200 \text{ cm}^3$ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen (26 mm ϕ); daher $\sigma = \frac{89,6 + 253,8}{26200} \cdot 10^5 = 1310$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

Mit $W_0 = 0,534 W_3$ | $W_1 = 0,691 W_3$ | $W_2 = 0,843 W_3$ ergibt sich der rechnerische Endpunkt der Lamellen nach Zahlentafel 4 zu

$$x_1 = 0,139 \cdot 16,0 = 2,22 \text{ m} \quad | \quad x_2 = 0,195 \cdot 16,0 = 3,12 \text{ m} \quad | \quad x_3 = 0,266 \cdot 16,0 = 4,26 \text{ m}.$$

Zum Anschluß einer Lamelle $\frac{300}{10}$ mit $F_n = (30,0 - 2 \cdot 26) 1,0 = 24,8 \text{ cm}^2$ dienen 6 einschnittige Niete von 26 mm ϕ mit $F_s = 0,8 \cdot 6 \cdot 5,31 = 25,5 \text{ cm}^2$.

Bei mehrteiligen Druckstäben darf der Schlankheitsgrad der einzelnen Teile nicht größer als der des ganzen Stabes und höchstens gleich 30 sein. Als freie Knicklänge der einzelnen Teile gilt die Länge e (Abb. 168) zwischen den Mitten zweier Bindbleche oder der Knotenpunkte der Vergitterung. Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen oder Bindbleche sind für eine Querkraft zu berechnen, die $2\frac{0}{10}$ der größten Druckkraft des Gesamtstabes beträgt.

Erleidet beispielsweise ein nach Abb. 230 aus $2 \square$ NP. 26 in 180 mm Lichtabstand gebildeter Stab von $s_k = 7,0$ m Knicklänge die Druckkraft $S = -78,0$ t, so wird für den Gesamtquerschnitt $F = 2 \cdot 48,3 = 96,6$ cm²; $J_{min} = 2 \cdot 4823 = 9646$ cm⁴; $i = \sqrt{\frac{9646}{96,6}} = 10$; $\lambda = \frac{700}{10} = 70$; für das einzelne

\square -Eisen wird $f = 48,3$ cm²; $J_{min} = 317$ cm⁴; $i = \sqrt{\frac{317}{48,3}} = 2,5$; daher $e_{max} = 3 \cdot 2,5 = 75$ cm.

γ) Wechselstäbe. Wird der Spannungsberechnung die gedachte Stabkraft $S_{max} = S_{max} + \frac{1}{2} S_{min}$ bzw. $S_{min} + \frac{1}{2} S_{max}$ (je nachdem $S_{max} \geq S_{min}$ ist) zugrunde gelegt, so ist wie bei den Zugstäben der Nutzquerschnitt F_n , wird aber die größte Druckkraft S_{min} zugrunde gelegt, so ist der $\frac{1}{\omega}$ fache volle Querschnitt einzuführen. Der Nietartschluß erfolgt nach dem nutzbaren Querschnitt F_n .

Aufgabe 85. Es sollen die Querschnitte der in Aufg. 83 berechneten Fachwerkbrücke ermittelt und die auftretenden Spannungen berechnet werden. $\sigma_Q = 2700$ kg/cm², daher $k = \frac{7}{12} \cdot 2700 = 1570$ kg/cm² ohne und $k = 1600 \cdot \frac{2700}{2400} = 1800$ kg/cm² mit Berücksichtigung der Zusatzkräfte.

Auflösung. Die Lösung ist in der Zusammenstellung S. 226 und 227 durchgeführt, in der die Spannkkräfte der Aufg. 83 entnommen sind.

V. Der Windverband.

Der Windverband hat die gesamten wagerechten Kräfte: Winddruck, Fliehkraft, Seitenstöße, Bremskraft und Anfahrwiderstand auf die Auflagerpunkte überzuleiten; die Entfernung dieser Punkte ist im allgemeinen als Stützweite anzunehmen; bei Ausleger- (Gerber-)trägern gilt als Stützweite des eingehängten Feldes die Entfernung der Gelenkpunkte, als Stützweite der Kragträger (einschl. der Kragarme) die Entfernung ihrer Auflagerpunkte.

1. Ist nur ein Windverband vorhanden, so hat er die gesamten wagerechten Kräfte auf die Auflagerpunkte zu übertragen.

Aufgabe 86. Es ist der Windverband der in Abb. 406 dargestellten Fachwerkbrücke zu berechnen und in seinen Querschnitten zu bestimmen. $\sigma_Q = 2400$ kg/cm².

Auflösung. $L = 28,0$ m. $k = 1030 + 40 \cdot \frac{8,0}{10,0} = 1060$ kg/cm² (Zahlentafel 9).

1. Winddruck. a) Die vom Wind getroffenen Trägerflächen berechnen sich nach [Zahlentafel 7 auf Grund der in Aufg. 85 festgelegten Abmessungen wie folgt:

	Querkräfte:	Riegel:	Diagonalen:
Obergurt $2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,24 = 0,36$ m ² /m			
Untergurt $2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,25 = 0,38$ "			
Diagonalen $2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,18 \sqrt{2} = 0,38$ "			$1/\sin \delta = \frac{5,94}{4,8} = 1,24$
Vertikale $2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,22 \cdot \frac{3,5}{3,5} = 0,33$ "			$\mathfrak{D}_1 = +1,24 \cdot 4,9 = +6,1$ t
Knotenbleche geschätzt = 0,52 "			$\mathfrak{D}_2 = +1,24 \cdot 3,5 = +4,3$ t
Fahrbahnband $\frac{3}{4} \cdot 0,84 = 0,63$ "			$\mathfrak{D}_3 = +1,24 \cdot 2,1 = +2,6$ t
	$0,26$ m ² /m ¹)		$\mathfrak{D}_4 = +1,24 \cdot 0,7 = +0,9$ t
Daher die Knotenlasten $\mathfrak{P}_w = 0,26 \cdot 0,15 \cdot 3,5 = 1,4$ t			
Stützdruck $\mathfrak{R}_0 = 4 \cdot 1,4 = 5,6$ t			

¹) In Aufgabe 83 wurde schätzungsweise $0,26$ m²/m eingeführt; bei größerer Abweichung muß die Berechnung der Spannkkräfte in den Windverbandgurtungen nachträglich verbessert werden.

b) Verkehrsband $3,5 \text{ m}^2/\text{m}$; daher die Knotenlasten $\mathfrak{P}_n = 3,5 \cdot 0,15 \cdot 3,5 = 1,8 \text{ t}$ und der Stützdruck $\mathfrak{N}_v = 4 \cdot 1,8 = 7,2 \text{ t}$. Zur Bestimmung der größten Stabkräfte sind die Fahrzeuge in die gefährlichste Stellung zu bringen. Daher ergibt sich:

Querkräfte:	Riegel:	Diagonalen:
Punkt (1): $\frac{7 \cdot 1,8}{2} = 6,3 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_0 = -7,2 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_1 = +1,24 \cdot 6,3 = +7,8 \text{ t}$
Punkt (2): $6 \cdot 1,8 \cdot \frac{3\frac{1}{2} \cdot 3,5}{8 \cdot 3,5} = 4,7 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_1 = -6,3 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_2 = +1,24 \cdot 4,7 = +5,8 \text{ t}$
Punkt (3): $5 \cdot 1,8 \cdot \frac{3 \cdot 3,5}{8 \cdot 3,5} = 3,4 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_2 = -4,7 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_3 = +1,24 \cdot 3,4 = +4,2 \text{ t}$
Punkt (4): $4 \cdot 1,8 \cdot \frac{2\frac{1}{2} \cdot 3,5}{8 \cdot 3,5} = 2,3 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_3 = -3,4 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_4 = +1,24 \cdot 2,3 = +2,9 \text{ t}$
	$\mathfrak{R}_4 = -1,8 \text{ t}$	

2. Seitenstöße. Da die Brücke für den Lastenzug G (Aufg. 83) berechnet ist, so ergibt sich die wandernde Seitenstoßlast zu $P_s = \frac{18,0}{5} = 3,6 \text{ t}$; damit ergibt sich:

Querkräfte:	Riegel:	Diagonalen:
Punkt (1): $3,6 \cdot \frac{7}{8} = 3,2 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_0 = -3,6 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_1 = +1,24 \cdot 3,2 = +4,0 \text{ t}$
Punkt (2): $3,6 \cdot \frac{6}{8} = 2,7 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_1 = -3,6 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_2 = +1,24 \cdot 2,7 = +3,3 \text{ t}$
Punkt (3): $3,6 \cdot \frac{5}{8} = 2,3 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_2 = -3,6 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_3 = +1,24 \cdot 2,3 = +2,9 \text{ t}$
Punkt (4): $3,6 \cdot \frac{4}{8} = 1,8 \text{ t}$	$\mathfrak{R}_3 = -3,6 \text{ t}$	$\mathfrak{D}_4 = +1,24 \cdot 1,8 = +2,2 \text{ t}$

3. Querschnitte. a) Die Riegel werden von den Querträgern gebildet.

b) Für die Diagonalen ergeben sich die nachstehend zusammengestellten größten Spannkraft, Querschnitte und Beanspruchungen.

Stab	\mathfrak{D}_1	\mathfrak{D}_2	\mathfrak{D}_3	\mathfrak{D}_4
Größte Spannkraft . . .	$+(6,1 + 7,8 + 4,0)$ $= +17,9 \text{ t}$	$+(4,3 + 5,8 + 3,3)$ $= +13,4 \text{ t}$	$+(2,6 + 4,2 + 2,9)$ $= +9,7 \text{ t}$	$+(0,9 + 2,9 + 2,2)$ $= +6,0 \text{ t}$
Gewählter Querschnitt ¹⁾	$1 \sqrt{50 : 8 + 1 \frac{100}{10} F_n} = 11,5 + 10,0 - 2,3 \cdot 1,8 = 17,4 \text{ cm}^2$		$1 \sqrt{50 : 8} F_n = 11,5 - 2,3 \cdot 0,8 = 9,7 \text{ cm}^2$	
Größte Beanspruchung .	1030 kg/cm^2	770 kg/cm^2	1000 kg/cm^2	620 kg/cm^2
Nietanschluß	6 von 23 mm ϕ $F_s = 19,9 \text{ cm}^2$	5 von 23 mm ϕ $F_s = 16,6 \text{ cm}^2$	3 von 23 mm ϕ mit $F_s = 10,0 \text{ cm}^2$	

2. Sind zwei Windverbände vorhanden, so hat

a) bei Fahrbahn oben der obere Verband die Fliehkraft, Seitenstöße, Brems- und Anfahrkräfte sowie den Winddruck auf das Verkehrsband, Fahrbahnband, den Obergurt und die halbe Länge der Füllungsstäbe, der untere aber den Winddruck auf den Untergurt und die halbe Länge der Füllungsstäbe zu übertragen. Querverbände liegen nur in den Ebenen der Endquerträger (Abb. 70) und übertragen die Stützdrücke des außerhalb der Hauptträger-Auflagerebene liegenden Verbandes auf die Auflagerpunkte.

b) bei Fahrbahn unten der obere Verband den Winddruck auf den Obergurt und die halbe Länge der Füllungsstäbe, der untere aber die Fliehkraft, Seitenstöße, Brems- und Anfahrkräfte sowie den Winddruck auf das Verkehrsband, Fahrbahnband, den Untergurt und die halbe Länge der Füllungsglieder zu übertragen.

Der obere Windverband geht entweder über die ganze Spannweite durch und überträgt dann seine Auflagerdrücke durch in den Ebenen der Endvertikalen (Abb. 71 u. 73)

¹⁾ Es ist angenommen, daß unterhalb der Anschlußbleche für den Windverband (wie in Abb. 406) nur 50 mm Konstruktionshöhe vorhanden sind.

oder der Enddiagonalen (Abb. 72) angeordnete Portale unmittelbar auf die Hauptträgerstützpunkte, oder aber, besonders bei gekrümmtem Obergurt, nur über einen Teil der Spannweite (Abb. 74 u. 425) und gibt dann seine Auflagerdrücke durch Querrahmen an den unteren Windverband ab.

VI. Die Querverbände.

1. Fahrbahn oben.

Die Querverbände werden fachwerkförmig gegliedert und als Träger auf 2 Stützen von der Spannweite b berechnet.

a) Sind zwei Windverbände vorhanden (Abb. 431), so werden nur in den Ebenen der Hauptträger-Endvertikalen Querverbände angeordnet, die die Stützdrücke des oberen Verbandes in die Auflagerpunkte überzuleiten haben.

Liegen diese Auflagerpunkte in der Ebene des oberen Windverbandes (Abb. 432a), so werden die zur Übertragung der Stützdrücke des unteren Verbandes erforderlichen Querrahmen in der Ebene der 1. Vertikalen, seltener der Enddiagonalen angeordnet.

b) Ist nur ein Windverband vorhanden (z. B. in der Obergurtebene Abb. 433), so sind in allen Knotenpunkten Querverbände erforderlich, die in den freien Knotenpunkten die (in Abb. 433 auf den Untergurt entfallenden) Windlasten in den Windverband, in den Endknotenpunkten aber die Stützdrücke des oben liegenden Windverbandes in die unten liegenden Auflagerpunkte überleiten.

Diese Endquerverbände fallen bei der Anordnung Abb. 432b fort, weil hier der oben liegende Windverband in seinen Endknotenpunkten unmittelbar gestützt ist.

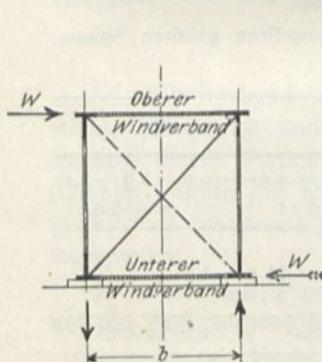


Abb. 431.

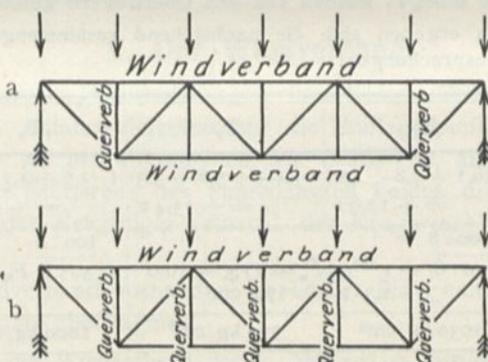


Abb. 432.

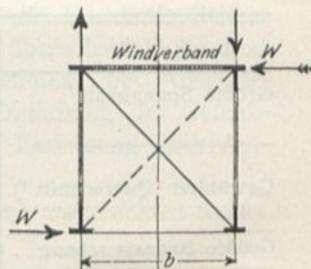


Abb. 433.

2. Fahrbahn unten.

Die Querverbände werden als vollwandige oder fachwerkförmig gegliederte Querrahmen (Portale) in folgenden Formen ausgebildet.

a) **Eingespannter Rahmen mit oberem Querriegel.** An den Querträger AB (Abb. 426) schließen sich die Hauptträgervertikalen AC und BD in A und B biegungsfest an; die Obergurtknotenpunkte C und D sind durch einen gelenkig an sie angeschlossenen Querriegel CD miteinander verbunden, der gleichzeitig der Endriegel des oberen Windverbandes ist (Abb. 425).

Das Viereck $ABCD$ ist bei $n=4$ Knotenpunkten durch $s=4$ Seiten und $w=2$ Winkel (A und B), insgesamt durch $z=6$ Stücke bestimmt, daher $r=6-2\cdot 4+3=1$ fach innerlich statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Druckkraft X im Querriegel berechnet sich nach Gl. 70).

Aufgabe 87. Es ist der Querrahmen in der Vertikalen (2,–II), der in Abb. 425 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug G zu berechnen. Die Spannkraft V_2 im Stabe (2,–II), beträgt

$V_2 = -\frac{30,0}{86,0}$ von der ständigen Verkehrs-Last bei Berücksichtigung der Stoßzahl $\varphi = 1,39$ ($L = 54,0$ m).

Auflösung. Die mittlere Querschnittshöhe beträgt für den Obergurt 500 mm, für die Diagonalen 400 mm, für die Vertikalen 300 mm; daher ergibt sich die für den oberen Windverband maßgebende Trägerfläche bei einem mittleren Neigungswinkel der Diagonalen von 50° ($\sec 50^\circ = 1,555$) und einer mittleren Länge der Vertikalen von 6300 mm zu $0,5 + \frac{1}{2} \left(0,4 \cdot 1,555 + 0,3 \cdot \frac{6,3}{5,4} \right) + 0,45$ (Knotenbleche) $= 1,45 \text{ m}^2/\text{m}$; daher nach Zahlentafel 7 der Winddruck $w = 2 \cdot \frac{3}{4} \cdot 1,45 \cdot 0,15 = 0,33 \text{ t/m}$ mit und $0,33 \cdot \frac{250}{150} = 0,55 \text{ t/m}$ ohne Wirkung der Verkehrslast. Der Stützdruck des 32,4 m weit gestützten oberen Windverbandes ergibt sich damit zu $W = \frac{16,2 \cdot 0,33}{16,2 \cdot 0,55} = \frac{5,4}{9,0} \text{ t}$ mit Wirkung der Verkehrslast. Der Einfluß des Querriegels auf dem Querträger ist in Aufg. 80 berechnet.

1. Der Querriegel. Nach Aufg. 80 wird $X = \frac{0,20 + 2,24 + 2,7}{0,20 + 4,5} = \frac{5,1}{4,7} \text{ t}$ mit Wirkung der

Verkehrslast. Gewählt sind $2 \left| \frac{120:10}{80:10} \right.$ in 12 mm Lichtabstand mit $F = 38,2 \text{ cm}^2$ und $J = 444 \text{ cm}^4$; daher $i = \sqrt{\frac{444}{38,2}} = 3,41 \text{ cm}$; $s = 5,0 \text{ m}$; $s_k = 0,9 \cdot 5,0 = 4,5 \text{ m}$; $\lambda = \frac{450}{3,41} = 132$; daher nach Zahlentafel 10: $\omega = 4,46 + 2 \cdot 0,071 = 4,60$; $\frac{F}{\omega} = \frac{38,2}{4,60} = 8,3 \text{ cm}^2$ und $\sigma = \frac{5100}{8,3} = 610$ (zul. 1400) kg/cm^2 .

2. Die Vertikale. Im Abstand 3,2 m vom Obergurtnotenpunkt (II) ist der in Abb. 434 dargestellte Querschnitt $\left(\frac{300}{12} + 4 \left| \frac{150:12}{100:12 + 2 \cdot \frac{320}{10}} \right. \right)$ mit $F = 214,8 \text{ cm}^2$; $J_x = 33000 \text{ cm}^4$; $J_y = 11520 \text{ cm}^4$ und $W_n = 1990 \text{ cm}^3$ vorhanden, der als mittlerer Querschnitt der ganzen Vertikalen eingeführt werden darf; daher $i = \sqrt{\frac{11520}{214,8}} = 7,3 \text{ cm}$; $s = 5,78 \text{ cm}$; $s_k = 5,78 - 0,68 = 5,1 \text{ m}$ (vom Obergurtnotenpunkt (II) bis zur Mitte des unteren biegungsfesten Anschlusses); $\lambda = \frac{510}{7,3} = 70$; $\omega = 1,50$

(Zahlentafel 10); $\frac{F}{\omega} = 143,2 \text{ cm}^2$. An dieser Stelle ist $S_{\text{min}} = -\frac{30,0}{116,0} \text{ t}$ ohne

Berücksichtigung der Verkehrslast. Die größte Spannkraft V_g infolge des Lastenzuges G tritt ein, wenn eine Lokomotivachse von 18 t sich im Feld (1)-(2) befindet ($l = 8 \cdot 5,4 + 1,5 = 44,7 \text{ m}$; nach Zahlentafel 5 wird $\Sigma P: (P_1 + P_2) = 0,5 \cdot 17,89 = 8,95 < n = 10$); die auf den Querträger (2), entfallende Belastung ergibt sich dabei zu $P_v = \frac{18,0}{5,4} (3,9 + 0,9 + 2,4 + 3,9 + 5,4) = 55,0 \text{ t}$; $\varphi P_v = 1,59 \cdot 55,0 = 87,5 \text{ t}$; daher $X_{P_v} = \frac{1}{2} \cdot 0,047 \cdot 87,5 = 2,06 \text{ t}$. Nach Aufg. 80 ist

$X_{P_0} = 0,20 \text{ t}$ und $X_W = \frac{2,7}{4,5} \text{ t}$; daher ergeben sich die Momente auf der

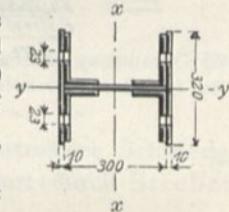


Abb. 434.

	Windseite	Leeseite
Ständige Last	$-0,2 \cdot 3,2 = -0,64 \text{ mt}$	$-0,2 \cdot 3,2 = -0,64 \text{ mt}$
Verkehrslast	$-2,06 \cdot 3,2 = -6,59 \text{ mt}$	$-0,06 \cdot 3,2 = -0,19 \text{ mt}$
M_{max} ohne Winddruck	<u>$-7,2 \text{ mt}$</u>	<u>$-7,2 \text{ mt}$</u>
Winddruck 150 kg/m^2	$+2,7 \cdot 3,2 = +8,64 \text{ mt}$	$-2,7 \cdot 3,2 = -8,64 \text{ mt}$
250 kg/m^2	$+4,5 \cdot 3,2 = +14,4 \text{ mt}$	$-4,5 \cdot 3,2 = -14,4 \text{ mt}$
M_{max} mit Winddruck	$14,4 - 0,64 = +13,8 \text{ mt}$	$-0,64 - 14,4 = -15,0 \text{ mt}$
ohne Verkehrslast	$-7,2 + 8,64 = +1,44 \text{ mt}$	$-7,2 - 8,64 = -15,84 \text{ mt}$
mit Verkehrslast	$-7,2 + 8,64 = +1,44 \text{ mt}$	$-7,2 - 8,64 = -15,84 \text{ mt}$

Damit ergibt sich die größte Beanspruchung zu $\sigma = \frac{116,0}{143,2} \cdot 10^3 + \frac{15,8}{1990} \cdot 10^5 = 810 + 790 = 1600$ (zul. 1600) kg/cm^2 mit und $\sigma = \frac{116,0}{143,2} + \frac{7,2}{1990} \cdot 10^5 = 810 + 360 = 1170$ (zul. 1400) kg/cm^2 ohne Berücksichtigung des Winddrucks.

Auflösung. Mit den in Aufg. 80 gegebenen Werten $J_0 = 33000 \text{ cm}^4$; $J_u = 317700 \text{ cm}^4$; $h_u = 5,6 \text{ m}$; $b = 5,0$ und $\lambda = 2,0 \text{ m}$ ergibt sich $10^4 G = 2 \cdot \frac{5,6}{3,3} + \frac{5,0}{317,7} + \frac{5,0}{3,31} = 3,394 + 0,157 + 1,511 = 5,062$; $\nu = \frac{5,0}{5,6} \frac{33,0}{317,7} = 0,93$; $y_u = \frac{5,6}{5,062} (1,697 + 1,511) = 3,55 \text{ m}$; $y_0 = 5,6 - 3,55 = 2,05 \text{ m}$;
 $X_{P_0} = \frac{3}{4} P \frac{5,0^2 - 2,0^2}{5,6^2} \frac{33,0}{317,7} \frac{3,55}{11,2 - 3(3,55 - 0,93 \cdot 2,05)} = 0,030 P$; $\frac{h_u}{3(1+\nu)} = \frac{5,6}{3 \cdot 1,93} = 0,97 \text{ m}$;
 $h_u \frac{2+3\nu}{3(1+\nu)} = 5,6 \frac{4,79}{5,79} = 4,63 \text{ m}$. Nach Aufg. 80 ist $P_0 = 3,8 + 0,53 = 4,33 \text{ t}$, nach Aufg. 87 ist $\varphi P_v = \frac{1}{2} \cdot 87,5 \text{ t}$ und $W = \frac{5,4}{9,0} \text{ t}$, daher $X_{P_0} = 0,03 \cdot 4,33 = 0,13 \text{ t}$; $X_{P_v} = 0,015 \cdot 87,5 = 1,31 \text{ t}$;
 $X_W = \frac{2,7}{4,5} \text{ t}$ mit Wirkung der Verkehrslast; damit ergeben sich die Momente mit den Zahlenwerten der Aufg. 80:

	In Punkt A	In Punkt B	In Punkt C	In Punkt D	Am Längsträgeranschluß ¹⁾	
Ständige Last	$-0,13 \cdot 4,63 = -0,60$	$-0,13 \cdot 4,63 = -0,60$	$+0,13 \cdot 0,97 = +0,13$	$+0,13 \cdot 0,97 = +0,13$	$6,50 - 0,60 = +5,90$	mt
Verkehrslast	$-1,31 \cdot 4,63 = -6,07$	$-1,31 \cdot 4,63 = -6,07$	$+1,31 \cdot 0,97 = +1,27$	$+1,31 \cdot 0,97 = +1,27$	$71,6 - 6,62 = +65,0$	
M_{\max} ohne Winddruck	<u>-6,7</u>	-6,7	<u>+1,4</u>	+1,4	<u>+70,9</u>	mt
Winddruck	$+2,7 \cdot 5,6/4 = +3,78$	-3,78	-3,78	+3,78	$\pm \frac{9}{5} \cdot 3,78 = \pm 1,51$	mt
	$+4,5 \cdot 5,6/4 = +6,30$	-6,30	-6,30	+6,30	$\pm \frac{9}{5} \cdot 6,30 = \pm 2,52$	
M_{\max} mit Winddruck	$-0,60 + 6,30 = +5,7$	$-0,60 - 6,30 = -6,9$	$+0,13 - 6,30 = -6,2$	$+0,13 + 6,30 = +6,4$	$5,9 + 2,52 = +8,4$	mt
ohne Verkehrslast	$-6,7 + 3,78 = -2,9$	$-6,7 - 3,78 = -10,5$	$+1,4 - 3,78 = -2,4$	$+1,4 + 3,78 = +5,2$	$70,9 + 1,51 = +72,4$	
mit Verkehrslast						

Die aus der Querrahmenwirkung herrührenden Längskräfte können wegen ihrer geringen Größe bei der Querschnittsbestimmung des Riegels, des Querträgers und der Vertikalen in der Regel vernachlässigt werden.

Bietet der biegeungsfeste Anschluß des oberen Querriegels konstruktive Schwierigkeiten, so kann man ihn bei gelenkigem Anschluß an den Obergurt durch Streben nach Abb. 436 mit den Hauptträgervertikalen verbinden.

Mit $n = 8$, $s = 10$, $w = 6$, daher $z = 16$ und $r = 16 - 2 \cdot 8 + 3 = 3$ ergibt sich der Querrahmen (Abb. 436) dreifach innerlich statisch unbestimmt. Die Berechnung kann mit hinreichender Genauigkeit so durchgeführt werden, daß man zunächst die Anordnung nach Abb. 435 voraussetzt und die Momente M_C und M_D berechnet; ist dann s der Hebelarm der Streben in bezug auf die Obergurtnotenpunkte, so ergeben sich für Abb. 436 die Werte $S_1 = -\frac{1}{s} M_C$ und $S_2 = -\frac{1}{s} M_D$ und damit die in Abb. 436 angegebenen Momentenflächen. Die Längskräfte in den Rahmenumfangsstäben können damit leicht ermittelt, bei der Querschnittsbestimmung aber wegen ihrer geringen Größe vernachlässigt werden.

Werden die Streben nach Abb. 437 geknickt ausgeführt, so berechnet man zunächst die Spannkkräfte $S_1 = -\frac{1}{s} M_C$ und $S_2 = -\frac{1}{s} M_D$ wie vorher und findet dann aus den Kräftedreiecken für die Punkte L_1 und L_2 die Spannkkräfte S' und S'' .

Bei genügender Durchfahrthöhe kann man die Endpunkte der Streben mit dem Mittelpunkt E des oberen Querriegels (Abb. 438) zusammenfallen lassen; wird dabei der Stab GK eingezogen, so ist er als Blindstab zu behandeln.

¹⁾ Für die Querträgerbelastung $\varphi P_v = 95,4 \text{ t}$ nach Aufg. 80 wird $X_v = 0,015 \cdot 95,4 = 1,43 \text{ t}$ und $M_A = -1,43 \cdot 4,63 = -6,62 \text{ mt}$.

Mit $n=7, s=9, w=5$, daher $z=14$ und $r=14-2 \cdot 7+3=3$ ergibt sich der Querrahmen (Abb. 438) dreifach innerlich statisch unbestimmt. Auf dem vorher eingeschlagenen Wege erhält man wieder $S_1 = -\frac{1}{s} M_G$; $S_2 = -\frac{1}{s} M_D$; ferner $O_1 = \frac{M_G}{h'}$ - W ; $O_2 = \frac{M_K}{h'}$ und damit die in Abb. 438 angegebenen Momentenflächen,

Werden auch die Knotenpunkte G, E, K gelenkig ausgeführt (Abb. 439), so wird der Querrahmen statisch bestimmt ($n=7; s=9; w=2; z=11=2 \cdot 7-3$) und, abgesehen vom Querträger, unabhängig von den Lasten P ; die Spannkkräfte ergeben sich zu $O_1 = -W$; $O_2 = 0$; $S_1 = -S_2 = \frac{W}{2 \cos \sigma}$; die Windkraft W wird zu gleichen Teilen auf die Punkte G und K übertragen und erzeugt die Biegemomente $M_A = -M_B = \frac{1}{2} W(h_u - h')$.

Abb. 436. Querrahmen.

Abb. 438. Querrahmen.

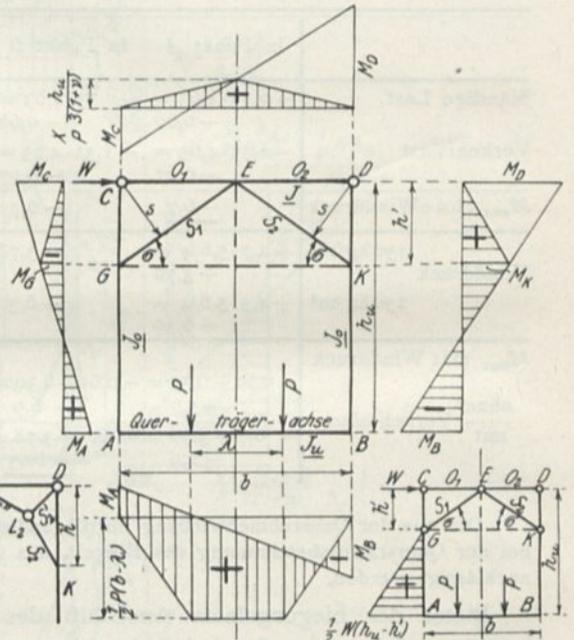
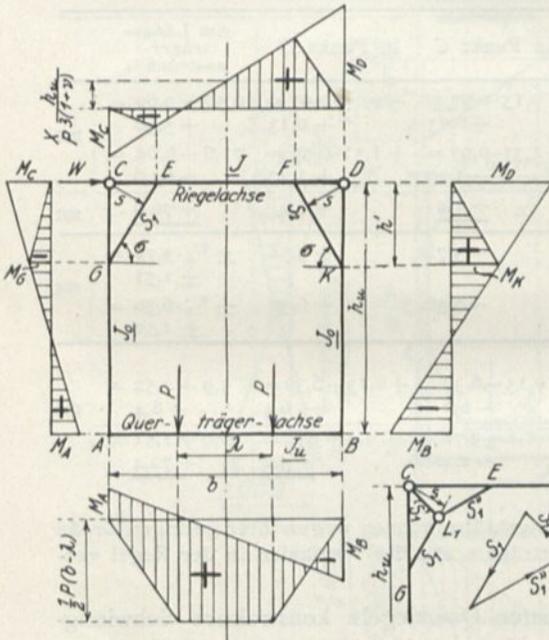


Abb. 437.

Abb. 439. Statisch bestimmter Querrahmen.

c) Rahmen mit Kämpfergelenken. Sie kommen mit oder ohne Scheitrelgelenk dann zur Verwendung, wenn die Stützdrücke des oberen Windverbands nicht in den lotrechten Querträgerebenen, sondern nach (Abb. 72) in der Schrägebene der Enddiagonalen (Abb. 440) nach unten geleitet, die Querträger also zur Übertragung nicht mit herangezogen werden können; die Spannkkräfte und Momente in den Rahmenstäben sind daher auch von der lotrechten Belastung der Querträger unabhängig.

Das Viereck $ACDB$ (Abb. 440) ist mit $n=4, s=3, w=2$, daher $z=5=2n-3$ innerlich unverschieblich und bedarf zur unverschieblichen Lagerung dreier Stützdrücke, da aber 2 Linienauflager (A und B) mit $2 \cdot 2=4$ Stützdrücken vorhanden sind, so ist der Querrahmen äußerlich einfach statisch unbestimmt. Der in C angreifende Winddruck W verteilt sich unabhängig vom Trägheitsmoment der Rahmenstäbe zu gleichen Teilen auf beide Auflager; die Spannkkräfte ergeben sich im Riegel zu $R = -\frac{1}{2} W$, in den Diagonalen zu $D = \pm W \frac{d}{b}$; die Momentenflächen sind in Abb. 440 dargestellt.

Wird der obere Riegel fachwerkförmig nach Abb. 441 oder 442 gegliedert, so treten nur noch in den Hauptträger-Diagonalen Biegemomente auf (Abb. 441); die Spannkkräfte berechnen sich für

	Abb. 441	Abb. 442
im Obergurt	$O = -\frac{W}{2d_0}(d+d_0)$	$O_1 = -\frac{W}{2d_0}(d+d_0)$ und $O_2 = +\frac{W}{2d_0}d_u$.
im Untergurt	$U = -\frac{W}{2d_0}d$	$U = 0$.
in der Strebe	$D = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b}$	$D_1 = -D_2 = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b}$.

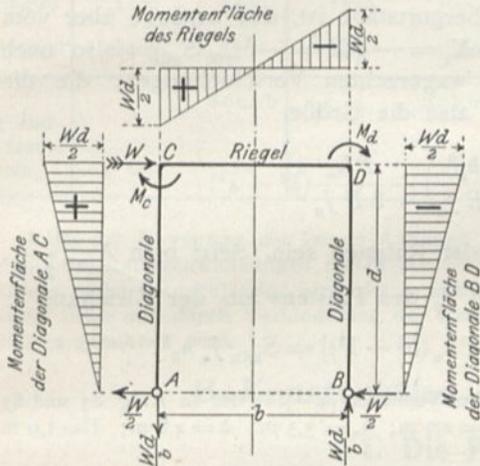


Abb. 440.

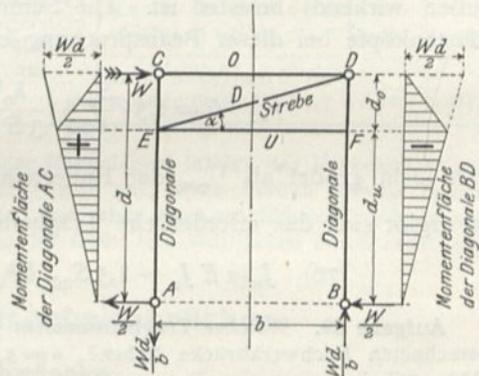


Abb. 441.

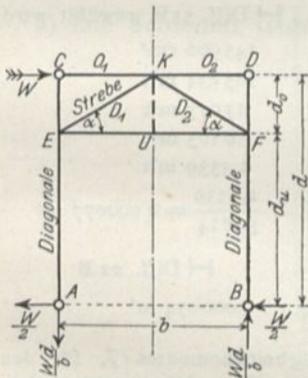


Abb. 442.

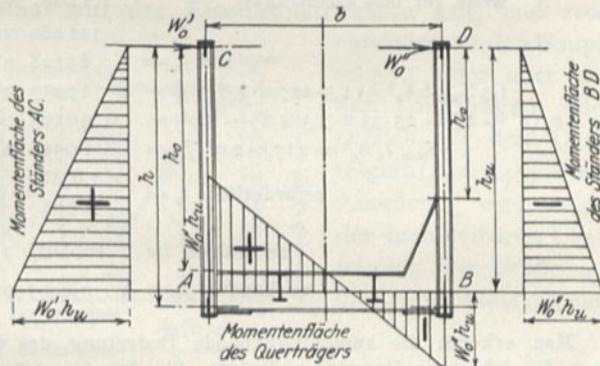


Abb. 443. Offener Halbrahmen.

d) **Offene Halbrahmen.** Der obere Querriegel CD fehlt ganz; die Hauptträgervertikalen AC und BD sind in A und B biegefest an den Querträger angeschlossen und haben die Aufgabe:

1. die auf die Obergurtnotenpunkte entfallenden Winddrücke W_0' und W_0'' (Abb. 443) durch ihren Biegezugwiderstand in den unteren Windverband zu übertragen (vgl. Aufg. 83);

Das offene Viereck $CABD$ ist bei $n=4$, $s=3$ und $w=2$, daher $z=5=2n-3$ innerlich statisch bestimmt; die Momentenflächen für Querträger und Vertikalen sind in Abb. 443 eingetragen.

2. die Knotenpunkte des gedrückten Obergurts gegen Ausknicken aus der Hauptträgerenebene heraus zu schützen.

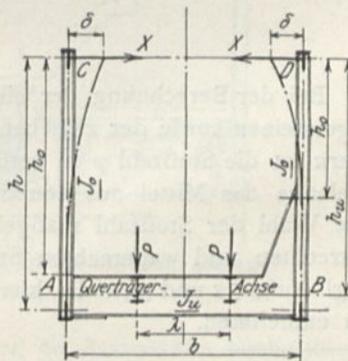


Abb. 444. Offener Halbrahmen.

Die Verschiebung δ des Obergurtknotenpunkts berechnet sich für die in Abb. 444 angegebenen Lasten P und X zu

$$74) \quad \delta = \delta_X + \delta_P = \frac{X h_0^3}{3 E J_0} + \frac{X b h_u^2}{2 E J_u} + \frac{P h_u}{8 E J_u} (b^2 - \lambda^2). \quad 1)$$

Nach den Vorschriften der „Deutschen Reichsbahn“ ist anzunehmen, daß von zwei in der Entfernung a befindlichen Halbrahmen der eine durch die mit der Stoßzahl φ des Querträgers multiplizierten Verkehrslasten und durch 2 Kräfte $X = \frac{1}{100} S_{\min}$ belastet ist, wenn S_{\min} die größte, mit Berücksichtigung der Stoßzahl des Hauptträgers berechnete Stabkraft der beiden benachbarten Obergurtstäbe ist, der andere aber vom Verkehr entlastet und mit den beiden Kräften $X_1 = -\frac{1}{2} X = -\frac{1}{200} S_{\min}$ (also nach außen wirkend) belastet ist. Die Summe der wagerechten Verschiebungen, die die Pfostenköpfe bei dieser Beanspruchung erleiden, also die Größe

$$75) \quad \delta = 1,5 \cdot \frac{S_{\min}}{100} \left(\frac{h_0^3}{3 E J_0} + \frac{b h_u^2}{2 E J_u} \right) + \frac{P h_u}{8 E J_u} (b^2 - \lambda^2)$$

darf nicht größer als $\frac{1}{200}$ der Entfernung a beider Rahmen sein. Setzt man $\delta = \frac{a}{200}$, so ergibt sich das erforderliche Trägheitsmoment J_0 des Pfostens aus der Gleichung

$$76) \quad J_0 [a E J_u - 1,5 S_{\min} b h_u^2 - 25 P h_u (b^2 - \lambda^2)] = S_{\min} J_u h_0^3.$$

Aufgabe 89. Welches Trägheitsmoment J_0 muß die Vertikale (4)–IV, der in Aufg. 83 und 85 berechneten Fachwerkbrücke haben? $a = 3,5$ m; $h_0 = 2,0$ m; $h_u = 3,3$ m; $b = 4,8$ m; $\lambda = 1,9$ m (Abb. 406).

Auflösung. Nach Aufg. 83 ist die Druckkraft $S_{\min} = 217,0$ t; mit $E = 2150$ t/cm² ergibt sich,

wenn für den Querträger	┌ Diff. 50 B (Aufg. 78)	└ Diff. 55 B gewählt wird,
$J_u =$	111 280 cm ⁴	145 960 cm ⁴
$a E J_u =$	83 728 m ³ t	105 834 m ³ t
$1,5 S_{\min} b h_u^2 = 1,5 \cdot 217,0 \cdot 4,8 \cdot 3,3^2 =$	17 015 m ³ t	17 015 m ³ t
$25 P h_u (b^2 - \lambda^2) = 25 \cdot 35,0 \cdot 3,3 (4,8^2 - 1,9^2) =$	56 105 m ³ t	56 105 m ³ t
$S_{\min} J_u h_0^3 = 217,0 \cdot 2,0^3 \cdot J_u =$	1,9318 m ⁷ t	2,5339 m ⁷ t
erforderlich $J_0 =$	$\frac{1,9318}{10608} = 0,000182$ m ⁴	$\frac{2,5339}{32714} = 0,000077$ m ⁴
zu wählen ist	┌ Diff. 22 B + 4 $\frac{220}{10}$	└ Diff. 22 B
vorhanden $J_0 =$	0,000190 m ⁴	0,000074 m ⁴

Man erkennt die ausschlaggebende Bedeutung des Querträgerträgheitsmomentes J_u für den Wert J_0 , daher die Unzweckmäßigkeit, für den Querträger hochwertiges Material zu verwenden, dessen Elastizitätsmodul ja nur unwesentlich über 2150 t/cm² liegt.

VII. Die Auflager.

Bei der Berechnung der eisernen Lagerteile, der Fugen zwischen den Lagern und Auflagersteinen sowie der zwischen Auflagersteinen und unmittelbar darunterliegendem Mauerwerk ist die Stoßzahl φ zu berücksichtigen, wobei für durchlaufende Träger mit und ohne Gelenke das Mittel aus den Stützweiten der dem Auflager benachbarten Öffnungen für die Wahl der Stoßzahl maßgebend ist. Die Berechnung erfolgt auf Grund der größten lotrechten und wagerechten Stützdrücke der Hauptträger nach den Regeln des 3. Kap. (vgl. Aufg. 32 und 33); die hierbei zugelassenen Beanspruchungen sind der Zahlentafel 12 zu entnehmen.

1) Aus $\delta = 0$ folgt der in Gl. 70 angegebene, von P abhängige Wert X .

Zahlen- tafel 12.	Zulässige Beanspruchung der Lagerteile und Auflagersteine in kg/cm ²										
	Hauptkräfte			Haupt- und Zusatzkräfte			Auflagersteine und Mauerwerk ¹⁾	Haupt- kräfte Druck	Haupt- u. Zusatz- kräfte Druck		
	Biegung		Druck	Biegung		Druck					
	Zug	Druck		Zug	Druck						
Gußeisen	400	800	900	450	900	1000	Zementmörtel (1:1) — oder Bleifuge zwischen Lager und Auflagerstein bzw. zwischen Lager und Beton	40	56	kg/cm ²	
Stahlformguß	1200		1500		1300	1600					
Schmiedestahl	1400		1700		1500	1900					
Granit und ähnlich festes Gestein	12		Schub		21,6		Schub	20	36	kg/cm ²	
											Fuge zwischen Auflagerstein und Mauerwerk aus
	12		12		21,6		21,6		12	21,6	kg/cm ²

Bei der Bewegung der losen Auflager (Gleit- oder Rollenlager) infolge der Verkehrslast und der Temperaturschwankungen treten Reibungswiderstände auf, deren Einfluß auf die Hauptträger meist vernachlässigt wird, deren Einfluß auf die Lager aber durch möglichste Einschränkung ihrer Höhe und durch Verhinderung der Beschmutzung der Gleit- und Rollflächen durch Staub und Regen gemildert wird.

B. Konstruktion der Eisenbahnbrücken.

I. Die Fahrbahndecke.

1. Oberbauanordnung.

a) Die Schienen liegen unmittelbar auf der Eisenkonstruktion auf, und zwar

entweder auf den Hauptträgern oder aber auf den Längsträgern oder endlich auf den Querträgern (Abb. 445). Diese Anordnung wird wegen der unmittelbaren Übertragung der Stöße auf die Konstruktion nur aus-

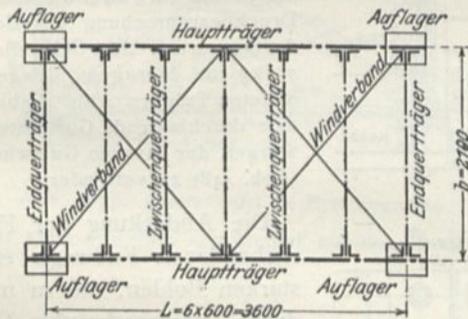


Abb. 445 a. Grundriß.

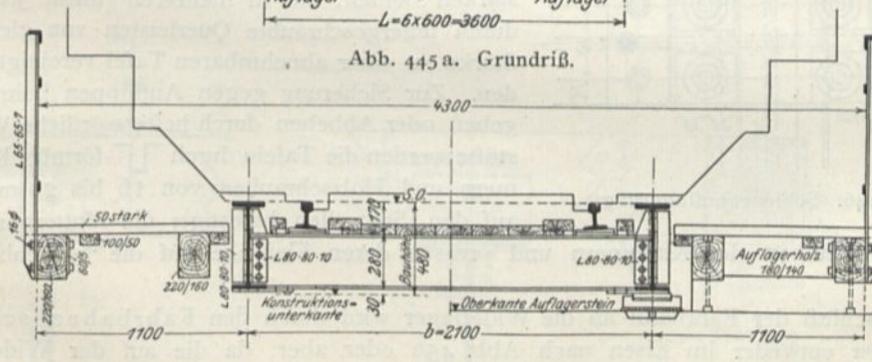


Abb. 445 b. Querschnitt in Mitte.

Abb. 445 c. Querschnitt am Auflager.

Abb. 445. Schienen unmittelbar auf Querträgern.

¹⁾ Im allgemeinen kann die Berechnung ohne Berücksichtigung der Zusatzkräfte durchgeführt werden.

nahmsweise bei sehr geringer Konstruktionshöhe angewendet. Zur Milderung der Stöße werden zwischen Schienenunterlagsplatten und Eisenkonstruktion Filz- oder Lederplatten eingelegt (Abb. 446).

b) Die Schienen liegen mit hölzernen Querschwellen auf der Eisenkonstruktion auf, und zwar entweder unmittelbar auf den Hauptträgern (Abb. 447) oder aber auf den Längsträgern (Abb. 406, 407, 425). Der Abstand der Schwellen, die zur guten Lagerung und Befestigung der Schienenunterlagsplatten eine Breite von mindestens 22 cm erhalten müssen, soll im durchlaufenden Gleis höchstens 0,6 m von Mitte zu Mitte sein; an den Schienenstößen, die bei Spannweiten über 16 m erforderlich werden, ist die Schwellenlage nach den für den betreffenden Oberbau erlassenen Vorschriften anzuordnen. Die Austeilung der Schwellen erfolgt so, daß der Querträgerabstand a (Abb. 400 a) in eine Anzahl gleicher Teile $\leq 0,6$ m eingeteilt wird und der Querträger zwischen zwei Schwellen liegt (Abb. 451 und 467). Gegen seitliche Verschiebung wird die Schwelle 1 bis 3 cm eingekämmt (Abb. 448); gegen Verschieben in der Fahrtrichtung und zur Verhinderung des Aufkippen bei einer Entgleisung wird sie durch Schrauben von 20 bis 26 mm ϕ und Winkelstücke 120·80·10 bis 160·80·14 mit der Eisenkonstruktion verbunden; mit Rücksicht auf die verschiedene Richtung der Bremskraft und des Anfahrwiderstandes werden diese Winkeleisen zweckmäßig abwechselnd auf der einen und anderen Seite der Schwelle angeordnet.

Infolge der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Durchbiegung legt sich die Schwelle auf die Innenkante A (Abb. 448) des Schwellenträgers und beansprucht dessen obere Gurtung durch das Moment Rv auf Biegung. Bei den gewalzten I -Normalprofilen haben sich hieraus Übelstände nicht ergeben, weil die an sich schon schmalen Flansche dieser Profile durch die Schwellenbefestigungswinkel selbst eine wesentliche Stärkung erfahren. Bei den Differdinger I -Eisen empfiehlt es sich, bei Flanschbreiten über 200 mm besondere Unterlagplatten p (Abb. 449) anzuordnen, die mit den Flanschen durch Stiftschrauben verbunden sind und eine möglichst zentrische Druckübertragung ermöglichen.

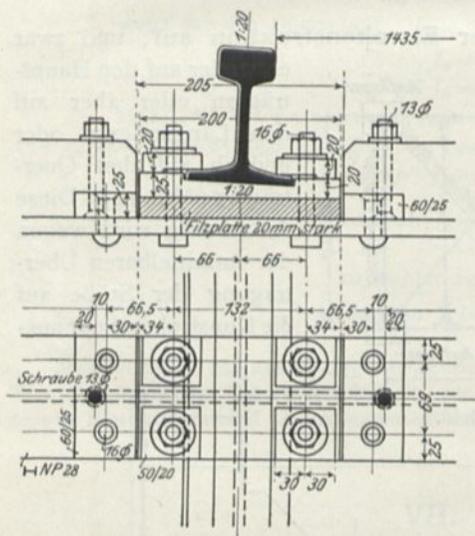


Abb. 446. Schienenauflagerung.

Die Länge dieser Platten ist durch die Schwellenbreite bestimmt; ihre Stärke beträgt 20 bis 30 mm, ihre Breite endlich nicht unter 100 mm; die Druckbeanspruchung des Holzes soll für den größten Auflagerdruck der Schwelle nicht mehr als 60 bis 70 kg/cm² betragen. Liegen die Schwellen auf genieteten Trägern (Abb. 447 b), so ist im Obergurt stets eine durchlaufende Gurtplatte anzuordnen, um das Abwürgen der inneren Gurtwinkel durch das Moment Rv (Abb. 448) zu verhindern.

Die Abdeckung der Fahrbahn und der etwa vorhandenen Fußwege erfolgt mit 5 bis 6 cm starken Bohlen, die zu mehreren (meist 3 bis 5) durch untergeschraubte Querleisten von gleicher Stärke zu einer abnehmbaren Tafel vereinigt werden. Zur Sicherung gegen Aufkippen beim Begehen oder Abheben durch heftige örtliche Windstöße werden die Tafeln durch U -förmige Klammern und Holzschrauben von 16 bis 20 mm ϕ auf den Schwellen befestigt; die Muttern sitzen

in den Hohlräumen der Klammern und pressen deren Flansche auf die benachbarten Tafeln. Der Anschluß der Fahrbahn an die Widerlager wird durch den Fahrbahnabschluß gebildet, der entweder im Eisen nach Abb. 450 oder aber, da die auf der Widerlagmauer liegenden Eisenteile in besonderem Maße dem Angriff der Feuchtigkeit ausgesetzt sind, besser in Eisenbeton nach Abb. 451 hergestellt wird.

Liegt das Gleis in einer Kurve, so wird die verschiedene Höhenlage der Schienen dadurch erreicht, daß man entweder unter der äußeren Schiene einen durchlaufenden

Längsbalken von der Höhe der Überhöhung u anordnet, oder daß man den äußeren Längsträger höher rückt (Abb. 407), oder daß man dem äußeren Längsträger eine größere Profilhöhe gibt (z. B. außen I-NP. , innen I-Diff.), oder daß man endlich die ganze Brücke geneigt anordnet (Abb. 447b), eine Anordnung, die aber nur bei kleiner Spannweite und Überhöhung zulässig und zweckmäßig ist.

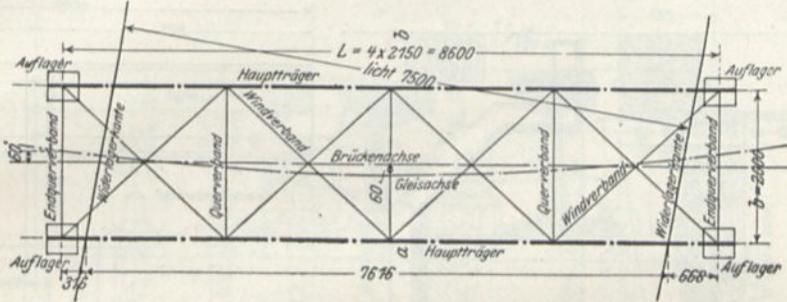


Abb. 447a. Grundriß.

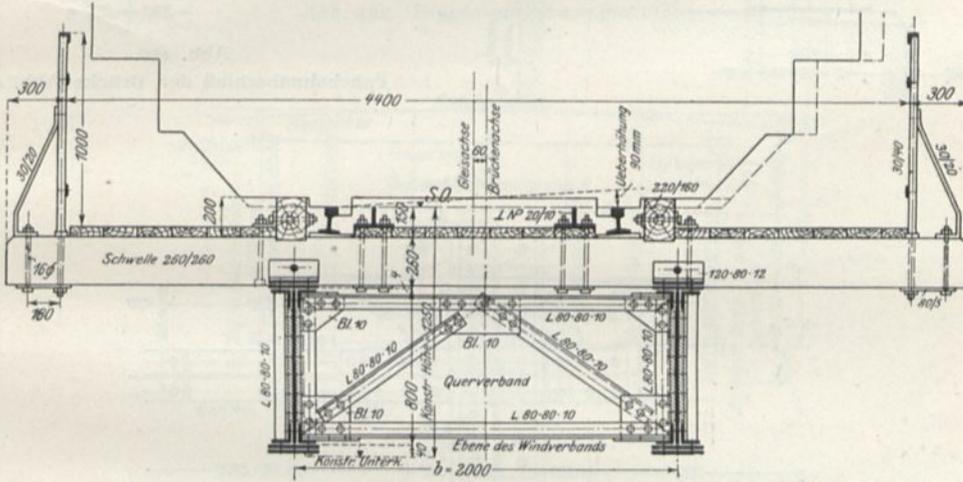


Abb. 447b. Querschnitt in Brückenmitte.

Abb. 447. Querswellen unmittelbar auf den Hauptträgern.

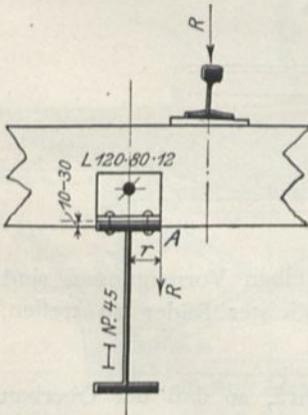


Abb. 448. Schwellenauflagerung.

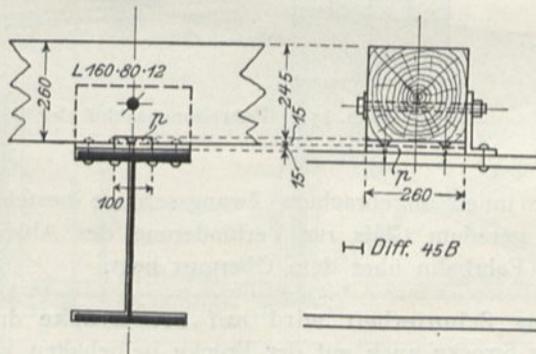


Abb. 449. Schwellenbefestigung auf breitflanschnigen Trägern.

II. Die Fahrbahntafel.

Eine eigentliche Fahrbahntafel ist nur bei Durchführung des Schotterbetts vorhanden und wird gebildet durch:

1. Buckelbleche,

die verzinkt oder mit Asphaltlack gestrichen werden. Die Pfeilhöhe beträgt $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der kleineren Seite. Mit Rücksicht auf eine gute Entwässerung werden sie unter der eigentlichen Fahrbahn stets hängend angeordnet und an allen 4 Seiten durch Nieten von 17 mm ϕ in 60 bis 70 mm Teilung an die Quer- und Längsträger (Abb. 408) oder bei

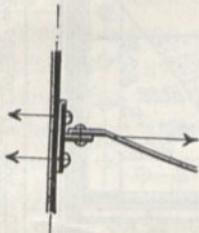


Abb. 455.

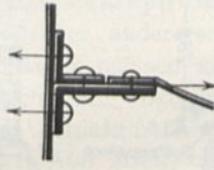


Abb. 456.

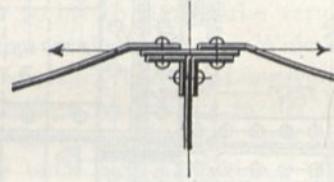


Abb. 457.

Abb. 455—457. Buckelblechanschlüsse.

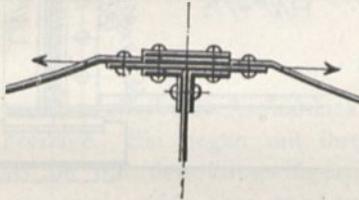


Abb. 458.

Buckelblechanschluß an Lamellen.

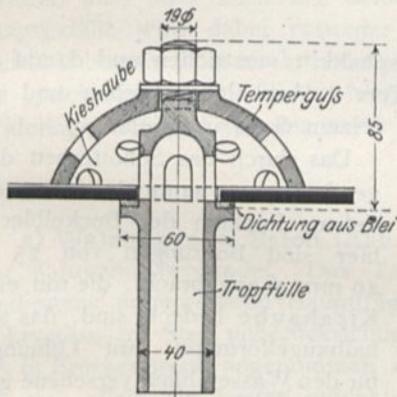


Abb. 459. Kieshaube.

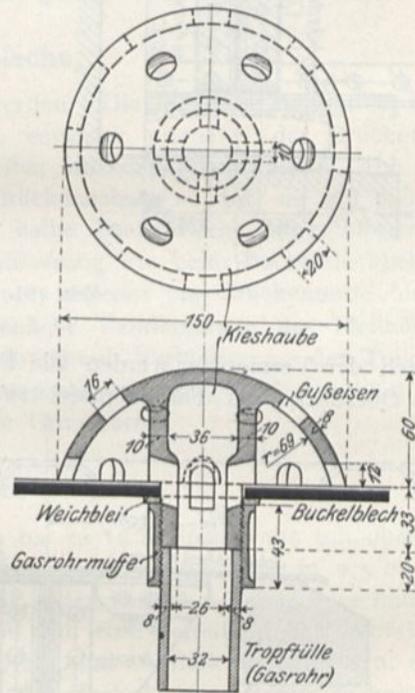


Abb. 460. Kieshaube.

als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern auch unmittelbar an deren Stehblech (Abb. 427) angeschlossen; in diesem Falle ist an der Blechwand ein \perp -Profil anzuordnen, das aus \perp NP. $\frac{12}{6}$ bis $\frac{14}{8}$ (Abb. 455) oder aber besser aus 2 Winkelisen (Abb. 456) besteht, von denen das untere an den Querträgeranschlüssen unterbrochen wird; wegen der Zugbeanspruchung der Befestigungsniete soll die Teilung in der Blechwand nicht größer als 60 bis 70 mm sein.

Werden genietete Quer- und Längsträger verwendet, so ist im Obergurt stets eine Lamelle anzuordnen (Abb. 457), um das Abbiegen und Abwürgen der Gurtwinkel

durch den Horizontalzug der Buckelbleche zu verhindern. Um in der Vernietung des Blechträgers unabhängig von der der Buckelplatten zu sein, ist es zweckmäßiger und bei mehreren Lamellen auch Regel, die unmittelbar auf den Gurtwinkeln liegende Lamelle beiderseits um 60 bis 70 mm breiter auszuführen (Abb. 458); die Untergurtlamellen werden dabei entweder alle in gleicher oder auch in verschiedener Breite (Abb. 453 b) ausgeführt.

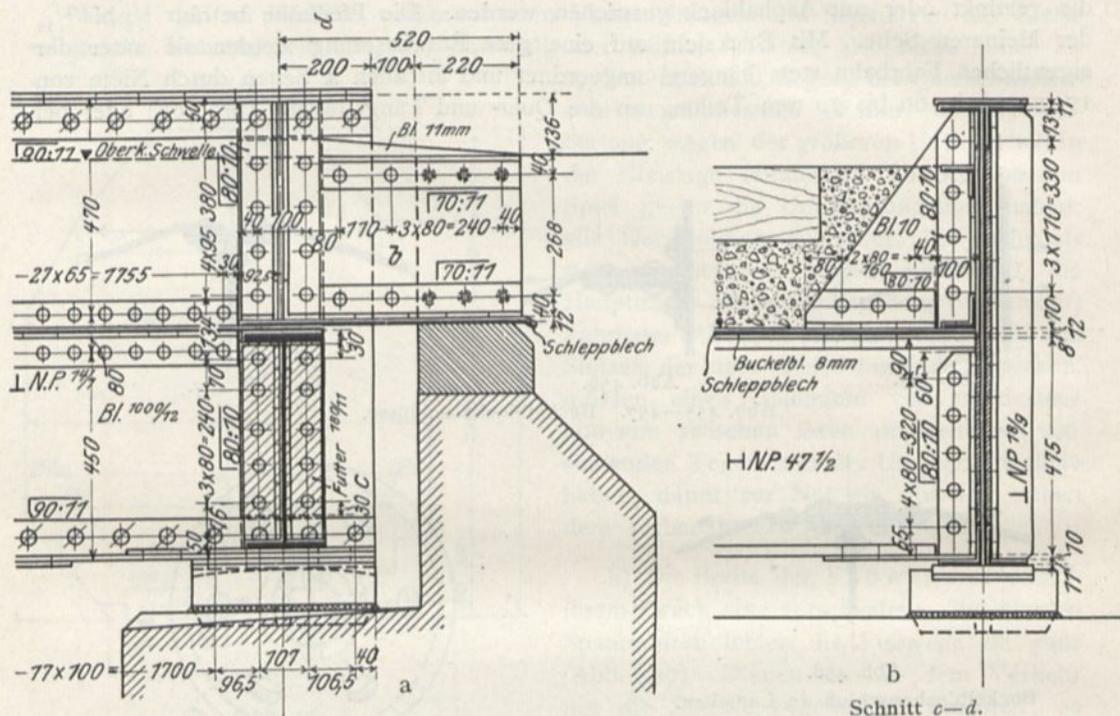


Abb. 461. Fahrbahnabschluß.

Nach der Vernietung werden alle Fugen mit Asphaltkitt verstrichen und darauf die ganze Oberfläche der Fahrbahntafel zweimal mit Teer + Asphalt gestrichen und mit feinem Sand übersiebt.

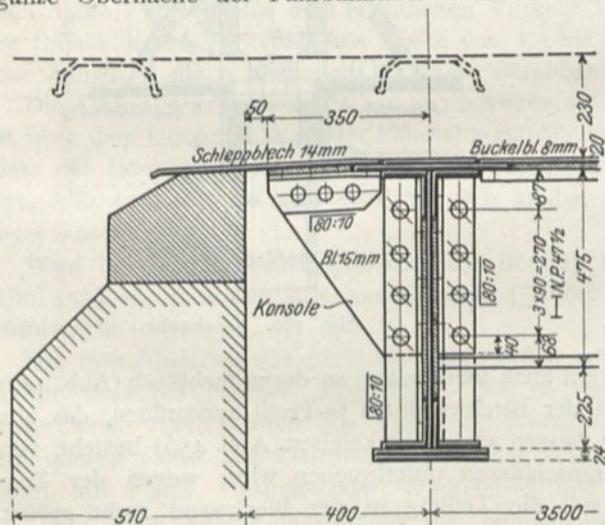


Abb. 462. Fahrbahnabschluß.

Das durch das Schotterbett dringende Wasser sammelt sich an den tiefsten Punkten der Buckelbleche; hier sind Bohrungen von 25 bis 40 mm ϕ angebracht, die mit einer Kieshaube bedeckt sind, das sind halbkugelförmige, mit Öffnungen für den Wasserablauf versehene gußeiserne Siebe (Abb. 459 und 460)¹⁾; an das Bohrloch schließt sich die Tülle, das ist ein Abflußrohr von 30 bis 40 mm Weite, das in untergehängte Längsrinnen aus Zinkblech, verzinktem Eisenblech oder verzinktem \perp oder \wedge -Eisen von wenigstens 80×60 mm freier Querschnittsfläche entwässert; diese Rin-

¹⁾ Abb. 459 System C. H. Jucho-Dortmund; Abb. 460 System Aug. Klönne-Dortmund.

nen sind entweder unter dem Querträger aufgehängt (Abb. 427b) oder aber bei fehlender Konstruktionshöhe durch den Querträgersteg geführt (Abb. 408b), der dann entsprechend auszusteifen ist; sie erhalten von der Mitte zu den Widerlagern hin ein Gefälle von mindestens 1:100, besser 1:50 und entwässern in parallel den Widerlagern laufende, mit einem Gefälle nicht unter 1:50 verlegte Querrinnen und durch diese in die Abfallrohre.

Statt dieser Einzelentwässerung einer jeden Buckelplatte kann man bei Brücken bis etwa 10 m Spannweite auch die Fahrbahn als Ganzes nach den beiden Widerlagern hin entwässern. Die Buckelbleche werden dann bis etwa 3 cm über Fahrbahntafeloberkante mit Beton ausgefüllt, dessen Oberfläche ein Quergefälle von 1:50 bis 1:80 nach der Brückenmitte hin und ein Längsgefälle von 1:20 bis mindestens 1:80 von der Mitte nach beiden Widerlagern hin erhält; der Beton erhält einen wasserdichten Überzug aus Asphaltfilz ohne oder mit Bleieinlagen oder aus Tektolith, zu dessen Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachschiebt angeordnet wird (vgl. Abb. 430 und 463).

Der Übergang von der Fahrbahn zu den Widerlagern wird durch wagerechte (Abb. 461) oder schwach geneigte (Abb. 462) Schleppbleche von 10 bis 16 mm Stärke vermittelt, die einerseits auf dem Endquerträger, andererseits auf dem Abdeckstein des Widerlagers aufliegen; am beweglichen Auflager müssen sie das Widerlager um das Längsverschiebungsmaß der Hauptträger überragen. Bei größerer Freilage werden sie in der Achse der Längsträger durch Konsolen verstärkt (Abb. 462). Der seitliche Abschluß des Kiesbetts wird durch lotrechte Bleche (b in Abb. 461a) erreicht, die oben und unten durch Winkelisen gesäumt und mit dem Schleppblech vernietet sind.

Der Ersatz der Buckelbleche durch ebene Bleche erfordert einen erheblichen Mehraufwand an Blechstärke und an Längs- und Querträgern, da die geringe Tragfähigkeit eine engere Teilung bedingt.

2. Tonnenbleche,

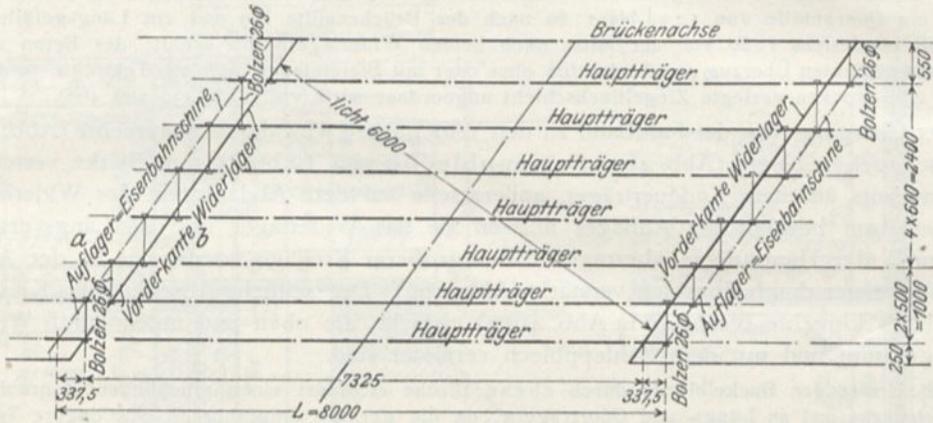
die verzinkt oder mit Asphaltlack gestrichen werden. Die Pfeilhöhe beträgt $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Freilage. Sie liegen mit ihrer Längsachse entweder parallel der Brückenachse, so daß sie mit den Längsträgern bzw. unmittelbar mit den Hauptträgern (Abb. 453b) vernietet sind, oder aber rechtwinklig zur Brückenachse, so daß sie mit den Querträgern vernietet und an beiden Enden durch halbe Buckelbleche abgeschlossen sind (Abb. 509). In letzterem Falle erfolgt die Entwässerung wie beim Buckelblechbelag, im ersteren aber stets nach den beiden Widerlagern, seltener zur Brückenmitte hin; das Längsgefälle wird dabei entweder durch allmähliche Verkleinerung der Pfeilhöhe bei gleichbleibender Trägerhöhe oder aber umgekehrt durch Verkleinerung der Trägerhöhe bei gleichbleibender Pfeilhöhe hergestellt. Dichtung, Entwässerung und Anschluß an die Widerlager erfolgt nach den unter 1. gegebenen Grundsätzen.

3. Beton.

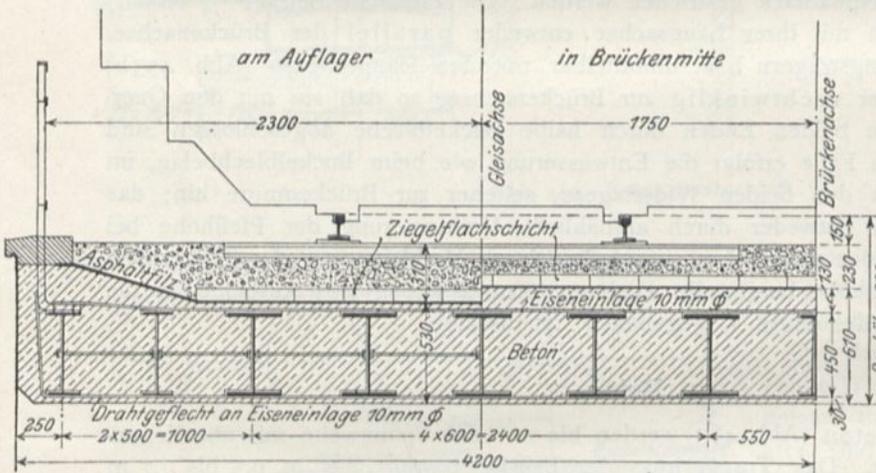
a) **Walzträger in Beton** (Abb. 463) werden bis zu 12 m Spannweite mit obenliegender Fahrbahn verwendet. Das Traggerippe der Brücke besteht aus in 0,5 bis 0,7 m Entfernung angeordneten Hauptträgern aus I-NP. oder Diff., bei deren Berechnung der Bohrverlust im Steg unberücksichtigt bleiben und eine Verteilung der Gleislast auf 3,5 m Brückenbreite angenommen werden kann; sie sind so stark zu bemessen, daß sie für sich allein die Lasten aufnehmen können; ihre Zwischenräume werden mit Beton ausgestampft. An den Auflagern sind die einzelnen Träger durch Bolzen von 20 bis 26 mm ϕ miteinander verbunden und auf einer durchlaufenden Mauerlatte aus I-Eisen oder Eisenbahnschienen (Abb. 463c) gelagert. Über den Hauptträgern sind rechtwinklig oder noch besser unter 45° bis 60° zu deren Achse Rundisen von 10 bis 13 mm ϕ in 80 bis 120 mm Entfernung angeordnet, um das Auftreten von Querrissen im Beton zu verhindern und eine gleichmäßige Verteilung der Gleislast auf alle in Rechnung gestellten Hauptträger zu erreichen. Unter den Hauptträgern ist ein Drahtgeflecht angehängt, das mit einem 30 bis 50 mm starken Zementputz beworfen wird, um die eisernen Träger auch von untenher gegen Rostbildung zu schützen.

Die Oberfläche des Betons erhält zur Entwässerung von Mitte Öffnung nach beiden Widerlagern hin ein Längsgefälle von 1:20 bis mindestens 1:80, wobei die kleinste Betonstärke über den Hauptträgern am Widerlager mindestens 50 mm betragen soll; sie wird mit einer wasserdichten Abdeckschicht aus Asphaltfilz, geteeter Jute oder Asphaltbleisolation versehen, zu deren Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachschiicht angeordnet wird.

a) Grundriß.



b) Querschnitt.



c) Fahrbahnabschluß. Schnitt a-b.

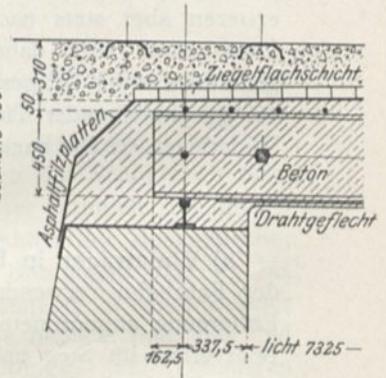


Abb. 463. Walzträger in Beton.

Mit Rücksicht auf die geringe Stützweite und die geschützte Lage der Eisenträger im Beton wird auf die Berücksichtigung der Wärmeschwankungen, also auf die Anordnung eines beweglichen Auflagers verzichtet, so daß sich der Übergang zu den Widerlagern, besonders bei schiefen Brücken, sehr einfach gestaltet (Abb. 463c). Um aber bei der Durchbiegung des Überbaues eine Rissebildung im Widerlager zu vermeiden, sind beide durch eine wagerechte (Abb. 463c) oder lotrechte Fuge zu trennen.

b) Eisenbetonplatte auf Längs- und Querträgern (Abb. 430) als Ersatz für den Tonnen- bzw. Buckelblechbelag. Die Oberfläche der Platte erhält ein Längsgefälle von 1:60 bis 1:100 nach den beiden Widerlagern hin und wird wieder mit einer Asphaltisolier- und einer Ziegelflachschiicht überdeckt. Damit beim Loslösen des Betons vom

Hauptträgerstehblech infolge der Erschütterungen durch den Verkehr kein Wasser in die entstehende Fuge dringen kann, wird die Ziegelflachsicht durch ein Winkelleisen abgedeckt. Zweckmäßig werden auch die lotrechten Eckaussteifungsbleche mit Beton umstampft, mit Isolierung und Flachsicht versehen und dann ebenfalls durch aufgenietete Winkelleisen bzw. Bleche gegen das Eindringen der Feuchtigkeit zwischen Eisen und Beton geschützt.

III. Die Längsträger.

1. Grundrißanordnung.

a) **Unmittelbare Schienenauflagerung.** Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar auf den Längsträgern, so werden diese in 1,5 m Mittenentfernung symmetrisch zur Brückenachse angeordnet.

b) **Querschwellenoberbau.** Im geraden Gleis werden die Längsträger stets symmetrisch zur Brückenachse angeordnet. Ihre geringste zulässige Mittenentfernung von 1,5 m erfordert zwar die kleinste Schwellenhöhe, wird aber nur ausnahmsweise bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe gewählt, weil sie ein hartes Fahren und stärkere Querträger ergibt. Der gebräuchliche Mittenabstand der Längsträger ist $\lambda = 1,6$ bis 2,0 m.

Bei Kurven mit einem Radius $R > 250$ m wird dieselbe Anordnung wie im geraden Gleis gewählt (Abb. 407b), nur ist die Entfernung λ entsprechend der Pfeilhöhe f (Abb. 428) zu vergrößern, damit an keiner Stelle die Schienen außerhalb der Längsträger liegen.

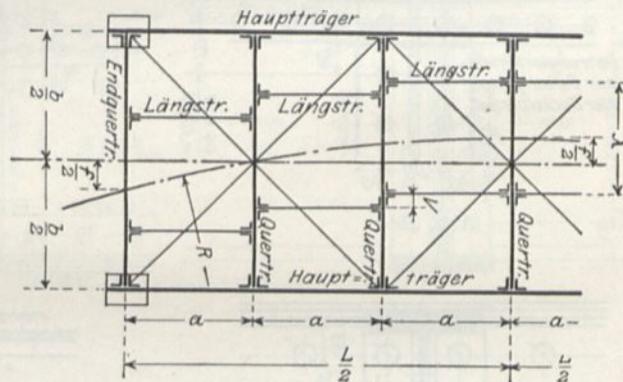


Abb. 464. Versetzte Längsträger.

In Kurven mit einem Radius $R \leq 250$ m werden die Längsträger in den einzelnen Feldern gegeneinander versetzt (Abb. 464), um zu starke Schwellen zu vermeiden und eine gleichmäßigere Beanspruchung beider Längsträger herbeizuführen. Das Maß v der Versetzung muß mindestens gleich dem doppelten Wurzelmaß der Anschlußwinkel α der Stegstärke des Längsträgers sein.

c) **Durchführung des Schotterbetts.** Je nach der Breite der Brücke ordnet man einen (Abb. 427 und 429) oder drei (Abb. 408) Längsträger zwischen zwei Hauptträgern an; ihre Entfernung ist durch die Abmessungen der Tonnen- bzw. Buckelbleche bedingt, deren Breite nicht über 1,8 bis 2,0 m gewählt wird.

2. Querschnittsausbildung.

Die Längsträger erhalten meist HNP., bei geringer Konstruktionshöhe auch HDiff., I-, C-, C-, C-förmigen Querschnitt; nur bei Fachweiten $a \geq 6,0$ m werden Blechträger, selten Fachwerkträger verwendet; die Höhe soll zweckmäßig $\frac{1}{10}$ bis mindestens $\frac{1}{8}$ der Spannweite betragen.

Sind bei Durchführung des Schotterbetts die Querträger als Blechträger mit einer breiten oberen Lamelle (Abb. 458) zur Auflagerung der Buckelbleche ausgebildet, so empfiehlt es sich, dem Längsträger ebenfalls eine obere Lamelle von gleicher Stärke zu geben (Abb. 465); einmal erreicht man dadurch eine willkommene Verstärkung des oberen Flansches gegen Abbiegen und gegen die Zugkräfte der anschließenden Buckelplatten; dann aber kann der obere Flansch durch die Niete nn

zwischen Unterkante Quer- und Längsträger groß, so muß dabei der Untergurt des Querträgers gegen die eintretende Verdrehung durch dreieckige Konsolbleche gegen den Untergurt des fest anschließenden Längsträgers abgestützt werden (vgl. Abb. 512 im 11. Kap.).

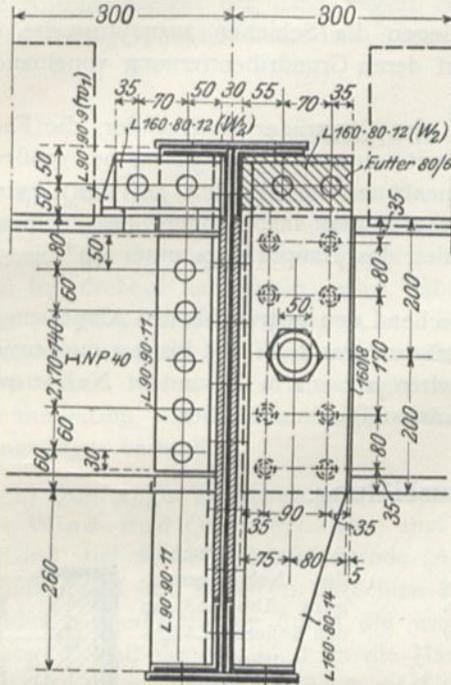


Abb. 470 a.

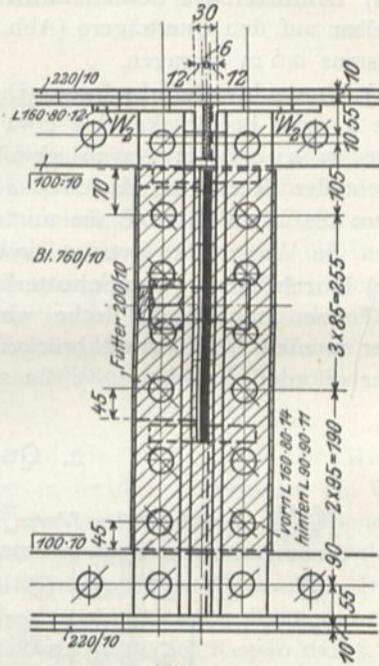


Abb. 470 b.

Abb. 470. Fester Gelenkanschluß des Längsträgers.

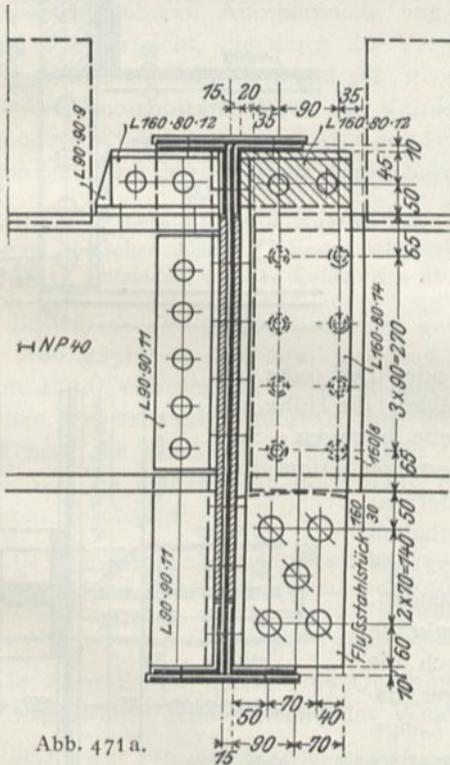


Abb. 471 a.

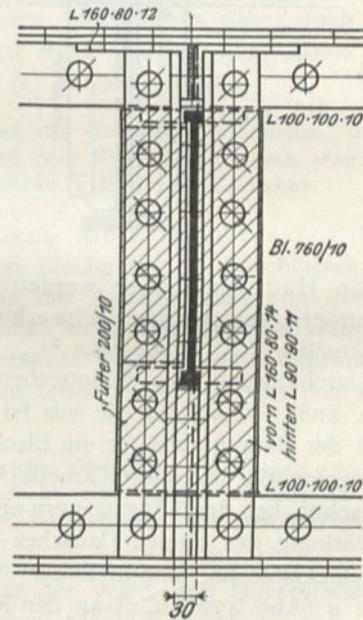


Abb. 471 b.

Abb. 471. Beweglicher Gelenkanschluß des Längsträgers.

IV. Die Querträger.

1. Grundrißanordnung.

a) **Unmittelbare Schienenauflagerung.** Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar auf den Querträgern (Abb. 445), so darf deren Grundrißentfernung voneinander höchstens 0,6 m betragen.

b) **Querschwellenoberbau.** Die Entfernung der Querträger voneinander, die Fachweite a , wird bei Brücken bis etwa $b = 4,0$ m Breite zu $a = 1,7$ bis 3,0 m, bei größerer Breite zu $a = 3,4$ bis 5,0 m gewählt. Einen nennenswerten Einfluß auf das Gesamtgewicht der Brücke hat das Maß a nicht; daher trifft man insbesondere bei Fachwerkträgern die Wahl so, daß die mittleren Diagonalen des Hauptträgers unter 40° bis 50° gegen die Wagerechte geneigt sind.

c) **Durchführung des Schotterbetts.** Entsprechend den gebräuchlichen Abmessungen der Tonnen- und Buckelbleche wird der Querträgerabstand zu 1,5 bis 2,2 m gewählt. Daher werden bei Fachwerkbrücken mit Fachweiten $a > 2,2$ m besondere Nebenquerträger erforderlich (Abb. 408), die sich an die Längsträger anschließen.

2. Querschnittsausbildung.

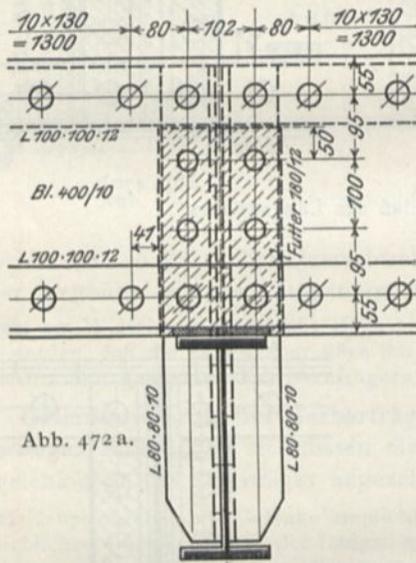


Abb. 472 a.

Abb. 472. Anschluß des Nebenquerträgers (Abb. 408) an den äußeren Längsträger.

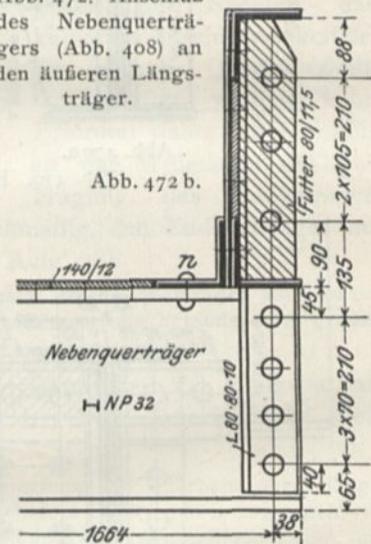


Abb. 472 b.

Die Hauptquerträger werden aus I-NP. oder Diff. oder als Blechträger, seltener als Fachwerkträger ausgebildet; die Höhe soll zweckmäßig $\frac{1}{6}$, mindestens $\frac{1}{10}$ der Spannweite betragen. Sind bei Durchführung des Schotterbetts Nebenquerträger erforderlich (Abb. 408), so werden sie aus I-Eisen gebildet; ist dabei der Hauptquerträger ein Blechträger, so erhalten sie zweckmäßig eine obere Lamelle ($\frac{140}{12}$, Abb. 472) aus den schon bei den Längsträgern angeführten Gründen: Verstärkung des oberen Flansches gegen die Zugkräfte der Buckelbleche, unmittelbarer Anschluß durch die Niete n (Abb. 472 b u. c) an den Randlängsträger, dadurch Aussteifung des unteren Gurtwinkels dieses Längsträgers, endlich Kleinmaß der erforderlichen Ausarbeitung für den oberen Flansch des Nebenquerträgers.

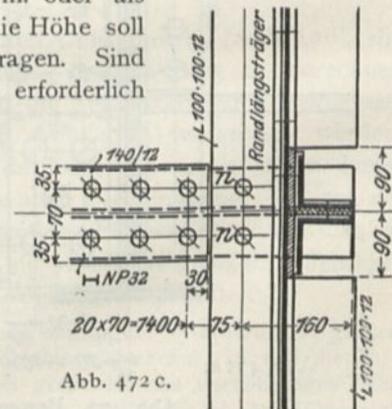


Abb. 472 c.

Zur Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs und zur Sicherung des gedrückten Obergurts gegen Ausknicken aus der lotrechten Querträgerebene genügen im allgemeinen die Anschlußwinkel der Längsträger; liegen diese oberhalb der Querträger, so sind an ihren Auflagerpunkten besondere Aussteifungswinkel anzuordnen.

3. Anschluß an die Hauptträger.

a) **Querträger oberhalb der Hauptträger.** Die Querträger werden entweder fest mit den Obergurten der Hauptträger vernietet oder aber, um die hierbei auftretende Verdrehung der Gurtungen zu vermeiden, mit guß- oder flußeisernen Unterlagplatten zentrisch und frei drehbar aufgelagert; wird dabei nur der mittelste Querträger fest, die übrigen aber längsverschieblich gelagert, so bleibt das Fahrbahngerippe unabhängig von den Längenänderungen der Hauptträger; die Verschiebung in der Querrichtung der Brücke wird durch Nasen oder Anschlagleisten in den Unterlagplatten, das Abheben durch Klemmplatten, das Kanten endlich durch die fest an die Querträger angeschlossenen Längsträger verhindert.

b) **Querträger zwischen den Hauptträgern.** *a)* Sind die Querträger nur Glieder der Wind- und Querverbände, sind also entweder in beiden Gurtebenen ein Windverband und zwei Endquerverbände (Abb. 70) oder aber nur in einer Gurtebene ein Windverband und in allen lotrechten Knotenpunktsebenen Querverbände (Abb. 75) vorhanden, so erhalten sie durch die wagerechten Kräfte zusätzlich nur Zug- bzw. Druckkräfte, so daß ihr Anschluß an die Hauptträger nur den lotrechten Stützdruck zu übertragen hat. Dieser Anschluß erfolgt durch Winkeleisen nach den Regeln des 3. Kap. In den Knotenpunkten des Hauptträgers, in denen Knotenbleche in der Hauptträgerebene entbehrlich sind, z. B. in den Punkten \otimes , II, und IV, der Abb. 407a, wird die Entlastung der oberen Anschlußniete von den Zugkräften durch lotrechte Bleche (s in Abb. 407c) erreicht, die durch die Vertikalen des Hauptträgers hindurchgreifen; in den übrigen Knotenpunkten I, und III, können diese Bleche (s_1 in Abb. 407d) nur unterhalb der Knotenbleche durch die Vertikale durchgreifen und müssen daher noch durch besondere Winkeleisen (w in Abb. 407d) angeschlossen werden, deren obere Niete durch wagerechte, an den Obergurt angeschlossene Bleche (a) entlastet werden.

Da sich diese Bleche a nur an das innere \square -Eisen des Obergurts anschließen, sind die unteren Flanschen beider \square -Eisen beiderseits dicht neben dem Knotenblech durch wagerechte Bleche zu verbinden, um der Gefahr des Abreißens des inneren \square -Eisens zu begegnen.

Besteht die Vertikale aus einem gewalzten H -Eisen, wie z. B. in Punkt 3, bis 5, der Abb. 425c, so sind zum Anschluß der lotrechten Bleche s stets Anschlußwinkel w (Abb. 425a) erforderlich; eine vollständige Entlastung der Anschlußniete von den Zugkräften ist jetzt undurchführbar; ihre Wirkung wird aber wesentlich dadurch vermindert, daß man die Bleche s so hoch über Querträgeroberkante führt, wie das Normalprofil gestattet; sie dienen dann gleichzeitig dazu, etwa entgleiste Fahrzeuge von den Hauptträgern abzuhalten.

Da sich die Winkel w nur an den inneren Flansch der Vertikalen anschließen, der Querträgerstützdruck daher die Gurtung auf Verdrehen beansprucht, sind die beiden Gurtteile in den Knotenpunkten stets durch wagerechte Bleche miteinander zu verbinden, die durch Winkeleisen (v in Abb. 425a) an die Vertikale anzuschließen sind.

In allen Fällen müssen die Querträger als Glieder der Wind- und Querverbände an die wagerechten Knotenbleche des Windverbandes angeschlossen werden.

Sind zwei Windverbände vorhanden, so können die Querträger in den Knotenpunkten des Untergurts mit besonderen Auflagerstühlen auch zentrisch und frei drehbar aufgelagert werden (vgl. unter a); zu dieser Anordnung geht man aber nur bei großer Spannweite und Brückenbreite über.

d) Sind die Querträger Glieder offener Halbrahmen, ist also bei Trogbriicken nur in der Untergurtebene ein Windverband vorhanden, so treten in ihren Anschlußpunkten an die Hauptträgervertikalen Momente auf einmal infolge der auf den Obergurt entfallenden Windlasten W_0' und W_0'' (Abb. 443), dann aber (vgl. A VI 2d) infolge der wagerechten Querkräfte $\frac{1}{100} S_{\min}$, die das Ausknicken der Obergurtknotenpunkte aus der Hauptträgerebene heraus verhindern sollen (Abbildung 444). Die bei Belastung des Querträgers durch die Verkehrslast auftretenden Eckmomente $M_A = (W_0' + 0,01 S_{\min}) h_u$ und $M_B = -(W_0'' - 0,01 S_{\min}) h_u$ sind in der Regel positiv und werden zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen und Anschlußniete wieder nach Abb. 474 durch Kräftepaare ersetzt.

Aufgabe 90. Es sollen die Eckmomente des offenen Halbrahmens der in Aufg. 83, 85 und 89 berechneten Fachwerkbrücke und das größte Biegemoment der Hauptträgervertikalen (4)–(IV), (Abb. 406) im Abstand $h_0 = 2,0$ m berechnet werden.

Auflösung. Nach Aufg. 83 ist $W_0' = 0,42$ t, $W_0'' = 0,21$ t, $S_{\min} = 217$ t; daher wird mit $h_u = 3,3$ m (Aufg. 89) $M_A = (0,42 + 2,17) 3,3 = 7,55$ mt und $M_B = -(0,21 - 2,17) 3,3 = 6,47$ mt; damit berechnen sich (Abb. 474) die Werte $\mathfrak{R}_l^{(0)} = \mathfrak{R}_l^{(u)} = \frac{7,55}{3,3 - 2,0} = 5,8$ t und $\mathfrak{R}_r^{(0)} = \mathfrak{R}_r^{(u)} = \frac{6,47}{1,3} = 5,0$ t.

Das größte Moment für die Vertikale (4)–(IV), am Anschlußpunkt der Eckaussteifung berechnet sich zu $\mathfrak{M} = (0,42 + 2,17) 2,0 = 5,18$ mt, daher die Beanspruchung (I–Diff. 22 B mit $W = 547$ cm³, vgl. Aufg. 85) $\sigma = \frac{5,18}{547} \cdot 10^5 = 990$ kg/cm².

Die konstruktive Durchbildung des Anschlusses erfolgt wie bei den geschlossenen Querrahmen durch wagerechte untere Anschluß- und lotrechte dreieckige Aussteifungsbleche (Abb. 427, 461, 475), die bei größerer Höhe zum Schutz gegen Ausknicken durch Winkeleisen gesäumt (Abb. 406b), bei genieteten Querträgern und Vertikalen auch durch eine dreieckförmige Stabaussteifung (Abb. 408b) ersetzt werden.

V. Die Hauptträger.

1. Grundrißausbildung.

a) **Gerade Brücken.** Der Schnittwinkel der sich kreuzenden Verkehrswege ist 90°. Die Hauptträger bilden mit den Endquerträgern ein Rechteck, dessen Längsachse parallel der Gleisachse bzw. in Krümmungen parallel der Bogensehne (Abb. 428) liegt.

a) **Fahrbahn oberhalb der Hauptträger.** Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Hauptträgern, so ist deren Entfernung $b = 1,5$ m.

Bei Querschwellenoberbau wird die Entfernung b der Hauptträger mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Brücke gegen Umkippen durch wagerechte Kräfte für eine Spannweite

$$\begin{array}{l} L \leq 8,0 \text{ bzw. } 10,0 \text{ bzw. } 20,0 \text{ bzw. } 30,0 \text{ bzw. } 40,0 \text{ m zu} \\ b \geq 1,8 \text{ „ } 2,0 \text{ „ } 2,6 \text{ „ } 3,0 \text{ „ } 3,4 \text{ m} \end{array}$$

gewählt. In Gleiskrümmungen (Abb. 447) sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend zu vergrößern.

Bei Durchführung der Bettung wird bei Tonnen- und Buckelblechbelag ohne Einschaltung eines Längsträgers $b = \frac{1,75 \text{ bis } 2,25 \text{ m (Abb. 453)}}{3,50 \text{ bis } 4,50 \text{ m (Abb. 429)}}$ gewählt mit

Bei Betonabdeckung (Abb. 463) endlich ist $b = 0,5$ bis $0,75$ m.

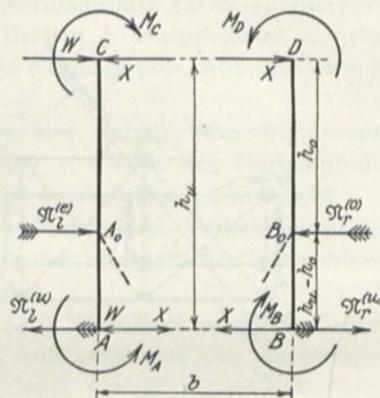
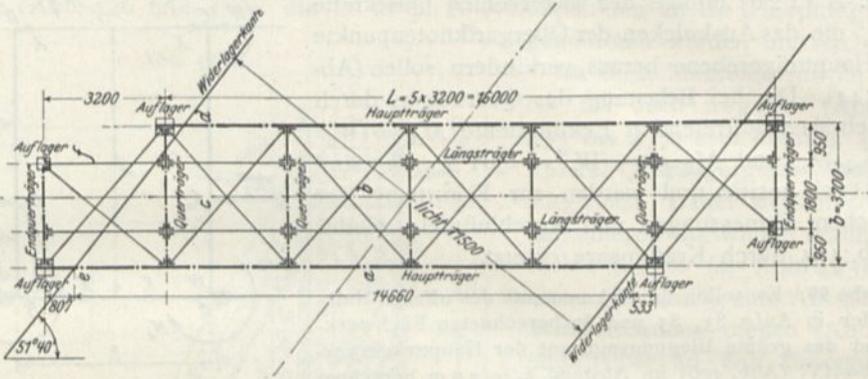


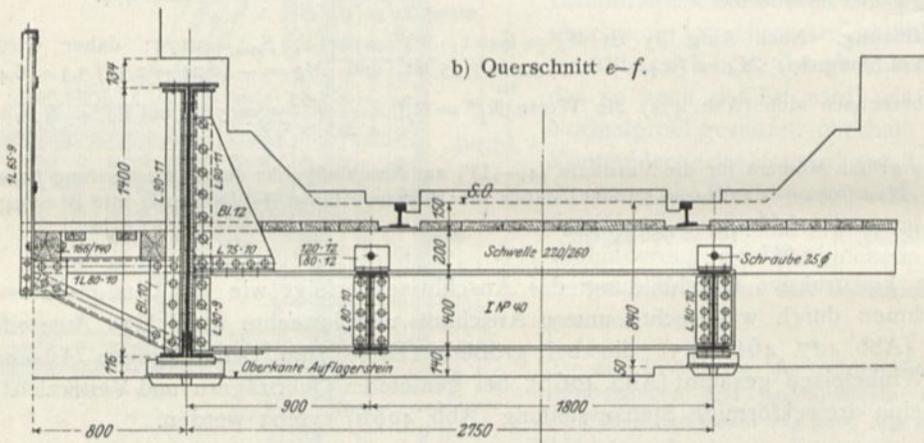
Abb. 474.

β) Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Querträgern (Abb. 445), so wird $b = 2,1$ m gewählt.

a) Grundriß.



b) Querschnitt e-f.



c) Querschnitt a-b.

d) Querschnitt c-d.

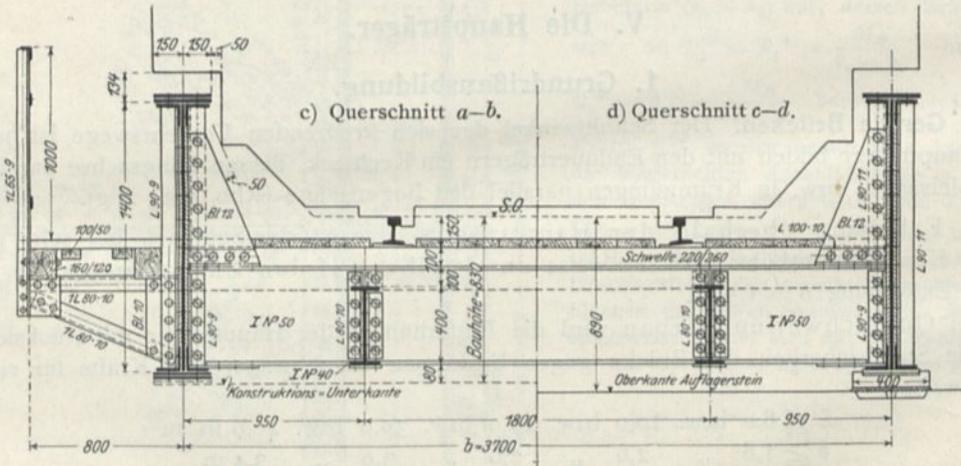


Abb. 475. Schiefe Blechträgerbrücke.

Bei Querschwellenoberbau richtet sich die Hauptträgerentfernung b nach der Umgrenzungslinie des lichten Raumes (Abb. 454). Liegt die Fahrbahn halb versenkt (Abb. 407), so wird in der geraden Strecke für $L = 20$ bis 50 m die Entfernung $b = 2,5$ bis $4,0$ m gewählt. In Gleiskrümmungen sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend

zu vergrößern. Liegt die Fahrbahn ganz versenkt (Abb. 406 und 425), so ergibt sich, wenn die Hauptträger in den 1. oder 2. Absatz des Normalprofils hineinreichen (Abb. 427 und 475), $b = 2,6$ bis $3,8$ m, wenn sie aber mehr als $0,76$ m über S.O. hinausgehen (Abb. 406), $b = 4,8$ bis $5,0$ m, nämlich = Breite des Normalprofils $4,0$ m + Obergurtbreite + $2 \times 0,2$ m Spielraum. In Kurven sind die Breiten b entsprechend zu vergrößern, wobei besonders noch auf die Schiefstellung des Normalprofils (Abb. 428) Rücksicht zu nehmen ist.

Bei Durchführung der Bettung soll die Breite des Schotterbetts mindestens $3,3$ m betragen, so daß sich für Hauptträger im 1. oder 2. Absatz des Normalprofils (Abb. 427, 430) $b = 3,4$ bis $3,8$ m, für höhere (Abb. 408) $b = 4,8$ bis $5,0$ m ergibt.

b) **Schiefe Brücken.** Der Schnittwinkel der sich kreuzenden Verkehrswege ist $< 90^\circ$. Die Anordnung schiefer Endquerträger ist wegen der erforderlichen schwierigen und teuren schiefen Anschlüsse grundsätzlich zu vermeiden.

Weicht der Schnittwinkel nur wenig von 90° (Abb. 447), so ordnet man den Grundriß wie den einer geraden Brücke an, indem man die Auflagerpunkte der Hauptträger in ungleicher Entfernung von Vorderkante Widerlager legt; die geringste Entfernung soll dabei 300 mm betragen.

Bei größerer Abweichung des Schnittwinkels von 90° bildet man den Grundriß der Brücke nach Abb. 475 aus; außer den 4 Auflagern für die Hauptträger ist auf jedem Widerlager in der Längsträgerachse noch je ein Auflager für die Endquerträger angeordnet.

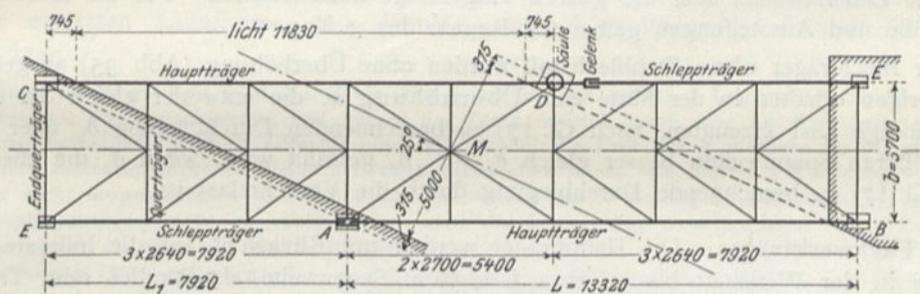


Abb. 476. Schiefe Brücke mit Schlepptägern.

Bei sehr spitzem Schnittwinkel ordnet man auf jedem Widerlager in der Verlängerung der Hauptträgerachse je einen Schlepptträger an (Abb. 476); wird dabei die Vorderkante des Widerlagers schräg zur Brückenachse ausgebildet, so erhalten Schlepp- und Hauptträger ein gemeinsames Auflager (A , Abb. 476); liegt dagegen diese Vorderkante rechtwinklig zur Brückenachse, so wird der Schlepptträger mit einem Gelenk an den auf einer Säule (D , Abb. 476) aufgelagerten Hauptträger angeschlossen.

2. Querschnittsausbildung.

a) **Vollwandige Träger** haben bis etwa 20 m Stützweite vor den Fachwerkträgern den Vorzug der einfacheren Herstellung, der leichteren und billigeren Unterhaltung (wegen des geringeren Angriffs der geschlossenen Querschnittsform durch Rost), der größeren Unabhängigkeit in der Querträger- und Schwellenteilung und des einfacheren Anschlusses des Fahrbahngerippes an Hauptträger und Widerlager, besonders bei schiefen Brücken; dem größeren Eigengewicht steht der geringere Einheitspreis und der verminderte Einfluß der Stöße der Fahrzeuge gegenüber.

α) **Gewalzte Profile** (I-NP. und Diff.) kommen bei Anordnung von 2 Hauptträgern (Abb. 445) bis etwa $L = 8,0$ m, bei Anordnung mehrerer Hauptträger mit Beton-

abdeckung (Abb. 463) bis etwa $L = 12,0$ m und zwar ohne Überhöhung in der Mitte zur Verwendung; für diese darf die von der Verkehrslast herrührende Durchbiegung den Wert $\frac{1}{800}L$ erreichen.

β) Genietetete Blechträger erhalten zweckmäßig eine Stehblechhöhe $h = \frac{1}{8}L$ bis $\frac{1}{9}L$, die aber bei geringer Konstruktionshöhe auf Kosten des Eigengewichts auf $\frac{1}{16}L$ bis $\frac{1}{20}L$ verringert werden darf, solange nur die von der Verkehrslast herrührende Durchbiegung den Wert $\frac{1}{1000}L$ nicht überschreitet. Die Stärke δ des Stehblechs soll mit Rücksicht auf die Rostgefahr, die Knicksicherheit und den zulässigen Lochleibungsdruck mindestens 10 mm, bei Stehblechhöhen über 800 mm besser 12 mm betragen. Die Gurtwinkel werden meist gleichschenkelig, seltener ungleichschenkelig mit 10 bis 16 mm Schenkelstärke ausgeführt. Die Lamellen sollen beiderseits über den Winkeln um einige Millimeter, höchstens aber um das 2- bis $2\frac{1}{2}$ -fache ihrer Stärke vorstehen; bei größerem Überstand sind die vorstehenden Teile gegen Knicken besonders zu schützen. Wird die unmittelbar auf den Gurtwinkeln liegende Lamelle zur Aufnahme der Tonnen- oder Buckelbleche breiter als die übrigen Lamellen ausgeführt, so sind die vorstehenden Teile in 2,0 bis 2,5 m Entfernung auszusteifen, entweder unmittelbar durch die Querträger (Niete n in Abb. 466) oder durch die Querverbände (Winkel w in Abb. 453b); dasselbe gilt für den Untergurt, wenn auch hier ungleiche Lamellenbreiten ausgeführt sind wie in Abb. 453b. Um das Eindringen von Schmutz und Feuchtigkeit in die Fugen zwischen Stehblech und Obergurtwinkeln zu verhindern, ist die unmittelbar auf den Winkeln liegende Lamelle stets über die ganze Trägerlänge durchzuführen. Für die Ausbildung der Stöße und Aussteifungen gelten die Regeln des 3. Kap.

Nur Blechträger ohne Stehblechstoß werden ohne Überhöhung (Abb. 35) ausgeführt; alle übrigen erhalten in der Mitte eine Überhöhung u , die entweder gleich der durch die ständige Last erzeugten, nach Gl. 17) zu berechnenden Durchbiegung δ_1 oder aber bei größeren Spannweiten besser gleich $\delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2$ gewählt wird, wenn δ_2 die ebenfalls nach Gl. 17) zu berechnende Durchbiegung durch die Verkehrslast ist.

b) **Fachwerkträger.** Die Hauptträger werden mit Rücksicht auf die billigere Herstellung in der Werkstatt bis zu etwa $L = 50$ m Spannweite als Parallel- oder Trapezträger (Abb. 64a und b) mit einer Höhe $h = \frac{1}{8}L$, darüber hinaus als Parabel- oder Halbparabelträger (Abb. 64q-bis s) mit einer Höhe $h = \frac{1}{7}L$ ausgeführt, weil dann die Eisenersparnis den Mehraufwand an Arbeitslöhnen überwiegt. Die Fachweite a (Abb. 400a) wird so gewählt, daß der Neigungswinkel der Diagonalen 40° bis 50° , am besten 45° beträgt; ergeben sich bei diesem Winkel Fachweiten von mehr als 6,0 bis 8,0 m, so wählt man eine Unterteilung des Hauptsystems (Abb. 64s), um allzu große Querschnittsabmessungen bei Quer- und Längsträgern zu vermeiden.

Die konstruktive Ausbildung der Hauptträger erfolgt nach den Regeln des 3. Kap. Da die Träger im Freien liegen, ist besonders darauf zu achten, daß offene Fugen und enge Zwischenräume vermieden werden, ebenso nach oben offene Querschnitte, die als Rinnen wirken oder die Bildung von Wassersäcken ermöglichen. Auf die Zugänglichkeit aller Teile zur Instandhaltung und Erneuerung des Anstrichs ist besonderer Wert zu legen. Mit Rücksicht auf die Rostgefahr sind Blechstärken unter 8 bis 9 mm, mit Rücksicht auf eine ordnungsmäßige Vernietung Nietdurchmesser unter 17 mm und daher Stabreiten unter 55 mm zu vermeiden. Die Gurtungen werden möglichst aus \square -Eisen, die Füllungsstäbe aus Γ - oder \square -Eisen gebildet. Können die Vertikalen bzw. auch die Diagonalen als gleichzeitige Glieder geschlossener Portale oder offener Halbrahmen nicht aus gewalzten Profilen hergestellt werden, so sind sie als Blechträger auszubilden.

Die Überhöhung u in Mitte wird bei Brücken über 20 m Stützweite zu $u = \delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2$ gewählt und nimmt gewöhnlich beiderseits nach einer Parabel bis auf Null über den Auflagerpunkten ab (Abb. 35).

Für Parallel- und Trapezträger auf 2 Stützen tritt für die Durchbiegung zu dem nach Gl. 17b) zu berechnenden Beitrag der Gurtungen noch der Einfluß der Füllungsstäbe hinzu; die gesamte Durchbiegung Δ kann annähernd aus der Gleichung $\Delta = \delta \left(1 + \frac{4h}{L}\right)$ berechnet werden, die mit $J_{\max} = \frac{1}{2} F_{\max} h^2$ (vgl. Abb. 98), wo F_{\max} der größte vorhandene Gurtquerschnitt, in $\Delta = \frac{5.5}{2.4} \frac{L^2}{E F_{\max} h^2} \left(1 + \frac{4h}{L}\right) M_{\max}$ übergeht. Für in Aufg. 83 und 85 berechneten Träger ist $L = 28,0$ m, $h = 3,5$ m, $F_{\max} = \frac{1}{2} (195,6 + 174,2) = 185,0$ cm² und nach Zahlentafel 3 für einen Hauptträger für den Lastenzug G das größte Moment $M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 835 = 417,5$ mt, daher berechnet sich die Durchbiegung durch die Verkehrslast zu $\delta = \frac{5.5}{24} \frac{28,0^2}{3,5^2} \frac{4175,0}{2150 \cdot 185,0} \left(1 + \frac{4 \cdot 3,5}{28,0}\right) = 2,3$ cm.

3. Auflagerung.

Bei den im Freien liegenden Trägern ist besonderer Wert darauf zu legen, daß der Ansammlung von Staub, Schmutz und Feuchtigkeit zwischen den beweglichen Teilen der Lager möglichst vorgebeugt wird. Um die Lager den von der Oberfläche der Widerlager abprallenden Regentropfen und Schmutzteilchen tunlichst zu entziehen und sie gleichzeitig zur Reinigung besser zugänglich zu machen, werden sie möglichst hochliegend angeordnet, indem man die eigentlichen Auflagersteine über das übrige Mauerwerk hervorragen läßt; die Höhe der Steine ist dabei so reichlich zu bemessen, daß sie noch genügend tief in das Widerlagermauerwerk einbinden. Besonderes Augenmerk ist auch auf das satte Untergießen der vorerst bei der Montage auf eiserne Keile gesetzten Lagerkörper mit dünnflüssigem Zementmörtel (1 Zement + 1 Sand) zu richten.

Beim Untergießen wird die 15 bis 20 mm starke Fuge zwischen Lagerplatte und Mauerwerk ringsum mit Ton verschlossen, und darauf der Zementmörtel durch eine an einer Seite der Tondichtung befindliche größere Öffnung eingefüllt, wobei die Luft durch mehrere an der entgegengesetzten Seite angebrachte kleinere Löcher entweichen kann. Da hierbei die Bildung von Luftblasen nicht ausgeschlossen und daher auf ein überall sattes Aufliegen, besonders bei größeren Plattenabmessungen nicht zu rechnen ist, wird die Lagerplatte zweckmäßiger im Abstand von 30 bis 60 mm ringsum mit einem Rahmen aus Ton oder aus mit Ton gedichteten Brettern von 40 bis 60 mm Höhe umgeben; der in den ringförmigen Zwischenraum eingebrachte dünnflüssige Zementmörtel wird dann durch den hydrostatischen Druck unter die Lagerplatte getrieben; eine noch bessere Ausnutzung dieses Drucks ergibt sich, wenn man den Mörtel durch eine in Mitte der Lagerplatte angebrachte Bohrung von 30 bis 40 mm ϕ mittels eines hochstehenden Trichters einfüllt.

Beim Unterstopfen wird die Fuge zwischen Lagerplatte und Mauerwerk 20 bis 30 mm stark gemacht und mit einem fetten Zementmörtel (1 Zement + 2 Sand) vollgestopft, wodurch ein gleichmäßiges Aufliegen der Platte erreicht wird.

a) **Vollwandige Träger** erhalten bis etwa $L = 14$ m Spannweite beiderseits Gleitlager; darüber hinaus wird am beweglichen Ende ein einrolliges Auflager angeordnet (Abb. 181 und 182); auf eine genügende Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs in der Auflagersenkrechten ist besonderes Gewicht zu legen (Abb. 450, 461).

Bei Anordnung von zwei Hauptträgern wird für die gebräuchlichen Brückenbreiten $b \leq 5,0$ m meist die Lagerung nach Abb. 69 ausgeführt, bei der alle 4 Auflager ohne Querverschieblichkeit, d. h. beiderseits mit Anschlagleisten bzw. Rollenbunden ausgebildet sind. Werden dagegen mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger angeordnet (Abb. 453), so wird die Lagerung entweder nach Abb. 77 oder aber meist so ausgeführt, daß nur die Auflager der beiden mittleren Hauptträger (A in Abb. 453b) seitliche Anschlagleisten, alle übrigen aber (C in Abb. 453b) freie Querverschieblichkeit besitzen, um den Längenänderungen der Brückenbreite nach bei Wärmeschwankungen Rechnung zu tragen.

b) **Fachwerkträger** erhalten durchweg Kipp- und Rollenlager (Abb. 181 bis 186, 189), nur bei beschränktem Raum Pendellager (Abb. 188). Die Mitte des Auflagers muß bei der mittleren Aufstellungstemperatur von 10° C mit der Lotrechten durch den Auflagerknotenpunkt zusammenfallen. Die Oberfläche des Auflagerstuhls liegt meist in Höhe Unterkante Untergurt, wie z. B. bei dem in Abb. 477 dargestellten Auflagerpunkt des Trapez-

Abb. 477. Auflagerpunkt (X) des
Trapezträgers Abb. 141
(Auflager vgl. Abb. 189).

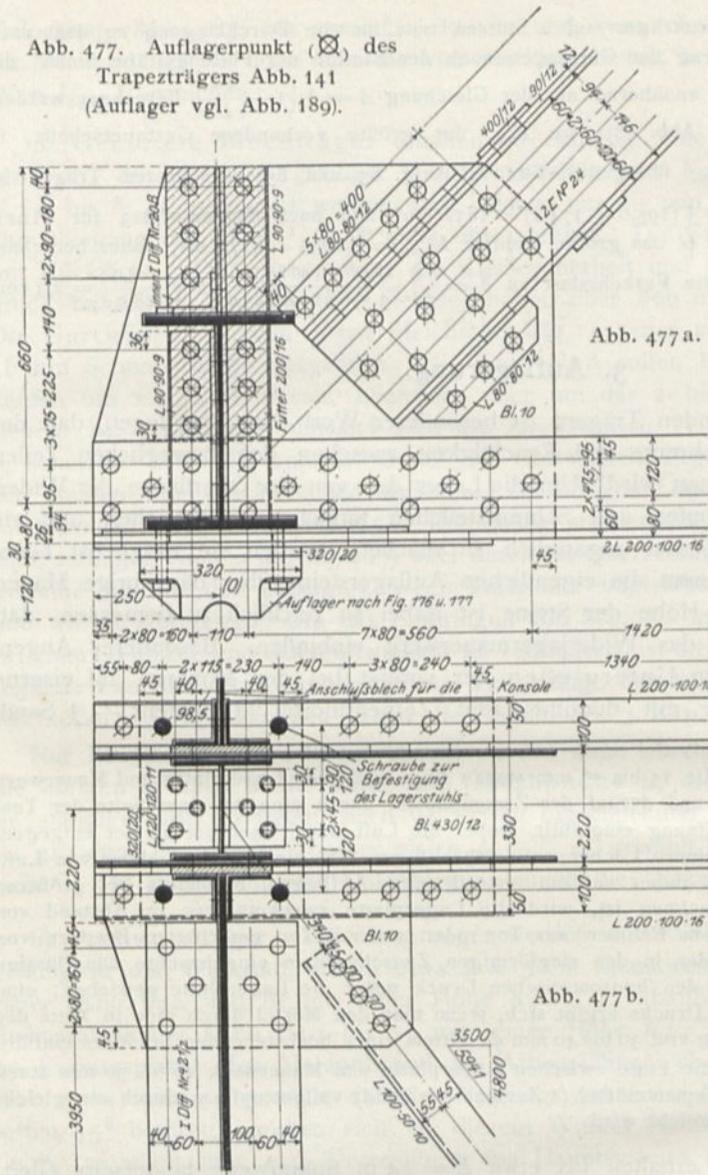


Abb. 477 a.

Abb. 477 b.

trägers Abb. 141 (vgl. auch Abb. 406c). Ist der erste Untergurtstab geneigt oder wegen seiner Querschnittsform zur unmittelbaren Auflagerung ungeeignet, so wird das Knotenblech, wie schon bei der Auflagerung der Binder erläutert, in einem passenden Abstand a (Abbildung 352 und 353) unterhalb des Auflagerknotenpunktes wagerecht abgeschnitten, mit Winkeleisen gesäumt und mit einer flüßeisernen Platte von 20 bis 30 mm Stärke auf den Auflagerstuhl gelegt (vgl. Abbildung 527). Ganz ebenso wird verfahren, wenn ein Knotenpunkt des Obergurts Auflagerpunkt ist. In allen Fällen ist die Aussteifung des Knotenblechs auf seine ganze Höhe, der zweckmäßige Anschluß der im Auflagerknotenpunkt zusammentreffenden Stäbe unter Vermeidung aller Abbiegungen, Krümmungen und Kröpfungen sowie endlich eine ausreichende wagerechte Verbindung der einzelnen Teile mehrteiliger Querschnitte von besonderer Wichtigkeit.

VI. Der Windverband.

Der meist fachwerkförmig gegliederte Windverband bildet einen Parallelträger, dessen Gurtungen durch die Hauptträgergurte und dessen Vertikale durch die Querträger bzw. Querriegel gebildet werden; die Diagonale werden entweder gekreuzt (Abb. 400 a) oder K-förmig (Abb. 476) angeordnet. Ein durchlaufender Tonnenblech-, Buckelblech- oder Eisenbetonbelag (Abb. 427, 430, 453, 463) bildet für sich einen vollwandigen Windverband.

1. Die Diagonalen.

a) Werden die Diagonalen gekreuzt ausgeführt, so wird ihr Querschnitt meist so bemessen, daß die gezogene Diagonale die ganze Stabkraft aufnehmen kann. Nur bei kleiner Spannweite und sehr beschränkter Konstruktionshöhe werden beide Diagonalen aus Flacheisen (Abb. 478), sonst in jedem Feld die eine aus Flach-, die andere aus Winkeleisen, bei größeren Spannweiten am besten beide aus Winkeleisen gebildet; ge-

ringere Querschnitte als $80/10$ bzw. $\times 70 \cdot 70 \cdot 9$ sind hierbei zu vermeiden. Bei genügender Konstruktionshöhe wird der abstehende Schenkel des einen Winkeleisens nach oben, der andere nach unten gelegt, so daß an der Überkreuzungsstelle kein Stoß erforderlich ist. Bei beschränkter Konstruktionshöhe liegen die abstehenden Schenkel beider Winkeleisen nach oben, so daß das eine an der Kreuzungsstelle gestoßen werden muß (Abb. 479). Um das Durchhängen der Stäbe bei großer Fachweite a oder Brückenbreite b zu verhindern, werden sie an den Längsträgern durch Vernietung oder durch Klammern aus abgelenktem Flach eisen aufgehängt.

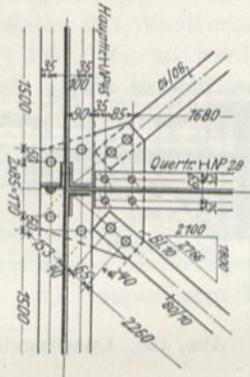


Abb. 478.

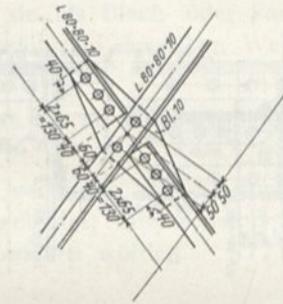


Abb. 479. Stoß der Windverbanddiagonalen.

Bei großen Spannweiten kommen \perp - und \sqcap -förmige Querschnitte zur Verwendung, deren Lichtabstand bei

Längen über etwa 5,0 bis 6,0 m zur Verringerung der Durchbiegung auf $1/25$ bis $1/15$ der Stablänge vergrößert wird (vgl. Abb. 480).

Der Anschluß an das Knotenblech soll, wenn die Rechnung kein Mehr ergibt, bei $\frac{\text{Flach}}{\text{Winkel}}$ eisen mit mindestens $\frac{2}{3}$ Nieten erfolgen.

b) Werden die Diagonalen **K**-förmig ausgeführt (Abb. 476), so wird in jedem Feld stets die eine auf Zug, die andere auf Druck beansprucht. Der Querschnitt wird bei kleinen Spannweiten L -, bei größeren \perp - oder \sqcap -förmig gewählt. Für den Anschluß gilt das vorher Gesagte.

c) Die Mittellinien der Diagonalen werden entweder in den zugehörigen Knotenpunkten des Hauptträgers (Abb. 478, 477b) oder aber zur Vermeidung allzu großer Anschlußbleche exzentrisch (Abb. 473b) eingeführt.

d) Die Anschlußbleche erhalten 10 bis 14 mm Stärke und liegen bei Hauptträgern aus Walzprofilen unter den Flanschen (Abb. 478), bei Blechträgern auf dem Schenkel des inneren Gurtwinkels (Abb. 112), ebenso bei Fachwerkträgern (Abb. 406b, 477b), wenn der Windverband nahe der Fahrbahnebene liegt; die beiden Teile eines zweischnittigen Gurtquerschnitts müssen dann aber durch ein wagerechtes Blech miteinander verbunden werden, um eine einseitige Überlastung des inneren Teils zu vermeiden. Bei außerhalb der Fahrbahnebene liegenden Verbänden schließen sich die Knotenbleche bei geraden Gurtungen an Ober- oder Unterkante Gurtung (Abb. 407c u. d), bei vieleckigen Gurtungen am besten in der Schwerachse der Gurtung mit besonderen Anschlußwinkeln (w in Abb. 480a) an.

2. Die Vertikalen.

a) Bei nahe der Fahrbahnebene liegendem Windverband bilden die Querträger in der Regel die Vertikalen; sie sind daher stets an die Windverbandknotenbleche anzuschließen. Erstreckt sich ein Diagonalkreuz über 2 Fachweiten (Feld M in Abb. 476), so ist der Kreuzungspunkt fest an den Querträger, dieser aber mit besonderen wagerechten Blechen (Abb. 112) an die Hauptträgergurtung anzuschließen.

b) Die Querriegel werden als Vertikale eines außerhalb der Fahrbahnebene liegenden Windverbands auf Druck beansprucht, daher \perp - oder \sqcap -förmig ausgebildet (Abb. 407, 425, 480) und bei größerer Länge zur Vermeidung des Durchhängens entweder durch

Schrägstäbe gegen die Hauptträgervertikalen abgestützt (Abb. 425) oder aber in Stabmitte auf $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{15}$ ihrer Länge auseinandergezogen; zur Verbindung beider Teile genügen bei mittleren Stabkräften einzelne Bindbleche (Abb. 480); bei größeren Kräften wird zwischen diesen eine durchlaufende Vergitterung angebracht, wie in Abb. 480b gestrichelt angedeutet.

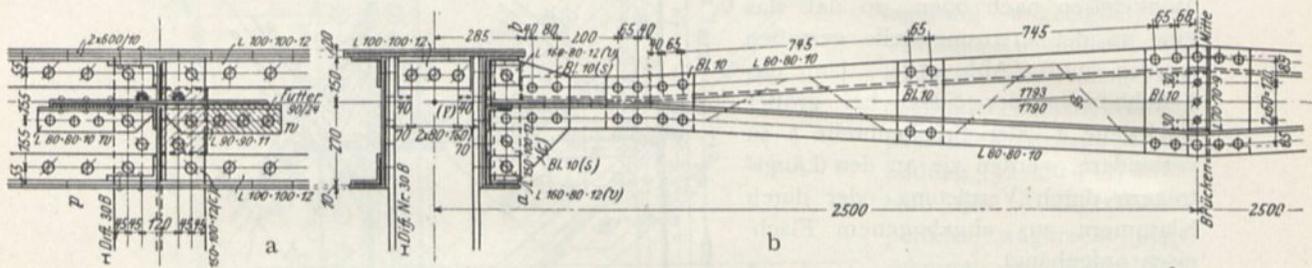


Abb. 480. Querriegelanschluß.

Der Anschluß des Querriegels erfolgt einmal an das Knotenblech des Windverbands, dann aber, um dieses gegen Abbiegen zu schützen, noch mit besonderen lotrechten Anschlußblechen (s in Abb. 407c, 480b) und Anschlußwinkeln (c) an die Hauptträgergurtung; zur Herabminderung der Zugspannungen in den Anschlußnieten des lotrechten Winkelschenkels werden zweckmäßig die Winkel v angeordnet.

VII. Der Querverband.

1. Fachwerkförmig gegliederte Querverbände

(Abb. 407c u. d, 447b, 453b) bestehen aus den wagerechten oberen und unteren Riegeln und den Diagonalen.

a) Die Riegel werden L-, \perp -, \lrcorner -, \llcorner -, \lrcorner -förmig ausgebildet; bei Fahrbahn oben (Abb. 407) bilden die Querträger gleichzeitig die oberen Querriegel. Sie müssen sowohl in der lotrechten als auch in der wagerechten Ebene an die Hauptträger angeschlossen werden.

In der lotrechten Ebene dienen zum Anschluß lotrechte Knotenbleche, die entweder durch die Hauptträgervertikalen durchgreifen (Abb. 407) oder durch besondere Winkeleisen angeschlossen werden (Abb. 447b, 453b), die dann bei genieteten Hauptträgern gleichzeitig zur Aussteifung des Stehblechs dienen.

In der wagerechten Ebene erfolgt der Anschluß entweder unmittelbar an das Windverbandknotenblech (Abb. 407) oder an besonders eingeschaltete wagerechte Bleche (Abb. 447b Obergurt) oder endlich bei Blechträgern an die vorstehenden Lamellen, und zwar entweder unmittelbar (Abb. 453b Untergurt) oder mittelbar durch Hilswinkel (w Abb. 453b Obergurt).

b) Die Diagonalen werden gekreuzt (Abb. 407c, 453b) oder K-förmig (Abb. 447b) aus L-, \perp -, \lrcorner -, \llcorner -, \lrcorner -Profilen gebildet und an die lotrechten Anschlußbleche der Riegel angeschlossen; nur bei kleiner Brückenbreite und Fahrbahn oben werden die Endquerverbanddiagonalen wohl durch ein volles Blech ersetzt (Abb. 450).

Sind mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger vorhanden (Abb. 453b), so sind die Diagonalen nach Abb. 77 nur zwischen 2 Hauptträgern erforderlich; zum Anschluß der übrigen Träger an das so gebildete innerlich und äußerlich unverschiebliche Raumfachwerk genügen die oberen und unteren Querriegel; meist werden aber nach Abb. 453b je 2 Hauptträger durch Querverbände zu einem Raumfachwerk miteinander verbunden.

2. Querrahmen.

a) **Geschlossene Querrahmen** (Portale Abb. 425b) werden durch die Querträger, die Hauptträgervertikalen und die oberen Riegel gebildet. Erleiden letztere nur Längskräfte (Abb. 426), so werden sie wie die Vertikalen des Windverbands ausgebildet; erleiden sie aber auch Biegemomente (Abb. 435 bis 438), so werden sie als Blech- oder Fachwerkträger durchgebildet. Ihr Anschluß an die Hauptträger erfolgt in derselben Weise wie der der Riegel der Wind- und Querverbände bzw. der Querträger.

Die Ausbildung der Portale als Rahmen mit Kämpfergelenken (Abb. 440 bis 442) ist bei Eisenbahnbrücken selten; über ihre konstruktive Ausbildung vgl. 11. Kap.

b) **Offene Querrahmen** (Halbrahmen) werden durch die Querträger und die Hauptträgervertikalen bzw. die Aussteifungswinkel bei Blechträgern gebildet; ihre konstruktive Durchbildung ist bereits bei den Quer- und Hauptträgern besprochen worden.

Elftes Kapitel.

Straßenbrücken.

A. Berechnung der Straßenbrücken.

Belastungen

(nach den Vorschriften des Eisenbahn-Direktionsbezirks Berlin).

1. **Ständige Last.** Die Werte der Zahlentafel S. 123—124 finden sinngemäße Anwendung; für Schnee ist ein Zuschlag von 75 kg/m^2 in Rechnung zu stellen. Das Gewicht eines Kabels einschließlich Kabelstein beträgt im Mittel 20 kg/m .

2. **Verkehrslast.** a) **Fahrbahn.** a) Gewöhnliche Verkehrslast entweder ein Wagen von 20 t Gewicht (Felgenbreite $0,2 \text{ m}$, Laststreifenbreite $2,5 \text{ m}$) und ringsum Menschengedränge von 400 kg/m^2 (in Großstädten 450 kg/m^2), oder

beliebig viele Wagen von 10 t Gewicht (Felgenbreite $0,2 \text{ m}$, Laststreifenbreite $2,5 \text{ m}$) und ringsum Menschengedränge von 400 kg/m^2 (in Großstädten 450 kg/m^2).



Für Landstraßenbrücken untergeordneten Verkehrs wird das Wagengewicht auf 6 t ermäßigt (Felgenbreite $0,1 \text{ m}$, Laststreifenbreite $2,5 \text{ m}$).

Für die Abmessungen und Belastungen elektrischer Motorwagen sind allgemein gültige Bestimmungen noch nicht aufgestellt; elektrische ^{Trieb}..... wagen haben ein Gewicht von rund $\frac{0,9}{0,6} \text{ t/m}^2$ bei 16 bis 18 m Länge und 3 m Breite. _{Anhänge}

β) **Außergewöhnliche Verkehrslast:** eine Dampfwalze von 23 t Gewicht ohne Menschengedränge (in Großstädten mit 400 bis 450 kg/m^2 Menschengedränge rings um die von der Walze eingenommene Grundfläche von $2,5 \times 5,4 \text{ m}$).

Bei Steinpflasterung ist die Verkehrslast mit ihrem $1,1$ fachen Werte einzuführen.

Bei der Berechnung der Momente an den verschiedenen Stellen (x) eines Trägers auf 2 Stützen können die Zahlenreihen M_x ; M_{max} der Zahlentafeln 2 und 4 verwendet werden.

b) **Fußwege** einschließlich Fußgängerbrücken: Menschengedränge von 400 kg/m^2 (in Großstädten bis 550 kg/m^2).

3. **Winddruck.** Es gelten die Angaben der Zahlentafel 7 , nur wird die Höhe des vom Wind getroffenen Verkehrsbandes auf $2,0$ bis $2,5 \text{ m}$ erniedrigt.

Zulässige Beanspruchungen.

1. Hauptträger. Bei Verwendung von Flußeisen sollen nachstehende Zahlenwerte nicht überschritten werden.

		Stützweite L bis zu								
		10	20	40	80	120	150	m		
Zulässige Beanspruchung auf Zug oder Druck	gewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	900	950	1000	1050	1100	1150	kg/cm ²	
		mit Rücksicht auf Wind $k_w =$	1100	1120	1160	1250	1340	1400		
	außer-gewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	1100	1150	1200	1250	1300	1350		kg/cm ²
		mit Rücksicht auf Wind $k_w =$	1300	1320	1360	1450	1540	1600		

Für zwischenliegende Werte von L ist geradlinig einzuschalten. Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist diejenige Belastung, die den größten Querschnitt ergibt. Die Knicksicherheit der Druckglieder soll, nach der Eulerschen Formel berechnet, eine mindestens 5 fache sein. Die zulässige Scherspannung beträgt $k_s = 0,9 k$, der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$.

2. Quer- und Längsträger. Bei Verwendung von Flußeisen beträgt die zulässige Beanspruchung auf Zug und Druck für gewöhnliche Verkehrslast $k = \frac{800}{1100}$ kg/cm², die zulässige Scherspannung für die Anschlußniete $k_s = 750$ kg/cm², der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$.

3. Wind- und Eckverbände. Die Beanspruchungen dürfen die unter 1. angegebenen Werte k_w erreichen; im übrigen gelten die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

Belastungsannahmen der Straßenbrücken nach DIN E 1072.

(Vorstandsvorlage.)

Die Belastung einer Straßenbrücke zerfällt in:

1. Die Hauptkräfte: ständige Last; Verkehrslast; Wärmeschwankungen; wagerechte Fliehkraft.

2. Die Nebenkräfte: Winddruck; Brems- und Anfahrkräfte; Geländerdruck; Reibung an beweglichen Lagern; Ausweichen und Setzen der Widerlager und Pfeiler.

Eine Belastung durch Schnee braucht nicht berücksichtigt zu werden.

1. Hauptkräfte.

a) Ständige Last. Als ständige Last, die in der Regel gleichmäßig verteilt angenommen werden kann, sind einzuführen:

α) Das Gewicht des Überbaues: Haupt-, Quer-, Längsträger, Fahrbahntafeln, Wind- und Querverbände, Fußwegträger, Geländer.

Dieses Gewicht ist zunächst durch Formeln, Gewichtskurven oder durch Vergleich mit ausgeführten Brücken gleicher oder ähnlicher Art annähernd zu ermitteln und der ersten Festigkeitsberechnung zugrunde zu legen.

β) Das Gewicht der Brückenbahn: Fahrbahn- und Fußwegdecke einschl. Geleise, Straßenleitungen (oberirdische Straßenbahnleitungen, Gas-, Wasserleitungen, Kabel), das unmittelbar berechnet werden kann.

Falls nicht zweifelsfrei feststeht, daß die der Berechnung zugrunde gelegte ständige Last richtig ist, so ist die wirkliche ständige Last durch eine überschlägliche Gewichtsberechnung zu ermitteln. Wenn die auf Grund dieser neu errechneten ständigen Last ermittelten Gesamtspannungen die zulässigen Spannungen in den gefährdetsten Teilen um 3% oder mehr überschreiten, so ist die Festigkeitsberechnung neu aufzustellen. Auf jeden Fall ist die auf Grund der genauen Gewichtsberechnung bestimmte wirkliche ständige Last im Entwurf anzugeben und der angenommenen gegenüberzustellen.

b) Verkehrslast.

α) Brückenklassen. Die Straßenbrücken werden nach ihrer Tragfähigkeit in 4 Klassen eingeteilt; maßgebend für die Tragfähigkeit ist die der Festigkeitsberechnung zugrunde gelegte Verkehrslast.

Für die Klassen I bis III gelten die nachstehend angegebenen Regellasten, die an Stelle der wirklichen Lasten treten. Brücken, die nicht mindestens den Anforderungen der Klasse III entsprechen, gehören zur Klasse IV. Die Brücken der Klasse I sind im allgemeinen für Straßenbahnen ausreichend, jedoch bleibt gegebenenfalls die Sicherheit gegen Brems- und Anfahrkräfte nachzuweisen.

β) Regel- und Ersatzlasten. Als Regellasten gelten die in Zahlentafel 13 dargestellten Fahrzeuge (Einzellasten) und Menschengedränge verschiedener Dichte, das auch an die Stelle sonstiger Belastung, wie Viehherden, lasttragender Personen und kleinerer Fahrzeuge tritt.

Die gleichmäßig verteilte Ersatzlast p_v für ein Fahrzeug wird durch Division seines Gesamtgewichts durch die von ihm eingenommene Grundfläche ($2,5 \cdot 6,0 = 15 \text{ m}^2$) ermittelt.

Hauptträger von mehr als 30 m Spannweite können im allgemeinen unter Zugrundelegung der Ersatzlasten berechnet werden.

Für die Berechnung der Widerlager können auch bei kleinerer Spannweite die Ersatzlasten eingeführt werden.

γ) Stellung der Regellasten. Je nach der Spurenhöhe (vgl. S. 277) ist mit einem, zwei oder drei Fahrzeugen (Dampfwalze mit Fuhrwerken daneben) in ungünstigster Stellung, umgeben von Menschengedränge, zu rechnen, wobei die Grundfläche der Fahrzeuge ($2,5 \cdot 6,0 \text{ m}$) nicht über die Schrammkante (vgl. S. 277) hinauszurücken ist. Von hintereinanderstehenden Fahrzeugen wird abgesehen.

Bei Berechnung der Längsträger und Zwischenquerträger genügt die Annahme des schwersten Fahrzeugs in ungünstigster Stellung ohne Menschengedränge, soweit es sich nicht um Träger von ungewöhnlich großer Spannweite handelt.

Bei Berechnung der Angriffsmomente symmetrischer Querträger kann eine symmetrische Laststellung zugrunde gelegt werden. Quer- und Schräglagen der Fahrzeuge gelten als ausgeschlossen. Die lastverteilende Wirkung sekundärer Längs- und Querträger bleibt unberücksichtigt.

Entlastend wirkende Verkehrslasten (z. B. Belastung von Fußwegkonsolen bei Berechnung des Biegemoments der Querträger) und alle günstig wirkenden Achslasten von Fahrzeugen sind wegzulassen; dasselbe gilt von Straßenleitungen, da sie vorübergehend oder dauernd entfernt werden können.

Zahlentafel 13.

Regel- und Ersatzlasten

Klasse	Dampfwalze						Lastkraftwagen						Straßenbrücken der Klasse II bzw. III, über die unter Fernhaltung anderer Lasten eine einzelne 23 t-Dampfwalze geführt werden kann, führen die Klassenbezeichnung II _(I) bzw. III _(II) .			
	Maße		Vorderrad V t	Hinterrad H t	Insgesamt t	Ersatzlast p_v t/m ²	Maße		Vorderrad V t	Hinterrad H t	Insgesamt t	Ersatzlast p_v t/m ²				
	a m	b m					b ₁ m	b ₂ m					Hauptträger bis zu einer Spannweite von			alle übrigen Teile
I	1,10	0,50	10,0	6,5	23,0	1,55	0,12	0,24	1,5	3,0	9,0	0,60	50 m	100 m	200 m	
II	1,20	0,40	7,0	4,5	16,0	1,10	0,03	0,18	0,75	2,25	6,0	0,40	0,45	0,40	0,35	0,45
III	1,50	0,10	5,0	1,0	7,0	0,50	0,40	0,35	0,30	0,30	0,40	0,40	0,40	0,30	0,40	0,40

c) **Temperaturschwankungen.** Als Grenzen sind -25° und $+45^{\circ}$ anzunehmen. Gegenüber einer mittleren Aufstellungstemperatur von 10° beträgt daher der Wärmeunterschied $\pm 35^{\circ}$. Für ungleiche Erwärmung einzelner Teile kommt ein Unterschied von $\pm 15^{\circ}$ in Betracht. Als Wärmeausdehnungszahl ist $12 \cdot 10^{-6}$ einzuführen.

2. Nebenkräfte.

a) **Winddruck.** Der Winddruck ist wagerecht und bei $\frac{\text{belasteter}}{\text{unbelasteter}}$ Brücke $\frac{150}{250} \text{ kg/m}^2$ anzunehmen. Als vom Wind getroffen sind in Rechnung zu stellen:

Zahlentafel 14.	Winddruckflächen	
	bei unbelasteter Brücke	bei belasteter Brücke
Vollwandige Träger	Vorderer Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahnband*).	Vorderer Hauptträger und das etwa darüber hinausragende Fahrbahn- und Verkehrsband.
Fachwerkträger	Vorderer und hinterer Hauptträger und das Fahrbahnband. *) Vollwandige über der Fahrbahn liegende Bogenträger sind wie Fachwerkträger zu behandeln.	Deckbrücken: Vorderer und hinterer Hauptträger, Fahrbahn- und Verkehrsband. Trogbrücken: Vorderer und hinterer Hauptträger, soweit dieser nicht durch das Verkehrsband verdeckt wird, Fahrbahn- und Verkehrsband.

Das Verkehrsband ist zusammenhängend bei $\frac{\text{Straßen}}{\text{Fußgänger}}$ brücken $\frac{2,0}{1,8}$ m hoch anzunehmen.

Die lotrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch den Winddruck kann im allgemeinen unberücksichtigt bleiben.

Die Standsicherheit der Brücke gegen Umkippen durch Wind ist sowohl für den unbelasteten Zustand als auch unter Berücksichtigung einer möglichst ungünstigen Verteilung der Verkehrslasten nachzuweisen, falls nicht ohne weiteres feststeht, daß die Überbauten reichlich sicher sind. Ist die Standsicherheit kleiner als 1,5, so muß die Brücke verankert werden.

b) **Brems- und Anfahrkräfte von Straßenbahnen.** Die in der Fahrtrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Bremskraft ist zu $\frac{1}{7}$ des Gewichts der den Überbau belastenden Triebachsen und der Hälfte aller Wagenachsen anzusetzen.

Der entgegengesetzt der Fahrtrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Anfahrwiderstand ist mit $\frac{1}{7}$ des Gewichts aller Betriebsachsen anzusetzen.

c) **Geländerdruck.** Er ist wagerecht in Holmhöhe mit 80 kg/m in Rechnung zu stellen.

d) **Reibungswiderstände beweglicher Lager.** Die gleitende Reibung ist zu 0,2, die rollende zu 0,03 vom Auflagerdruck anzunehmen.

e) **Ausweichen und Setzen der Widerlager und Pfeiler.** Ist ein Ausweichen bzw. Setzen der Widerlager oder Pfeiler von Einfluß auf den Spannungszustand der Überbauten, so sind die Einflüsse bei neuen Brücken nach den möglichen Maßen zu berechnen und wie Nebenkräfte zu behandeln.

Für die Durchführung der Berechnung sind die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln auch hier sinngemäß gültig, so daß nur das den Straßenbrücken im besonderen Eigentümliche anzuführen bleibt.

Von den äußeren Belastungen scheidet die Flieh- und Bremskraft einschließlich des Anfahrwiderstandes mit Rücksicht auf die geringe Geschwindigkeit der Fuhrwerke im allgemeinen aus; die Seitenstöße der Verkehrslast sind bei den mit Steinpflaster abgedeckten Brücken durch Einführung der Radlasten mit ihrem 1,1 fachen Wert berücksichtigt.

I. Fahrbahntafel.

1. Fahrbahntafel aus Holz: Bohlenbelag.

Da die einzelnen Bohlen meist über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchgehen, so darf bei der Querschnittsbestimmung das Moment mit $\frac{4}{5}$ des bei freier Auflagerung auftretenden Wertes eingeführt werden. Das Einheitsgewicht des Belags in durchnäßtem Zustand ist zu 1000 kg/m^3 einzuführen.

Bei einfachem Belag ist jede Bohle für den ganzen Raddruck R zu berechnen; bei doppeltem Belag (Abb. 481) darf R auf 2 Bohlen verteilt werden, wobei aber nur der untere Belag als tragend in Rechnung zu ziehen ist. Die zulässige Beanspruchung beträgt $k = \frac{90}{110} \text{ kg/cm}^2$ für $\begin{matrix} \text{Tannen- und Fichten} \\ \text{Buchen- und Eichen} \end{matrix}$ holz.

Aufgabe 91. Es ist der eichene Bohlenbelag der in Abb. 482 dargestellten Straßenbrücke für einen 10 t Wagen als größte Verkehrslast zu berechnen.

Auflösung. $\lambda = 0,83 \text{ m}$.

1. Ständige Last. Eigengewicht des Belags $(0,05 + 0,10) 1000 = 150 \text{ kg/m}^2$, zuzüglich Nägel und Schrauben rund 175 kg/m^2 ; daher die Gesamtlast für eine $0,2 \text{ m}$ breite Bohle $P_0 = 175 \cdot 0,83 \cdot 0,2 = 30 \text{ kg}$ und das Moment $M_0 = \frac{4}{5} \cdot \frac{30 \cdot 83}{8} = 250 \text{ cmkg}$.

2. Verkehrslast. Mit $R = \frac{10,0}{4} = 2,5 \text{ t}$ wird $M_v = \frac{4}{5} \cdot \frac{2500}{2} \cdot \frac{83}{4} = 20750 \text{ cmkg}$.

3. Größte Beanspruchung. Bei 10 cm Bohlenstärke ergibt sich $\sigma = \frac{(250 + 20750) 6}{20 \cdot 10^3} = 63 \text{ kg/cm}^2$.

2. Fahrbahntafel aus Stein.

a) **Werksteine** (Sandstein oder Granit) finden als freitragende Platten nur für die Fußwege Verwendung; sie liegen entweder nur an zwei (Abb. 483b) oder an allen vier Seiten auf und erhalten im ersten Falle eine geringste Stärke von 10 cm , im zweiten von 8 cm . Die zulässige Beanspruchung beträgt für Sandstein je nach der Härte 3 bis 8 kg/cm^2 , für Granit 12 kg/cm^2 .

b) **Beton und Eisenbeton** kommen eben oder gewölbt zur Verwendung; ihre Berechnung erfolgt nach den im 3. und 5. Kap. aufgestellten Regeln.

3. Fahrbahntafel aus Eisen.

a) **Buckel- und Tonnenbleche** erhalten als geringste Stärke unter $\frac{\text{der Fahrbahn } 6}{\text{den Fußwegen } 5} \text{ mm}$; im übrigen wird ihre Stärke je nach der Größe der Verkehrslast um 1 bis 2 mm geringer als bei den Eisenbahnbrücken gewählt.

b) **Wellblech**, eben oder bombiert, wird nach den im 5. und 6. Kap. gegebenen Regeln berechnet; der Raddruck R kann je nach der Höhe der Auffüllung auf 2 bis 4 Wellen verteilt werden.

c) **Belageisen** bilden meist Träger auf mehr als 3 Stützen, so daß bei der Querschnittsbestimmung das Moment mit $\frac{4}{5}$ des bei freier Auflagerung eintretenden Wertes eingeführt werden darf. Der Raddruck R kann auf 2 Belageisen verteilt werden.

Aufgabe 92. Es sind die Belageisen der in Abb. 483 dargestellten Landstraßenbrücke für einen 20 t Wagen als gewöhnliche und eine 23 t Dampfwalze als außergewöhnliche Verkehrslast zu berechnen; die zulässige Beanspruchung im $\begin{matrix} \text{ersten} \\ \text{zweiten} \end{matrix}$ Falle $k = \frac{800}{1100} \text{ kg/cm}^2$.

Auflösung. $\lambda = 1,15 \text{ m}$.

1. Ständige Last. Auf ein Belageisen entfällt nach Abb. 484 die Schotterlast $(0,35 \cdot 0,1375 + 0,11 \cdot 0,24) 1800 = 134 \text{ kg/m}$, Eigengewicht 19 kg/m , insgesamt rund 160 kg/m . Daher die Gesamtlast $P_0 = 160 \cdot 1,15 = 190 \text{ kg}$ und das Moment $M_0 = \frac{4}{5} \cdot 190 \cdot \frac{115}{8} = 2190 \text{ cmkg}$.

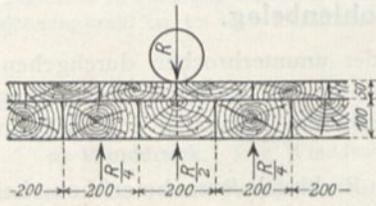
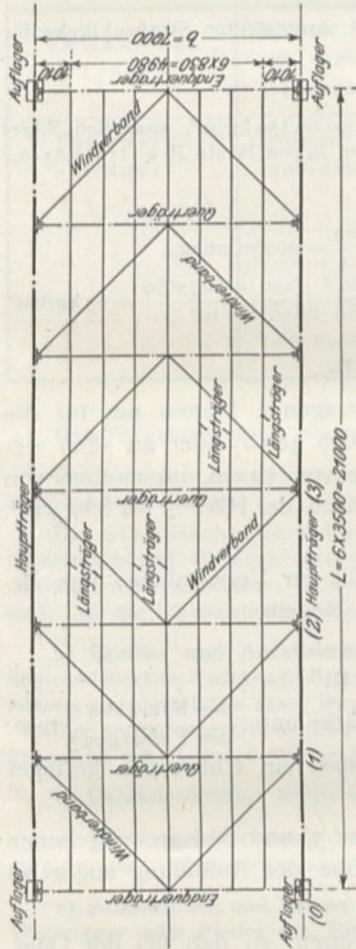
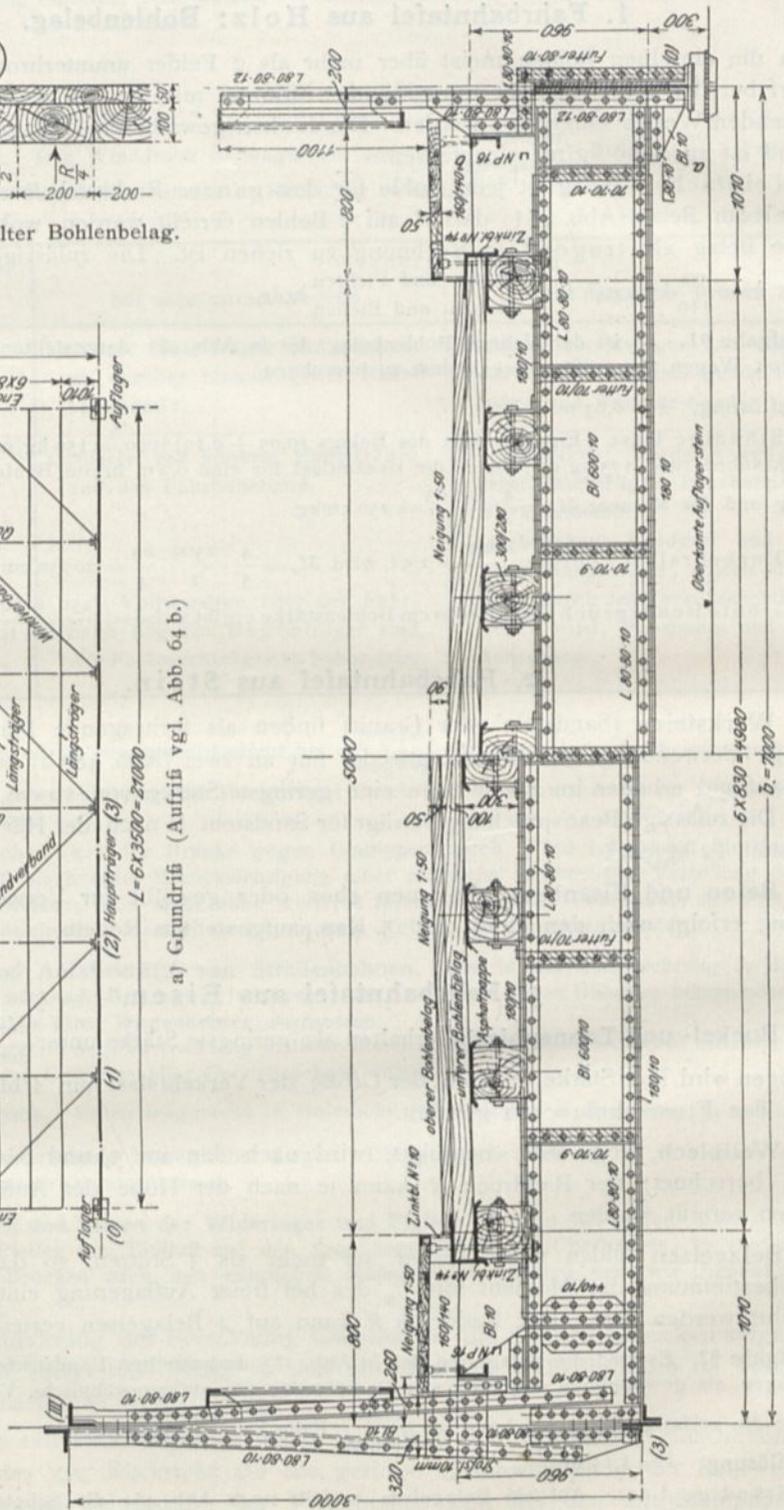


Abb. 481. Doppelter Bohlenbelag.



a) Grundriß (Aufriß vgl. Abb. 64 b).



c) Querschnitt am Auflager.

b) Querschnitt in Brückenmitte.

Abb. 482. Straßenbrücke mit doppeltem Holzbohlenbelag.

2. Verkehrslast. Mit $R = \frac{20,0}{4} = 5,0$ t wird (Abb. 484) vom 20 t Wagen das Moment

$$M_v' = \frac{4}{5} \cdot \frac{5000}{2} \cdot \frac{115}{4} = 57500 \text{ cmkg.}$$

Vom 10 t Vorderrad der Dampfwalze wird bei Verteilung auf 2 Belagseisen nach Abb. 485 das Moment $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10000}{2} \left(\frac{115}{2} - \frac{100}{4} \right) = 65000 \text{ cmkg}$; vom 6,5 t Hinterrad wird bei 0,5 m Breite ganz entsprechend $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{6500}{2} \left(\frac{115}{2} - \frac{50}{4} \right) = 58500 \text{ cmkg}$.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte \curvearrowright NP. 11 hat $W = 76,5 \text{ cm}^3$, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma' = \frac{2190 + 57500}{76,5} = 30 + 750 = 780 \text{ kg/cm}^2$ bei Einwirkung des 20 t Wagens bzw. $\sigma'' = \frac{2190 + 65000}{76,5} = 30 + 850 = 880 \text{ kg/cm}^2$ bei Einwirkung der 23 t Dampfwalze.

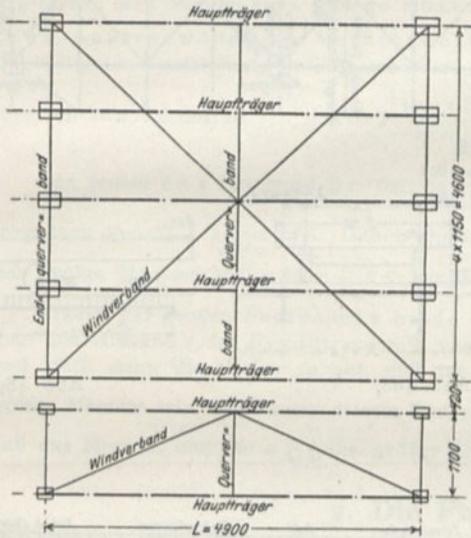


Abb. 483 a. Grundriß.

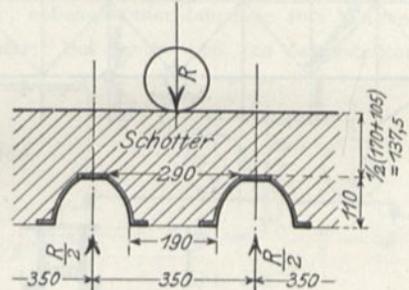


Abb. 484. Lastverteilung für Belagseisen.

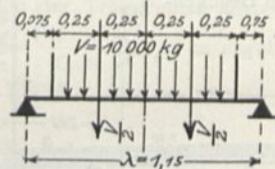


Abb. 485.

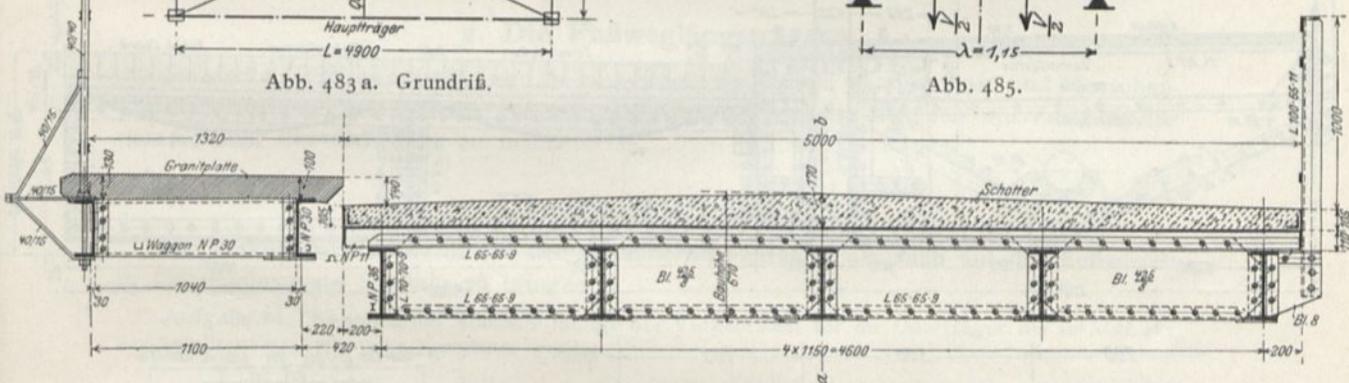


Abb. 483 b. Querschnitt in Brückenmitte.

Abb. 483 a/b. Straßenbrücke mit Beschotterung.

II. Die Längsträger.

1. Fahrbahnlängsträger.

Bei der Ermittlung der größten Biegemomente und Stützdrücke ist die Verkehrslast in die ungünstigste Stellung zu rücken. Bei der Berechnung eines Zwischenlängsträgers befindet sich daher stets eine Radreihe unmittelbar über dem Träger (Abb. 488); bei der Berechnung des Randlängsträgers zwischen Fahrbahn und Fußweg ist die Radreihe dicht an den Bordstein zu rücken (Abb. 486) und die gleichzeitig eintretende Fußwegbelastung zu berücksichtigen.

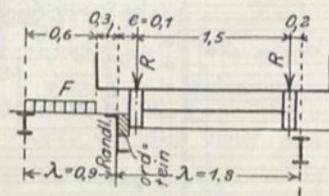


Abb. 486.

Aufgabe 93. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Zwischenlängsträger der in Abb. 487 dargestellten Straßenbrücke berechnet werden.

Auflösung. $a = 3,5 \text{ m}$. $\lambda = 1,8 \text{ m}$.

1. Gewöhnliche Verkehrslast. 20 t Wagen und 400 kg/m^2 Menschengedränge. Von den Radlasten R entfällt nach Abb. 488 auf einen Längsträger $\mathfrak{R} = \left(1 + \frac{0,3}{1,8}\right) R = 1,17 R$, von dem seitlich des Wagens befindlichen Menschengedränge $M = 1,4 \cdot 3,5 \cdot 400 = 1960 \text{ kg}$ der Betrag $\mathfrak{M} = 1960 \frac{0,7}{1,8} = 760 \text{ kg}$. Daher ergibt sich mit $R = 5000 \text{ kg}$ nach Abb. 489 das größte Moment zu $M_v' = 1,17 \cdot 5000 \cdot \frac{350}{4} + 760 \frac{250}{8} = 511900 + 33300 = 545200 \text{ cmkg}$.

Erst bei Fachweiten $a \geq 6,0 \text{ m}$ ergibt die Aufstellung beider Wagenachsen (entsprechend Abb. 492) ein größeres Moment als eine Achse in Trägermitte. Für die gebräuchlichen Werte $\lambda \leq 2,5 \text{ m}$ ergibt ein 20 t Wagen stets größere Momente als mehrere, nebeneinander fahrende 10 t Wagen.

2. Außergewöhnliche Verkehrslast: 23 t Dampfwalze. Bei der in Abb. 490 dargestellten ungünstigsten Laststellung entfällt auf einen Längsträger

von 10 t Vorderrad $\mathfrak{B} = 2 \cdot \frac{10,0 \cdot 1,8 - 0,25}{2 \cdot 1,8} = 8,6 \text{ t}$,

von jedem 6,5 t Hinterrad $\mathfrak{D} = 6,5 \cdot \frac{1,8 - 0,8}{1,8} = 3,6 \text{ t}$,

insgesamt $\mathfrak{D} = \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{D} = 15,8$. Daher ergibt sich nach Abb. 491 das größte Moment $M_v'' = 8600 \cdot \frac{350}{4} = 752500 \text{ cmkg}$.

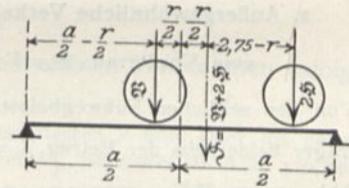


Abb. 492.

Finden bei großen Fachweiten a beide Räder auf dem Träger Platz (Abb. 492), so berechnet man den Abstand r der Resultierenden \mathfrak{D} vom Vorderrad aus der Gleichung $\mathfrak{D} r = 2 \cdot \mathfrak{D} \cdot 2,75 = 5,5 \mathfrak{D}$ und stellt dann die Walze so auf, daß das Vorderrad um $0,5 r$ von der Trägermitte absteht; das größte Moment tritt dann unter diesem Rad ein. Hier würde sich $r = \frac{5,5 \cdot 3,6}{15,8} = 1,25 \text{ m}$ ergeben, so daß das Moment erst für $a \geq 5,0 \text{ m}$ größer als das berechnete M_v'' würde.

2. Die Fußweglängsträger.

Sie sind als Träger auf 2 Stützen zu berechnen, die durch ständige Last und Menschengedränge belastet sind; beim äußeren Fußwegrandträger ist daneben ein Zuschlag für das Gewicht des Geländers zu machen.

III. Die Querträger.

Die Verkehrslast ist sowohl auf der eigentlichen Fahrbahn als auch auf den Fußwegen in die ungünstigste Stellung zu bringen.

Aufgabe 94. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Querträger der in Abb. 487 dargestellten Straßenbrücke berechnet werden.

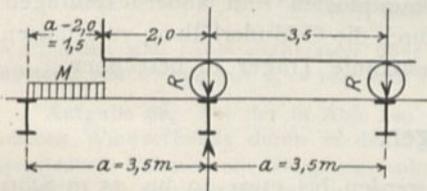


Abb. 493.

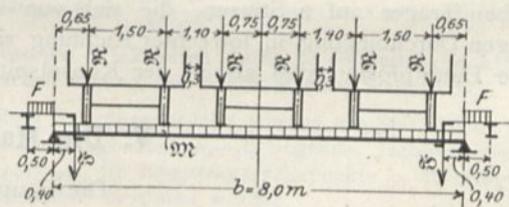


Abb. 494.

Auflösung. $b = 8,0 \text{ m}$. $a = 3,5 \text{ m}$.

1. Gewöhnliche Verkehrslast: a) 10 t Wagen und 400 kg/m^2 Menschengedränge. Nach Abb. 493 entfällt von den Radlasten R auf einen Querträger $\mathfrak{R} = R = 2,5 \text{ t}$, von dem hinter dem Wagen stehenden Menschengedränge $M = (3,5 - 2,0) 8,0 \cdot 400 = 4800 \text{ kg}$ der Betrag $\mathfrak{M} = 4800 \frac{1,5}{2 \cdot 3,5} = 1000 \text{ kg}$, endlich von der Fußwegbelastung $F = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 400 = 700 \text{ kg}$ (Abb. 494) beiderseits der

Betrag $\bar{y} = 700 \cdot \frac{0,5}{2 \cdot 0,9} = 200$ kg. Daher berechnet sich das größte Moment nach Abb. 494 zu

$$M_v' = 2500 [3 \cdot 4,0 - (0,75 + 1,85 + 3,35)] + 1000 \cdot \frac{8,0}{8} + 200 \cdot 0,4 = 16205 \text{ mkg.}$$

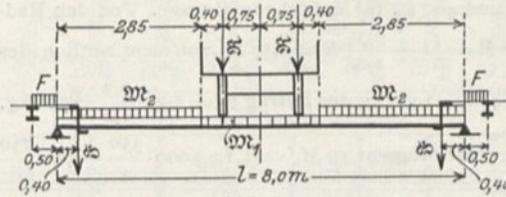


Abb. 495.

200 kg. Daher berechnet sich das größte Moment nach Abb. 495 mit $R = 5,0$ t zu $M_v'' = 5000 (4,0 - 0,75) + 4000 \frac{2,85}{2} + \frac{300}{2} (4,0 - \frac{1,15}{2}) + 200 \cdot 0,4 = 22544$ mkg.

2. Außergewöhnliche Verkehrslast. Nach Abb. 496 entfällt auf den Querträger

vom Vorderrad $\mathfrak{B} = V = 10,0$ t von jedem Hinterrad $\mathfrak{S} = 6,5 \cdot \frac{0,75}{3,5} = 1,4$ t.

Von der seitlichen Fußwegbelastung $F = 0,9 \cdot 3,5 \cdot 400 = 1300$ kg (Abb. 497) entfällt auf den Querträger beiderseits der Betrag $\bar{y} = \frac{1300}{2} = 650$ kg. Daher berechnet sich das größte Moment nach Abb. 497 zu $M_v''' = 5000 (4,0 - 0,25) + 1400 (4,0 - 0,8) + 650 \cdot 0,4 = 23490$ mkg.

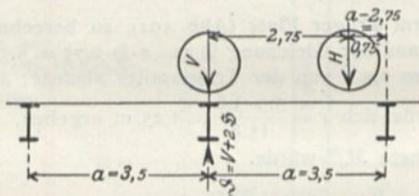


Abb. 496.

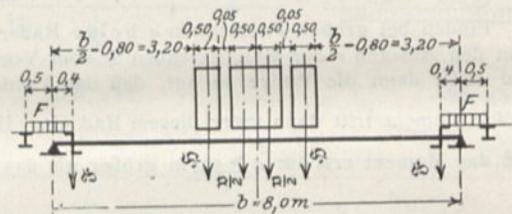


Abb. 497.

IV. Die Konsolen.

1. Die Konsolen bilden einseitig eingespannte Träger (Abb. 25). Außer der durch die Fußweglängsträger übertragenen ständigen und Verkehrslast ist das Eigengewicht sowie die Belastung durch etwa aufgelagerte Leitungen für Gas, Wasser oder Elektrizität in Rechnung zu stellen, deren Lagerung bei größerer Spannweite mit Rücksicht auf die Temperaturschwankungen längsbeweglich sein muß.

2. Die den Fußweg abschließenden Geländer sind für eine am oberen Holm angreifende wagerechte Belastung von 80 bis 120 kg/m zu berechnen. Die Holme bilden dabei Träger auf 2 Stützen, die sich von einem Hauptpfosten zum andern freitragen; gegen Durchbiegung in lotrechter Richtung sind sie durch die Geländerfüllung zu schützen. Die Hauptpfosten sind als an der Konsolspitze eingespannte Träger zu berechnen.

V. Die Hauptträger.

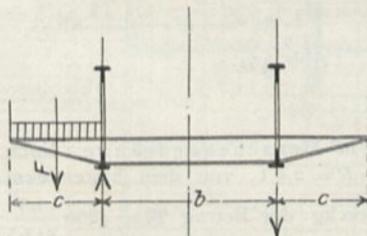


Abb. 498.

Die Hauptträger werden bis etwa 20 bis 25 m Stützweite unter Zugrundelegung der wirklichen Lasten (Rad drücke und Menschengedränge), darüber hinaus unter Zugrundelegung einer gleichförmig verteilten Belastung von 400 bis 500 kg/m² berechnet. Sind die Fußwege auf Konsolen ausgekragt, so ergibt sich die ungünstigste Belastung eines Hauptträgers bei einseitigem Menschengedränge auf nur einem Fußweg nach Abb. 498.

Beispielsweise ergibt sich für die in Abb. 487 dargestellte Straßenbrücke die größte Belastung mit $F = 2,5 \cdot 0,4 = 1,0$ t/m zu $p_v = \frac{8,0}{2} \cdot 0,4 + 1,0 \left(1 + \frac{2,5}{2 \cdot 8,0} \right) = 1,6 + 1,16 = \sim 2,8$ t/m.

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Abb. 487, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Querträgers einzuführen.

Die Standsicherheit des eisernen Überbaues gegen Umkippen muß für einen Winddruck von 250 kg/m² bei unbelasteter und von 150 kg/m² bei durch leere Wagen mit 0,7 t/m belasteter Brücke eine mindestens 1,3fache sein.

VI. Der Windverband.

Die Höhe des Verkehrsbandes ist zu 2,0 bis 2,5 m über Straßenoberkante einzuführen; im übrigen gelten die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

VII. Die Querverbände.

1. Die Berechnung der Querverbände, Portalrahmen und offenen Halbrahmen erfolgt nach den Regeln des 10. Kap.

In den Abb. 426, 435 und 444 tritt an Stelle der beiden Einzellasten P eine über die ganze Querträgerlänge b gleichförmig verteilte Last $Q = pb$; der Wert X_p ist daher in Abb. 426 und Gl. 70) durch

$$70a) \quad X_p = \frac{1}{4} \frac{Q}{h_u} \frac{b^2}{2r h_0 + 3b};$$

in Abb. 435 und Gl. 72) und 73) durch

$$72a) \quad X_p = \frac{Q}{4} \frac{b^2 J_0}{h_u^2 J_u} \frac{y_u}{2h_u - 3(y_u - r y_0)};$$

und der Wert δ_p in Abb. 444 und Gl. 74) durch

$$74a) \quad \delta_p = \frac{Q h_u}{24 E J_u} b^3$$

zu ersetzen, so daß Gl. 76) übergeht in

$$76a) \quad J_0 \left[a E J_u - 1,5 S_{\min} b h_u^2 - \frac{25}{3} Q h_u b^2 \right] = S_{\min} J_u h_0^3.$$

Aufgabe 95. Welches Trägheitsmoment J_0 muß die Vertikale (3)-III) der in Abb. 482 dargestellten Straßenbrücke haben, wenn die größte Obergurtdruckkraft $S_{\min} = 60,0$ t und $J_u = 97700$ cm⁴ $\left(\frac{600}{10} + 4 \sqrt{80:10} + 2 \frac{180}{10} \right)$ ist? $a = 3,5$ m; $h_u = 2,7$ m; $h_0 = 2,1$ m; $b = 7,0$ m bzw. 6,6 m nutzbar für die Berechnung von Q ; Nutzlast 500 kg/m².

Auflösung. Mit $E = 2150$ t cm²; $E J_u = 21005$ tm²; $p = 0,5 \cdot 3,5 = 1,75$ t/m; $Q = 1,75 \cdot 6,6 = 11,6$ t wird nach Gl. 76a)

$$J_0 \left[3,5 \cdot 21005 - 1,5 \cdot 60,0 \cdot 7,0 \cdot 2,7^2 - \frac{25}{3} \cdot 11,6 \cdot 2,7 \cdot 7,0^2 \right] = 60,0 \cdot 97700 \cdot 10^{-8} \cdot 2,1^3 \quad \text{oder}$$

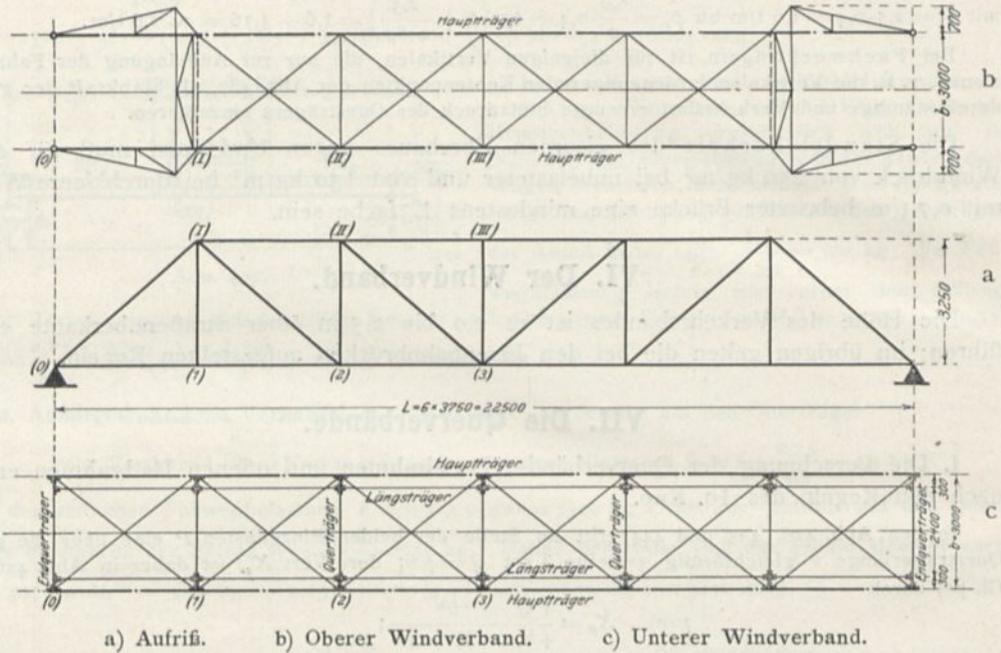
$$J_0 (73518 - 4653 - 12789) = 5429 \cdot 10^{-4}; \quad \text{daraus } J_0 = \frac{5429 \cdot 10^{-4}}{56076} = 0,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 = 970 \text{ cm}^4.$$

Vorhanden sind (Abb. 482b) zwei über Kreuz gestellte Winkeleisen 80·80·10 im mittleren Lichtabstand von 60 mm mit $J_0 = 1040$ cm⁴ ohne Berücksichtigung des 10 mm starken Stehblechs.

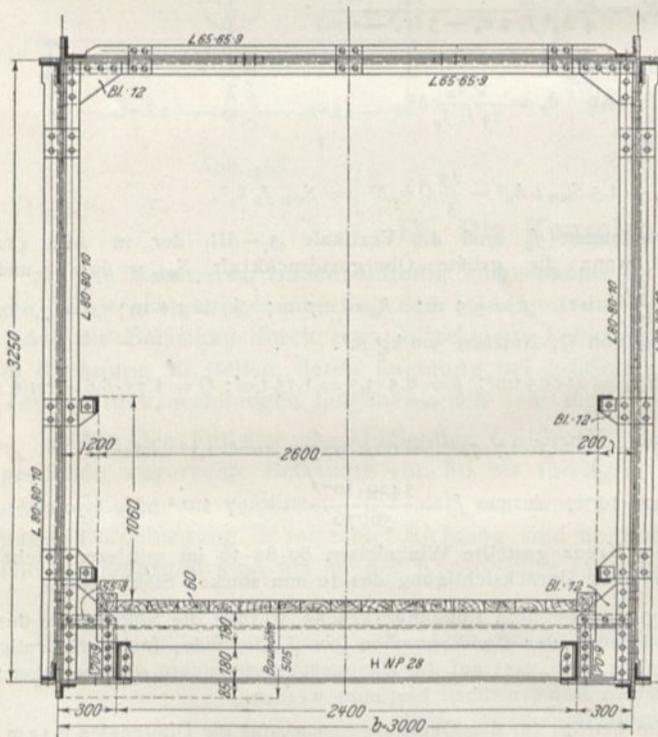
Aufgabe 96. Bei der in Abb. 499 dargestellten Fußgängerbrücke werden die Stützdrücke des oberen Windverbands durch in den Ebenen der Enddiagonalen (0)-I) liegende, fachwerkförmig gegliederte Rahmen mit Kämpfergelenken (Abb. 441) auf die Hauptträgerstützpunkte (0) übertragen; es sollen die Spannkraften in den einzelnen Rahmenstäben bestimmt werden.

Auflösung. Die mittlere Stabbreite beträgt für den Obergurt 0,23 m, für die Diagonalen 0,15 m, für die Vertikalen 0,17 m. Bei $a = 3,75$ m Fachweite, $h = 3,25$ m Höhe und 4,962 m Diagonallänge ergibt sich daher die für den oberen Windverband maßgebende vom Wind getroffene Fläche zu $0,23 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot \frac{4,962}{3,75} + \frac{1}{2} \cdot 0,17 \cdot \frac{3,25}{3,75} = 0,41$ m²/m, zuzüglich Knotenbleche rund 0,6 m²/m; hierzu für den windabgelegenen Hauptträger 50 v. H. ergibt insgesamt 0,9 m²/m. Bei unbelasteter Brücke berechnet sich daher der Stützdruck des 15,0 m langen oberen Windverbandes zu $W = \frac{1}{2} \cdot 15,0 \cdot 0,9 \cdot 0,25 = 1,7$ t, wofür zur Berücksichtigung des auf die Enddiagonale und den Querrahmen treffenden

Abb. 499. Fußgängerbrücke.



a) Aufriß. b) Oberer Windverband. c) Unterer Windverband.



d) Querschnitt in Brückenmitte.

Winddrucks rund $W = 2,0 \text{ t}$ eingeführt ist. Diese Kraft wird nach Abb. 500 a je zur Hälfte in den Punkten J_1 und J_2 der gegenüberliegenden Hauptträger angreifend gedacht und ruft in den Stützpunkten ρ_1 und ρ_2 wagerechte Auflagerdrücke von je $1,0 \text{ t}$ und lotrechte Auflagerdrücke von je $2,0 \cdot \frac{4,962}{3,0} = 3,3 \text{ t}$ hervor. Die Bestimmung der Spannkkräfte erfolgte nunmehr durch Zeichnung des Kräfteplans Abb. 500 b, in dem Druckkräfte durch ausgezogene Linien angegeben sind, Zugkräfte durch gestrichelte Linien angegeben sind.

Sind nur die beiden außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwege (Abb. 498) mit $\Delta = \rho c$ belastet, so ist der Wert X_p in Abbildung 426 und Gl. 70) durch

$$70b) \quad X_p = -\frac{3 \Delta}{2 h_u} \frac{b c}{2 v h_0 + 3 b} \quad (\text{Zugkraft});$$

in Abb. 435 und Gl. 72) durch

$$72b) \quad X_p = -\frac{3 \Delta}{2} \frac{b c J_0}{h_u^2 J_u} \frac{y_u}{2 h_u - 3 (y_u - v y_0)} \quad (\text{Zugkraft})$$

zu ersetzen und in den Gl. 73) bei M_A und M_B auf der rechten Seite das Glied $\left(-\frac{\Delta c}{2}\right)$ hinzuzu-

fügen; ferner ist der Wert δ_p in Abb. 444 und Gl. 74) durch

$$74b) \quad \delta_p = -\frac{\Sigma h_u b c}{4 E J_u}$$

Verschiebung nach außen) zu ersetzen, so daß Gl. 76) übergeht in

$$76b) \quad J_0 [a E J_u - 1,5 S_{\min} b h_u^2 - 50 \Sigma h_u b c] = S_{\min} J_u h_0^3.$$

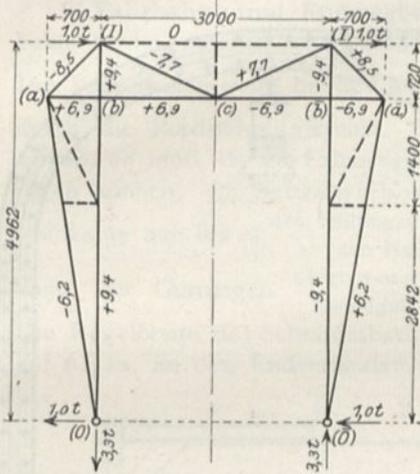


Abb. 500 a. Diagonalrahmen.

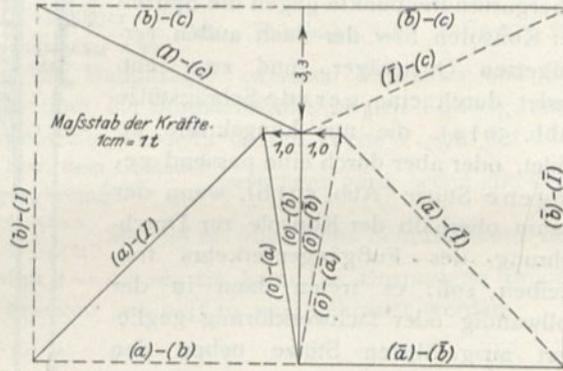


Abb. 500 b. Kräfteplan zu Abb. 500 a.

Aufgabe 97. Welches Trägheitsmoment J_0 muß die Vertikale (3)–III, der in Abb. 507 dargestellten Straßenbrücke haben, wenn die größte Obergurtdruckkraft $S_{\min} = 180,0 \text{ t}$ und $J_u = 335000 \text{ cm}^4$ (I Diff. 65 B + 2 $\frac{450}{12}$) ist? $a = 4,7 \text{ m}$; $h_u = 3,7 \text{ m}$; $h_0 = 3,2 \text{ m}$; $b = 8,0 \text{ m}$; $c = 2,5 \text{ m}$; Nutzlast 500 kg/m^2 .

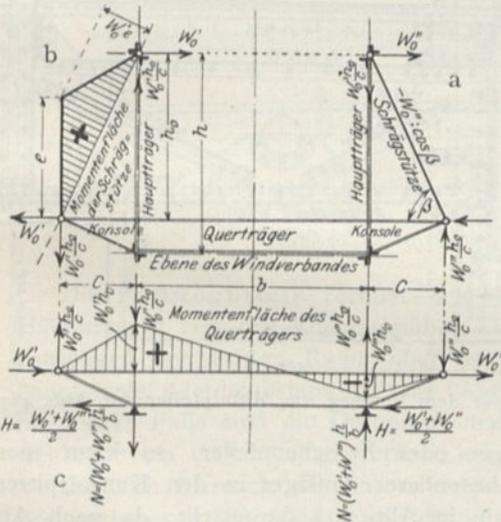


Abb. 501. Obergurtabstützung gegen die Konsolspitzen.

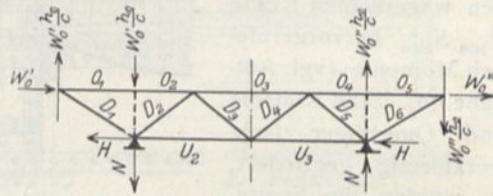


Abb. 502 a. Querträger der Abb. 501.

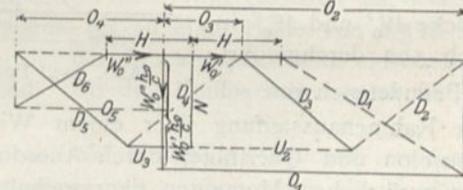


Abb. 502 b. Kräfteplan zu Abb. 502 a.

Auflösung. Mit $E = 2150 \text{ t/cm}^2$ wird $E J_u = 72025 \text{ tm}^2$; $p = p = 0,5 \cdot 4,7 = 2,35 \text{ t/m}$; $Q = 2,35 \cdot 8,0 = 18,8 \text{ t}$; $\Sigma = 2,35 \cdot 2,5 = 5,9 \text{ t}$ wird nach Gl. 76a):

$$J_0 \left[4,7 \cdot 72025 - 1,5 \cdot 180,0 \cdot 8,0 \cdot 3,7^2 - \frac{25}{3} \cdot 18,8 \cdot 3,7 \cdot 8,0^2 \right] = 180,0 \cdot 335000 \cdot 10^{-8} \cdot 3,2^3 \quad \text{oder}$$

$$J_0 [338518 - 29570 - 37100] = 19,759, \quad \text{daher } J_0 = \frac{19,759}{271848} = 73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 7300 \text{ cm}^4;$$

nach Gl. 76 b):

$J_0 [4,7 \cdot 72025 - 1,5 \cdot 180,0 \cdot 8 \cdot 3,7^2 - 50 \cdot 5,9 \cdot 3,7 \cdot 8,0 \cdot 2,5] = 180,0 \cdot 335000 \cdot 10^{-8} \cdot 3,2^3$ oder
 $J_0 [338518 - 29570 - 21830] = 19,759$, daher $J_0 = \frac{19,759}{287118} = 69 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 = 6900 \text{ cm}^4$;
 gewählt ist H Diff. 22 B mit $J_0 = 7380 \text{ cm}^4$.

2. Eine den Straßenbrücken eigentümliche Rahmenausbildung zeigt Abbildung 501, nämlich die Abstützung der Obergurtnotenpunkte gegen die Spitzen der Konsolen bzw. der nach außen verlängerten Querträger, und zwar entweder durch eine gerade Schrägstütze (Abb. 501a), die nur Längskräfte erleidet, oder aber durch eine passend gebogene Stütze (Abb. 501b), wenn der Raum oberhalb der Konsole zur Durchführung des Fußgängerverkehrs freibleiben soll; es treten dann in der vollwandig oder fachwerkförmig gegliedert ausgeführten Stütze neben den Längskräften noch Biegemomente auf. In beiden Fällen erleiden Konsolen und Querträger zusätzliche Momente; die durch die Winddrücke W_0' und W_0'' auf den Obergurt erzeugten Momentenflächen sind in Abb. 501c dargestellt; zu diesen treten noch die durch die beiden nach innen oder außen wirkenden wagerechten Kräfte $\frac{1}{100} S_{\min}$ hervorgerufenen Momente (vgl. Aufgabe 90). Sind Konsole und Querträger fachwerkförmig gegliedert, so werden die Spannkkräfte zeichnerisch bestimmt, wie wieder beispielsweise für die Winddrücke W_0' und W_0'' in Abb. 502 durchgeführt.

Befindet sich eine solche

Rahmenaussteifung über einem Widerlager oder Zwischenpfeiler, so kann man Konsolen und Querträger durch Anordnung besonderer Auflager in den Konsolspitzen von zusätzlichen Momenten ganz freihalten, wie in Abb. 503 dargestellt; da nach Abbildung 501c sowohl positive als auch negative Stützdrücke auftreten können, ist das Auflager zu verankern, aber so, daß die Querverschieblichkeit nicht gehindert wird (vgl. Abb. 354); die wagerechten Stützdrücke H (Abb. 501c) werden durch die Untergurtstäbe der Konsolen in die Auflagerstühle der Hauptträger übergeführt.

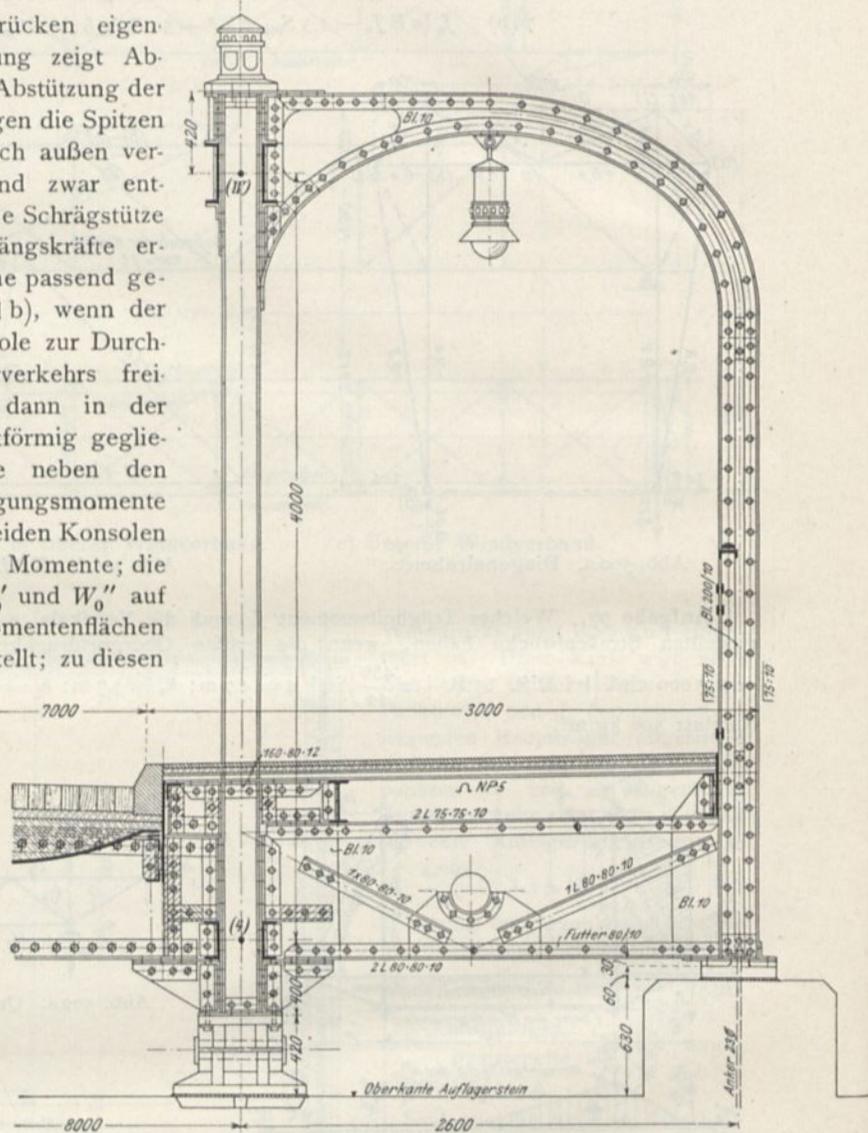


Abb. 503. Portal über dem Fußweg am Mittelpfeiler der Abb. 487.

VIII. Die Auflager.

Die Berechnung der Auflager erfolgt nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

B. Konstruktion der Straßenbrücken.

I. Die Fahrbahndecke.

1. Abmessungen.

1. Fahrbahn- und Fußwegbreite. Nach der Anzahl der Verkehrsspuren der Fahrbahn werden die Straßenbrücken (DIN 1071) als ein-, zwei- und mehrspurige bezeichnet. Die Verkehrsspurweite beträgt für $\frac{\text{einen Fußgänger}}{\text{ein Fahrzeug}}$ $\frac{0,75}{2,50}$ m. Fahrbahn und Fußwege sind durch die Bordsteine getrennt. Liegen die Hauptträger zwischen Fahrbahn und Fußwegen, so muß, da die Fahrzeuge 0,20 m über die Bordsteinkante in den Fußweg hineinragen können, ein Schrammbord angeordnet werden, dessen Breite e von der Bordsteinkante aus bis zu den Füllungsstäben bzw. dem Geländer gerechnet wird, wenn die Unterkante der Gurtungen nicht weniger Abb. 504a als 3,5 m über dem Schrammbord liegt. Die Regelbreite des Schrammbords beträgt $e = 0,5$ m; sie kann bei einspurigen Brücken auf 0,4 m, an den Endvertikalen aller Brücken auf 0,35 m eingeschränkt werden.

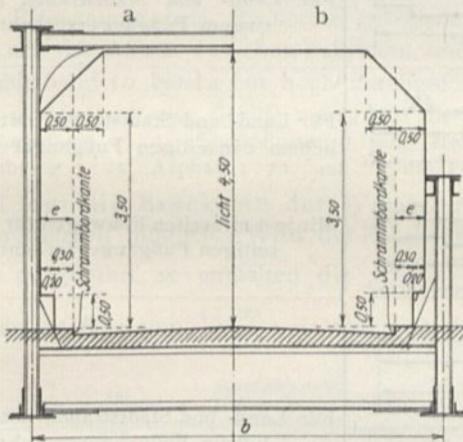


Abb. 504. Hauptträger zwischen Fahrbahn und Fußwegen.

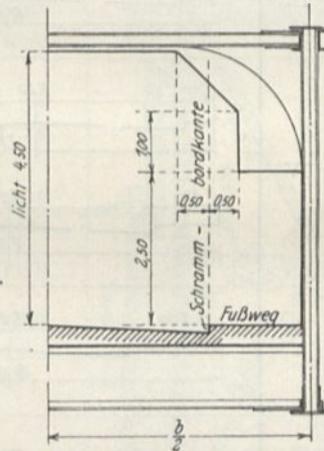


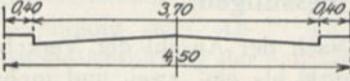
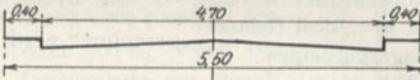
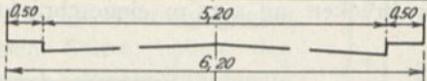
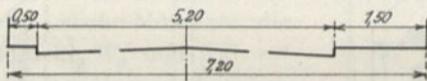
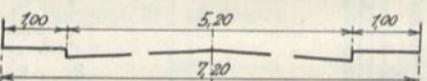
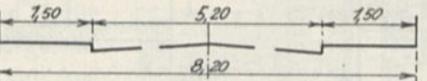
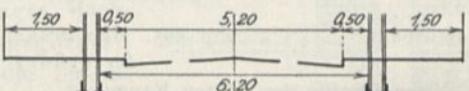
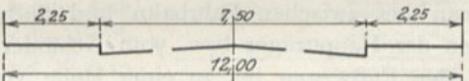
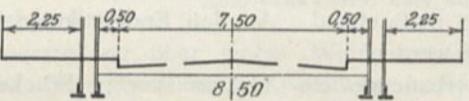
Abb. 505. Hauptträger außerhalb der Fußwege.

Abb. 504 u. 505. Normalprofile des lichten Raumes.

Die Fußwegbreite rechnet man bei zwischen Fahrbahn und Fußweg liegenden Hauptträgern von den Füllungsstäben der Hauptträger bzw. vom Geländer an, wenn die Gurtungen den lichten Raum über den Fußwegen bis zu einer Höhe von 2,5 m überhaupt nicht oder höchstens auf eine Länge von $\frac{1}{10}$ der Brückenspannweite einschränken; im andern Falle sind die Gurtungen maßgebend. An den Endvertikalen kann die Fußwegbreite um 0,15 m eingeschränkt werden.

Die sich hiernach für neu zu erbauende ein- bis dreispurige Brücken ergebenden Breitenabmessungen sind nachstehend zusammengestellt. Für mehr als dreispurige Brücken ist als Maß der Fahrbahnbreite das ihrer Spurenzahl entsprechende Vielfache von 2,50 m zu wählen.

b) Lichte Höhen. Die lichte Höhe über der Fahrbahn soll in der Regel mindestens 4,5 m betragen; sie darf auf eine Breite von je 0,5 (von den Schrammbordkanten aus gemessen) gemäß den Abb. 504 und 505 oben etwas eingeschränkt werden; über dem Schrammbord braucht sie unten nur auf eine Breite von 0,3 m von der Schrammkante aus freigehalten zu werden, so daß hier Einbauten bis zu 0,5 Höhe zulässig sind.

Spur	DI Norm	Brückenquerschnitt	Art des Verkehrswegs
Einspurig	I		Für Feldwege, unterhaltene Fahrwege und untergeordnete Straßen, wenn der Verkehr größter landwirtschaftlicher Maschinen nicht in Frage kommt oder über eine benachbarte breitere Brücke geleitet werden kann. Die Schrammborde können auf Kosten der Fahrbahn um je 0,1 m verbreitert werden.
	II		Für Feldwege, unterhaltene Fahrwege und Straßen; geeignet für den Verkehr der größten landwirtschaftlichen Maschinen. Für gewöhnliches ländliches Fuhrwerk zweispurig. Die Schrammborde können auf Kosten der Fahrbahn um je 0,1 m verbreitert werden.
Zweispurig	III		Für Land- und Stadtstraßen mit geringem Fußgängerverkehr.
	IV		Für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem einseitigen Fußgängerverkehr.
			Mit je 1 m breiten Fußwegen für beiderseitigen Fußgängerverkehr.
	V		Für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Fußgängerverkehr.
	VI		Für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Fußgängerverkehr.
	Dreispurig	VII	
VIII			

Die lichte Höhe über den Fußwegen soll mindestens 2,5 m betragen (Abb. 505). Hiermit ergeben sich die in Abb. 504 und 505 dargestellten Normalprofile des lichten Raums.

2. Gefälle.

a) **Quergefälle.** Die Fahrbahn erhält zur Entwässerung von Straßenmitte zu den Bordsteinen hin ein Quergefälle, das entweder bei wagerechter Fahrbahntafel durch ungleiche Stärke der Fahrbahndecke (Abb. 483, 506, 507) oder aber bei gleichbleibender

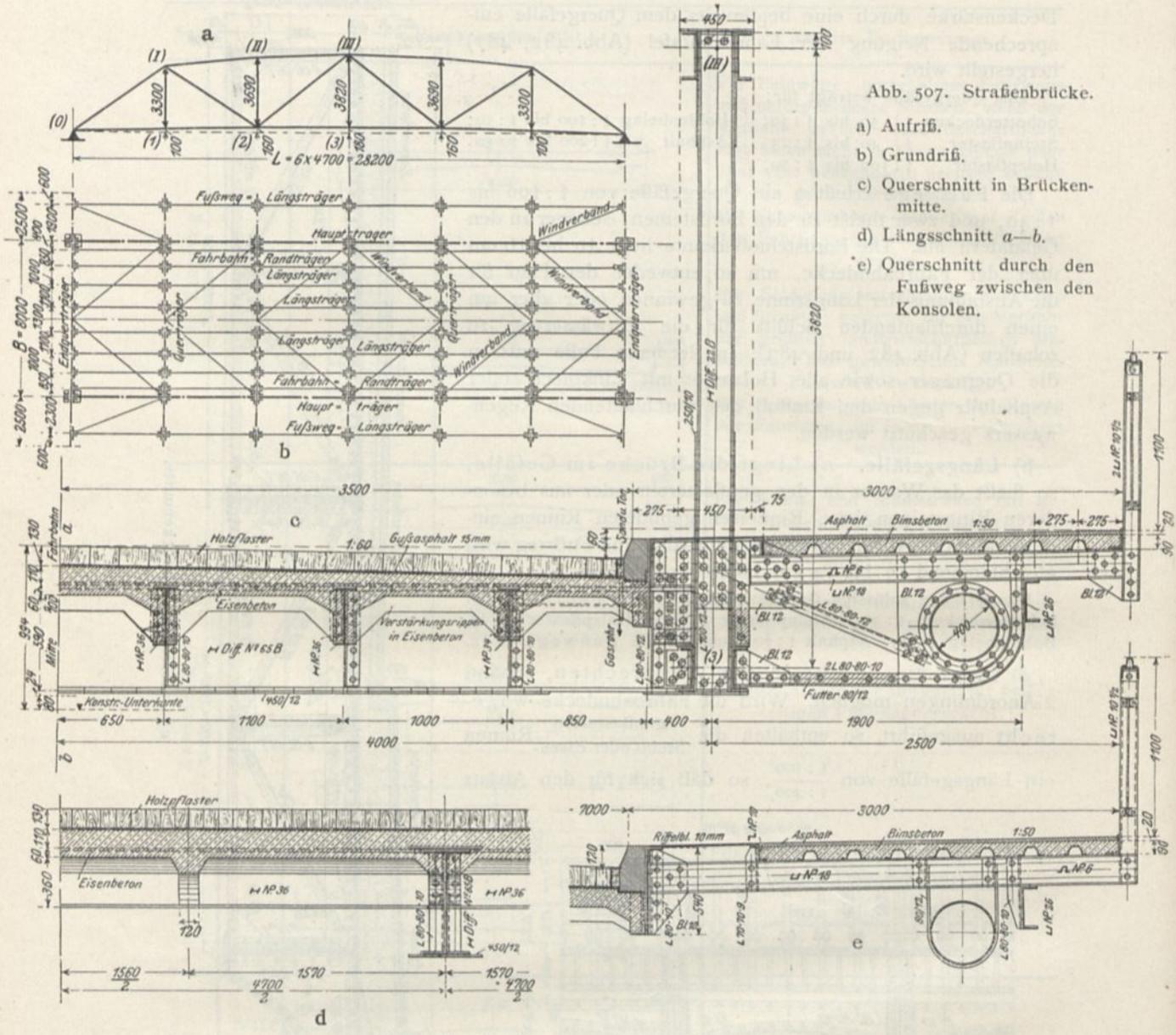


Abb. 507. Straßenbrücke.

- a) Aufriß.
- b) Grundriß.
- c) Querschnitt in Brückenmitte.
- d) Längsschnitt a—b.
- e) Querschnitt durch den Fußweg zwischen den Konsolen.

der Spannweite gewählt wird; die Entwässerung erfolgt dann bei gleichbleibender Bordsteinhöhe nach beiden Widerlagern hin. Bei fachwerkförmigen Hauptträgern wird dabei die der Fahrbahn nächst benachbarte Gurtung, z. B. der Untergurt in Abb. 487 und 507, der Fahrbahndecke parallel geführt.

3. Ausbildung.

a) **Steindecken.** α) Schotterdecken kommen hauptsächlich für die Fahrbahn der Landstraßenbrücken zur Verwendung, und zwar entweder auf Buckel- bzw. Tonnenblechen oder auf Belageisen (Abb. 483). Das Schotterbett ruht entweder unmittelbar oder unter Einschaltung einer mindestens 5 cm starken Betonschicht auf der Fahrbahntafel. Die Stärke des Betts soll am Bordstein mindestens 10 cm über Fahrbahntafeloberkante betragen.

β) Werksteine und zwar hauptsächlich Granit, Trachyt und Sandstein werden nur zur Abdeckung der Fußwege verwendet, und zwar entweder freitragend in Platten bis

etwa 2 m² Größe mit 8 bis 15 cm Stärke (Abb. 483) oder aber auf einer Unterbettung aus Sand von 5 bis 10 cm bzw. aus Beton von 4 bis 8 cm Dicke mit 5 bis 8 cm Stärke.

Zu demselben Zweck werden freitragende Platten aus Eisenbeton bzw. Zement- oder Tonplatten auf Unterbettung verwendet.

γ) Steinpflaster wird wegen des hohen Eigengewichts nur bei städtischen Straßenbrücken verwendet. Die Höhe der Pflastersteine beträgt bei Vollpflaster 10 bis 14 cm, bei Kleinpflaster 8 bis 10 cm. Die Unterbettung besteht entweder aus:

einer 10 bis 15 cm starken Schotter- und 5 bis 10 cm starken Sandschicht (Abb. 508a) oder aus

einer Betonschicht (Abb. 508b), die die höchsten Punkte der Fahrbahntafel um 5 bis 6 cm überragen soll und zur wasserdichten Abdeckung eine 20 mm starke Gußasphalt- oder eine 5 mm starke Asphaltfilzschicht erhält, oder endlich aus

einer Asphaltbetonschicht, d. i. vorgewärmter Schotter und Sand mit heißem Teer und Asphalt gemischt.

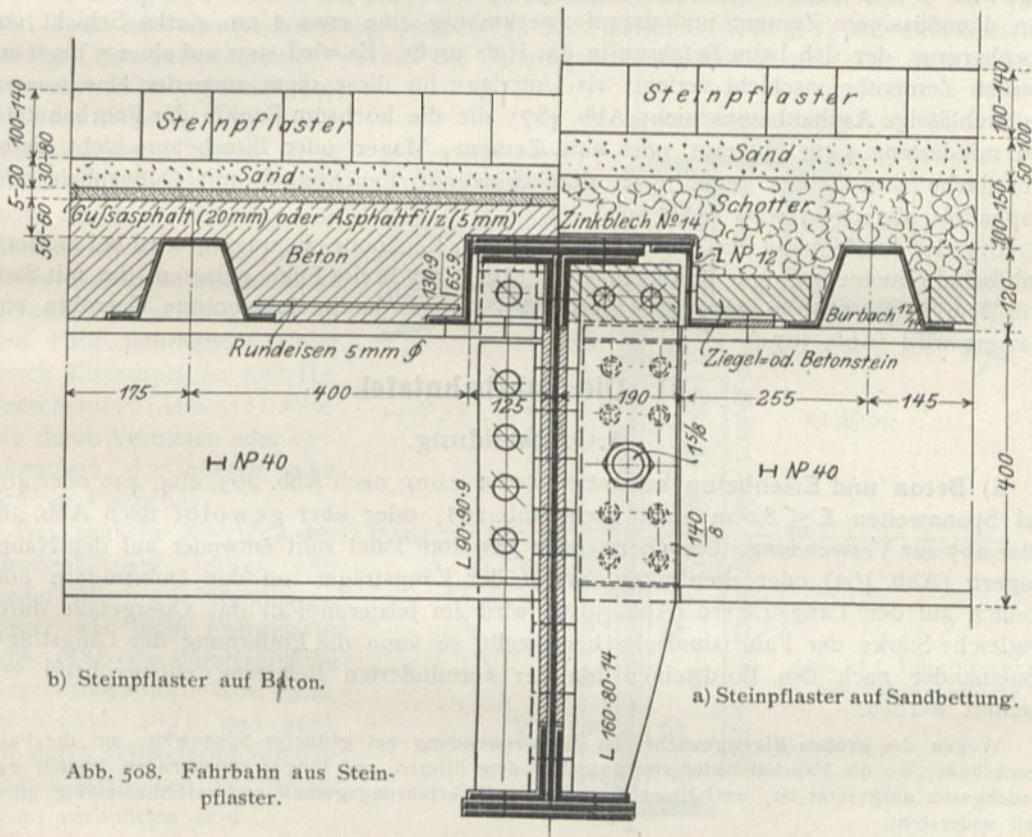


Abb. 508. Fahrbahn aus Steinpflaster.

δ) Asphalt: Stampfasphalt, 5 cm stark, für die Fahrbahn, auf einer einheitlichen Zementbetonschicht, die die Fahrbahntafeloberkante um 9 bis 12 cm überragen soll, oder aber auf einer Zementbetonschicht von 5 bis 7 cm Stärke auf einer Unterlage aus Mager- oder Bimsbeton (Abb. 506) von 6 bis 7 cm geringster Dicke, oder endlich seltener auf einer 8 bis 12 cm starken Zementbetonschicht auf einer Unterlage von Kies und Sand von 5 cm geringster Stärke.

Gußasphalt, 2 bis 3 cm stark, für die Fußwege, auf einer Betonschicht, die die höchsten Punkte der Fußwegtafel um mindestens 2 cm überragen soll. Statt dessen

werden auch 2,5 bis 3 cm starke Asphaltplatten auf einer 5 bis 8 cm starken Sand schicht oder auf einer mindestens 2 cm starken Betonunterlage verwendet.

b) **Holzdecken.** *a)* Bohlenbelag: einfach zur Abdeckung der Fußwege (Abb. 482, 499); nur bei geringem Verkehr auch für die Fahrbahn; doppelt zur Abdeckung der Fahrbahn; die oberen, 5 bis 8 cm starken Bohlen aus Eichen-, Kiefern- oder Buchenholz werden quer zur Fahrtrichtung dicht aneinander gelegt und auf den unteren Belag mit Nägeln befestigt (Abb. 481 und 482); sie bilden die eigentliche, der Abnutzung durch den Verkehr unterworfenen Fahrbahndecke. Die unteren Bohlen bilden den tragenden Belag; sind sie auf Längsträgern aus Holz aufgelagert (Abb. 482), so werden in den Berührungsfächen Streifen aus Zinkblech oder Asphaltplatte eingelegt, um die Feuchtigkeit von den Holzbalken abzuhalten.

Beide Beläge werden in Fahrbahnmitte gestoßen, damit bei einer erforderlich werden den Auswechslung einzelner Bohlen die eine Hälfte der Brückenbahn für den Verkehr nutzbar bleibt.

β) Holzpflaster, 8 bis 12 cm hoch, mit der Längsrichtung quer zur Brücke verlegt und in den Fugen mit Asphalt gedichtet, erhält auf der Oberfläche einen Überzug von dünnflüssigem Zement und darauf zweckmäßig eine etwa 1 cm starke Schicht aus Porphyrgus, der sich beim Befahren in das Holz preßt. Es wird stets auf einer 5 bis 6 cm starken Zementbetonschicht verlegt; als Unterlage für diese dient entweder eine wasserundurchlässige Asphaltbetonschicht (Abb. 487), die die höchsten Punkte der Fahrbahntafel um mindestens 4 cm überragt, oder eine Zement-, Mager- oder Bimsbetonschicht, deren Oberfläche zum Schutz gegen etwa durchdringende Feuchtigkeit mit Gußasphalt oder Asphaltfilz abgedeckt wird (Abb. 507).

Um der Ausdehnung des Holzes beim Quellen Rechnung zu tragen, wird bei größerer Fahrbahnbreite neben dem Bordstein eine 3 bis 5 cm breite Fuge gelassen, die mit Sand und Ton gefüllt und in Abständen von 6 bis 10 cm durch einbetonierte Gasrohre entwässert wird (Abb. 507c).

II. Die Fahrbahntafel.

1. Ausbildung.

a) **Beton und Eisenbeton** kommt entweder eben nach Abb. 263, 264, 430 oder 463, bei Spannweiten $L \leq 8,0$ m auch nach Abb. 261, oder aber gewölbt nach Abb. 266 oder 267 zur Verwendung. Die ebene oder gewölbte Tafel ruht entweder auf den Hauptträgern (Abb. 463) oder aber unter Fortfall der Längsträger auf den Querträgern oder endlich auf den Längsträgern (Abb. 507); wird im letzteren Fall das Quergefälle durch ungleiche Stärke der Fahrbahndecke hergestellt, so kann die Entfernung der Längsträger voneinander nach den Bordsteinen hin der verminderten Belastung entsprechend verkleinert werden.

Wegen des großen Eigengewichts ist die Verwendung bei größerer Spannweite auf die Fälle beschränkt, wo die Fahrbahntafel von untenher dem öfteren und länger andauernden Angriff von Rauchgasen ausgesetzt ist, weil Eisen diesem Angriff erfahrungsgemäß nur verhältnismäßig kurze Zeit widersteht.

b) **Buckel- und Tonnenbleche** werden nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln durchgebildet. Den geringeren Belastungen entsprechend werden die Buckelplatten bis zu 6 m Seitenlänge verwendet und dann aus 2 halben Blechen und einem Tonnenblech zusammengenietet (Abb. 509).

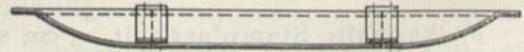


Abb. 509. Tonnenblech verbunden mit zwei halben Buckelblechen.

Bei Sand- und Schotterauffüllung wird Einzelentwässerung, bei Betonausfüllung aber Entwässerung nach den Widerlagern hin angeordnet.

c) **Wellblech** wird wegen der schwierigen Entwässerung sowohl unter der Fahrbahn als auch unter den Fußwegen stets mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltbeton oder aus Beton mit Gußasphalt- oder Asphaltfilzüberzug abgedeckt. Die Wellen liegen meist rechtwinklig, seltener parallel zur Brückenachse; der seitliche Abschluß des Straßenkörpers erfolgt wie bei den Belageisen durch Bleche und Winkeleisen.

d) **Belageisen.** Außer den Normalprofilen kann das in Abb. 510 dargestellte Profil der Burbacher Hütte zweckmäßig verwendet werden.

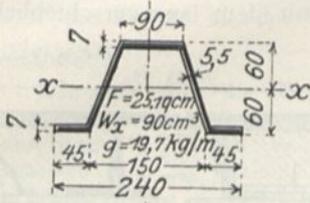


Abb. 510.

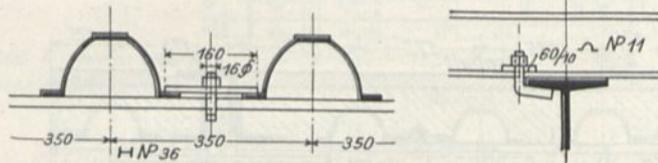


Abb. 511. Befestigung der Belageisen.

Die Belageisen werden zur Ersparnis an Eisen mit Zwischenräumen von 5 bis 15 cm und zwar entweder rechtwinklig (Abb. 483) oder parallel (Abb. 507) zur Brückenachse verlegt; die Zwischenräume werden bei Schotterauffüllung mit Ziegel- oder Betonsteinen ausgefüllt (Abb. 508 a und 516); eine auf Schalung hergestellte Betonauffüllung macht diese Steine entbehrlich und ermöglicht durch Anordnung von Eiseneinlagen (Abb. 508 b) größere Zwischenräume. Die Befestigung der Belageisen an den Fahrbahnträgern erfolgt durch Klemmplatten und Hakenschauben (Abb. 511), seltener durch Vernieten oder Verschrauben der oberen oder unteren Flansche.

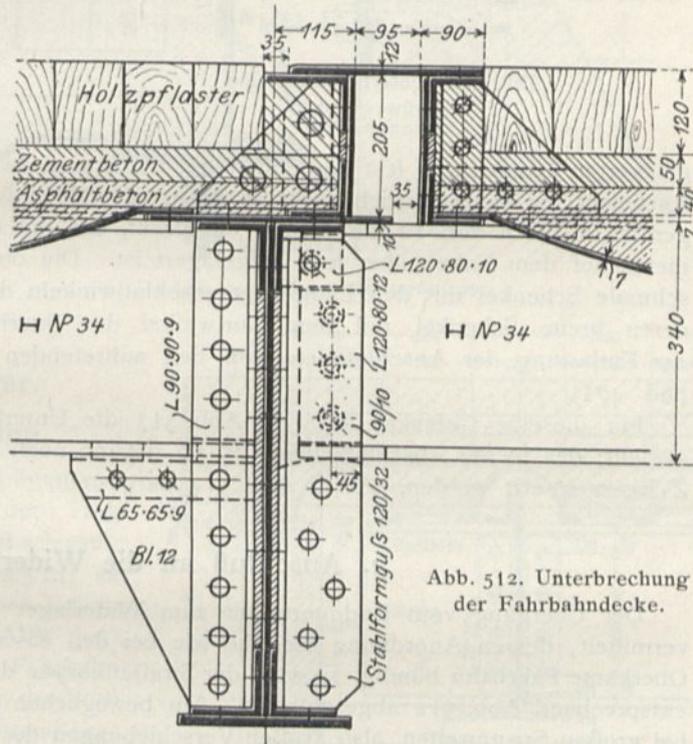


Abb. 512. Unterbrechung der Fahrbahndecke.

2. Unterbrechungen

der Fahrbahn sind bei mit Gelenken versehenen Hauptträgern (Abb. 487) an den Orten dieser Gelenke erforderlich.

a) Ruht die Fahrbahndecke auf einer nachgiebigen, verschieblichen Unterlage, z. B. auf Schotter oder Sand, so braucht sich die Unterbrechung nur auf die eigentliche Fahrbahntafel zu erstrecken; ein Beispiel zeigt Abb. 508 a für das feste Gelenk der Abb. 487; die Unterbettung wird durch ein Profileisen seitlich abgeschlossen, auf dessen oberen Flansch sich die seitlich verbreiterte oberste Querträgerlamelle lose auflegt; zum

Schutz gegen etwa eindringende Feuchtigkeit wird der Querträger mit einem Zinkblech- oder Asphaltfilzstreifen abgedeckt. Ganz entsprechend ist die Ausbildung am beweglichen Gelenk.

b) Ist die Unterbettung der Fahrbahndecke unnachgiebig und unverschieblich, z. B. aus Beton gebildet, so muß nicht nur die Fahrbahntafel, sondern auch die Fahrbahndecke unterbrochen werden; ein Beispiel zeigt Abb. 512 für das bewegliche Gelenk der Abb. 488; der Straßenkörper ist beiderseits durch \square -förmige Träger abgeschlossen, von denen der eine mit dem Querträger, der andere aber mit dem längsverschieblich

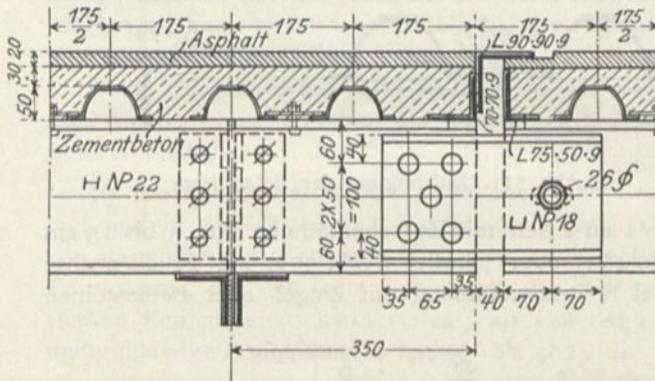


Abb. 513. Unterbrechung der Fußwegdecke.

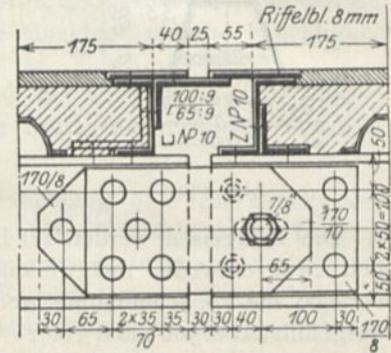


Abb. 514. Unterbrechung der Fußwegdecke.

gelagerten Längsträger fest verbunden ist; der Raum zwischen beiden Trägern, der mit Rücksicht auf den Anstrich nicht zu klein zu wählen ist, wird durch ein glattes oder geriffeltes Blech von 12 mm Stärke überdeckt, das mit dem rechten \square -Träger fest vernietet, auf dem linken aber lose aufgelagert ist. Die oberen Winkel 120-80-10, deren schmale Schenkel mit den Längsträgeranschlußwinkeln durch innen versenkte Nieten und deren breite Schenkel mit dem Gurtwinkel des Querträgers verbunden sind, dienen zur Entlastung der Anschlußniete von den auftretenden Zugkräften (vgl. Abb. 467, 470 und 471).

Für dieselbe Gelenkstelle ist in Abb. 513 die Unterbrechung der Fußwegdecke dargestellt; der rechte Abschlußwinkel 75-50-9 kann noch zweckmäßiger durch ein \square - oder Z-Eisen ersetzt werden, wie in Abb. 514 dargestellt.

3. Anschluß an die Widerlager.

Der Übergang vom Endquerträger zum Widerlager wird durch ein Schlepplblech vermittelt, dessen Anordnung dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken ist. Liegt es mit Oberkante Fahrbahn bündig, so wird der Straßenkörper durch \square - oder Z-förmige Träger entsprechend Abb. 512 abgeschlossen. Am beweglichen Auflager wird das Schlepplblech bei großen Spannweiten, also großen Verschiebungen des Auflagers durch die in Abb. 515 dargestellten Finger ersetzt, das sind zahnartig ineinander greifende Flachschieben von rechteckiger oder trapezförmiger Grundrißform aus Flußstahl oder -eisen, die den möglichst stoßfreien Übergang der Fuhrwerke von der Brücke zum Widerlager gewährleisten; sie werden im Mittel nur 30 bis 40 mm breit gemacht, um den Rädern in jeder Stellung die erforderliche Unterstützung zu bieten. Der ganze Fingerrost setzt sich aus den mit dem Widerlager fest verbundenen Fingern *a* und *b* und den mit dem Abschlußträger des Straßenkörpers fest vernieteten Fingern *c* und *d* zusammen; letztere ruhen gleichzeitig auf dem Widerlager und zwar in solcher Länge auf, daß sie auch bei der größten Verkürzung des eisernen Überbaues noch ein Auflager von 40 bis 50 mm finden. Eine

untergehängte Rinne nimmt durchdringenden Schmutz und Regenwasser auf. Da sich die nur 3 bis 5 mm breiten Zwischenräume zwischen den Fingern *b* und *d* leicht verstopfen, kann man die Finger *d* abnehmbar oder um ihr hinteres Ende aufklappbar einrichten und so die Reinigung des Rostes erleichtern. Zur Vermehrung der Reibung werden die Finger an der Oberfläche gefurcht oder geriffelt.

Man kann auch die Finger *a* und *b* sowie *c* und *d* je zu einem einheitlichen Stahlgußkörper vereinigen; *b* und *d* erscheinen dann als frei auskragende Rippen dieser Körper, deren Höhe zur Aufnahme des Raddrucks hinreichend groß gemacht werden kann.

Ist die Fahrbahntafel aus Belageisen gebildet, so kann der Übergang zum Widerlager auch nach Abb. 516 ausgebildet werden; das letzte Belageisen ruht einerseits auf der Brücke, andererseits auf dem Widerlager auf und gleitet hier auf einzelnen durch Steinschrauben befestigten Unterlagblechen.

III. Die Längsträger.

1. Grundrißanordnung.

Die Entfernung der Längsträger voneinander richtet sich nach der Tragfähigkeit der Fahrbahntafel und schwankt zwischen etwa $\lambda = 0,8$ bis 2,5 m; sie kann auch bei ein und derselben Brücke veränderlich gewählt werden (Abb. 507).

Man unterscheidet die Fahrbahnzwischenlängsträger und die an der Bordsteinkante liegenden Fahrbahnrandlängsträger, die meist auch gleichzeitig zur Unterstützung des Fußwegs dienen; der Fußwegrandträger dient zum Anschluß des Geländers.

2. Querschnittsausbildung.

a) **Holzbalken** finden nur bei Bohlenbelag Anwendung (Abb. 482); das Querfälle der Fahrbahndecke wird dadurch

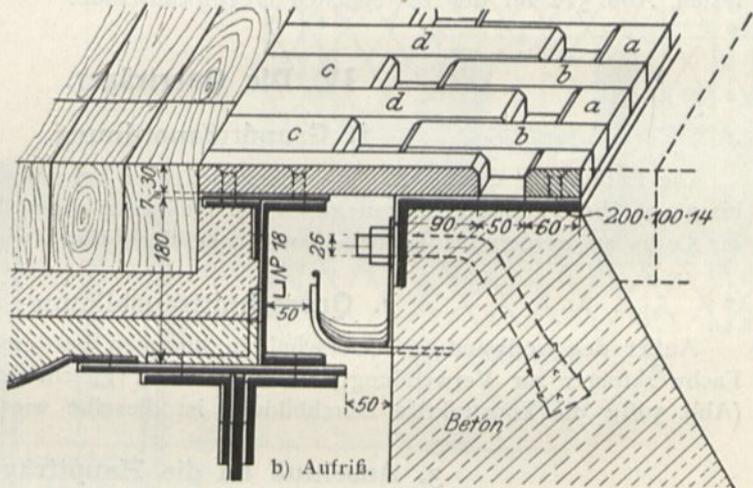
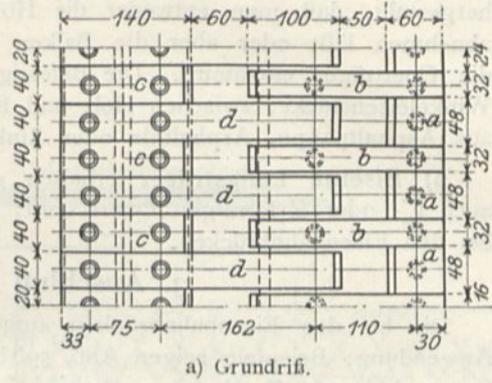
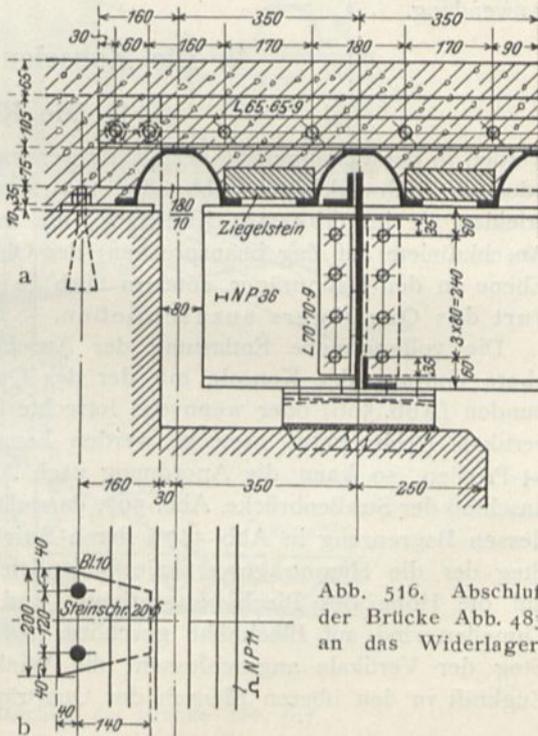


Abb. 515. Fingerkonstruktion.



hergestellt, daß man entweder die Höhe der Holzbalken nach den Bordsteinen hin abnehmen läßt oder aber die Balken bei gleichbleibender Höhe verschieden tief in die Querträger einkämmt. Die Befestigung auf den Querträgerflanschen erfolgt durch Winkeleisenstücke; zwischen Holz und Eisen ist zur Verhütung der Fäulnis ein Streifen aus Asphaltpappe, Asphaltfilz oder Zinkblech anzuordnen.

b) **Eiserne Längsträger** erhalten gewalzten oder genieteten Γ -, die Randträger auch \square - oder Z-förmigen Querschnitt; die konstruktive Durchbildung ist dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken.

3. Anschluß an die Querträger.

Die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln finden auch hier sinngemäße Anwendung; Beispiele zeigen Abb. 508b für den festen Anschluß, Abb. 508a für den festen, Abb. 512 für den beweglichen Gelenkanschluß.

IV. Die Querträger.

1. Grundrißanordnung.

Die Entfernung der Quertäger voneinander wird bei vollwandigen Brücken zu $a = 2,0$ bis 3,0 m, bei Fachwerkbrücken gleich der Fachweite a gewählt; ist diese größer als 4,0 bis 5,0 m, so werden bei Tonnen- bzw. Buckelblechbelag Zwischenquerträger erforderlich.

2. Querschnittsausbildung.

Außer den vollwandigen Querschnitten kommen bei größerer Brückenbreite b auch Fachwerkträger zur Verwendung, die dann meist gleichzeitig als Querverbände dienen (Abb. 506); die konstruktive Durchbildung ist dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken.

3. Anschluß an die Hauptträger.

Die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln finden auch hier sinngemäße Anwendung.

V. Die Konsolen und Geländer.

1. Die Konsolen

werden in der Verlängerung der Querträger angeordnet und entweder vollwandig (Abb. 506) oder als Fachwerkträger (Abb. 487, 507) ausgebildet. Als einseitig eingespannte Träger erleiden sie im Obergurt Zugkräfte, die mit der Ausladung wachsen und die oberen Anschlußniete auf Zug beanspruchen; der Obergurt ist daher nicht nur in der lotrechten Ebene an den Hauptträger, sondern auch in der wagerechten Ebene an den Obergurt des Quertägers anzuschließen.

Die vollkommene Entlastung der Anschlußniete wird erreicht, wenn entweder die obere Gurtung der Konsole mit der des Querträgers durch ein wagerechtes Blech verbunden (Abb. 506) oder wenn das lotrechte Konsolanschlußblech durch die Hauptträgervertikale (Abb. 407c) gesteckt werden kann. Bestehen die Vertikalen aus gewalzten Γ -Profilen, so kann die Anordnung nach Abb. 517 getroffen werden, die den Konsolanschluß der Straßenbrücke, Abb. 507, darstellt. Das lotrechte Anschlußblech der Konsole, dessen Begrenzung in Abb. 517a durch Strichlage hervorgehoben ist, legt sich auf den Steg des die Hauptträgervertikale bildenden Γ Diff. Nr. 22 B, dessen Flansche einseitig auf die Höhe des Blechs abgearbeitet und durch Lamellen $\frac{260}{10}$ ersetzt sind; diese Lamellen sind auf Blechhöhe geschlitzt und daher durch Winkel $100 \cdot 100 \cdot 12$ an den Steg der Vertikale angeschlossen; die Winkeleisen w vermitteln die Übertragung der Zugkraft in den oberen Flansch des Querträgers.

Eine andere Ausbildung dieses Anschlusses ist in Abb. 487 dargestellt. Hier ist der Obergurt der Konsole an das lotrechte Blech c (Abb. 487c) angeschlossen, das als Träger auf zwei Stützen aufzufassen ist; die untere Stütze bildet durch Vermittlung der Winkeleisen w_1 und der wagerechten Anschlußbleche e der Windverband bzw. Querträger, die obere durch Vermittlung der Winkeleisen w_2 (Abb. 487c u. d) das wagerechte Abdeckblatt g (Abb. 487d), das an die Randlängsträger r und durch diese und die Winkel w_3 (Abb. 487c) an den Querträgerobergurt angeschlossen ist.

Der Untergurt der Konsole erhält Druck, ist daher der Gefahr des Ausknickens ausgesetzt. Das Abbiegen der lotrechten Anschlußbleche am Hauptträger wird zunächst durch wagerechte Bleche (e in Abb. 488 und 517a) verhindert, das Ausbiegen der Konsolspitze aber durch die Fußwegrandträger in Verbindung mit den in den End- bzw. Mittelfeldern angeordneten Schrägstäben (Grundriß Abb. 487, 507), die den Randträger an den Windverband anschließen; diese Schrägstäbe werden nur dann überflüssig, wenn die Fußwegtafel aus Tonen- oder Buckelblechen besteht (Abb. 506).

2. Die Geländer

schließen die Fußwege nach außen ab und bestehen aus den Hauptpfosten, der Handleiste (Holm), den Zwischenpfosten, Zwischenriegeln und der Füllung.

a) Die **Hauptpfosten** werden, wenn Fahrbahn und Fußweg nicht durch die Hauptträger getrennt sind, durch die Hauptträgervertikalen gebildet (Abb. 482, 499), wenn die Fußwege durch besondere Hauptträger unterstützt sind (Abb. 483), in 1,0 bis 1,5 m Entfernung, wenn endlich die Fußwege auf Konsolen ausgekragt sind, in den Konsolspitzen angeordnet (Abb. 488, 506, 507). Sie werden aus Vierkanteisen (Abb. 483, 506), \perp -, $_|\perp$ -, $_|_|\perp$ -, $_|_|_|\perp$ -Eisen, seltener aus Gußeisen gebildet und meist durch Schrägstreben nach außen abgestützt (Abb. 483, 506); ihre Höhe beträgt 1,0 bis 1,2 m. Auf ihre Befestigung an den Konsolspitzen bzw. Fußwegrandträgern ist besondere Sorgfalt zu legen, da sie als eingespannte Träger die ganze auf ein Geländerfeld treffende wagerechte Belastung zu übertragen haben.

b) Die **Handleiste** muß besonders in wagerechter Richtung genügend stark ausgebildet sein. Sie wird aus gleich- oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Abb. 482, 499), Handleisteneisen (NP. oder nach Abb. 518), Gasrohr (Abb. 519), Halbrundeisen (Abb. 520), $_|_|\perp$ -Eisen mit aufgenieteten Halbrund- oder Profileisen (Abb. 521) gebildet.

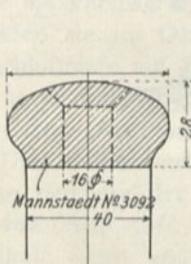


Abb. 518.
Handleiste.

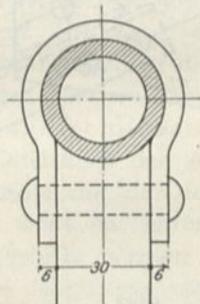
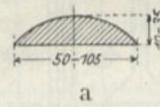
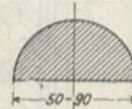


Abb. 519. Handleiste
aus Gasrohr.



a



b

Abb. 520.
Halbrundeisen.

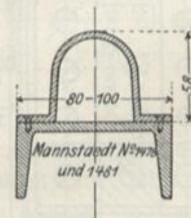


Abb. 521.
Handleiste.

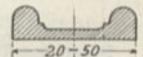
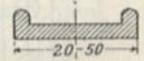


Abb. 522.
Haspeneisen.

c) Die **Zwischenpfosten**, in 0,15 bis 0,35 m Entfernung angeordnet, bestehen aus Winkel- oder Vierkanteisen und schließen sich unten entweder unmittelbar an den Fußwegrandträger oder aber an einen besonderen, aus Flach-, Winkel- oder Haspeneisen (Abb. 522) gebildeten unteren Holm an.

d) Die Zwischenriegel werden aus Flach-, Winkel- oder Hespeneisen gebildet; ihre Höhenentfernung richtet sich nach der Art der Füllung, soll aber von Oberkante Fußwegrandträger nicht mehr als 200 bis 250 mm betragen, um das Durchkriechen zu verhindern.

e) Die Füllung wird je nach Lage der Brücke in ganz einfachen (Abb. 523, 529) oder in mehr oder weniger reichen (Abb. 524 bis 526) Formen ausgebildet; bei regem Verkehr ist für ihre Ausbildung in erster Linie der Gesichtspunkt maßgebend, daß die verbleibenden Zwischenräume Kindern das Durchkriechen verwehren.

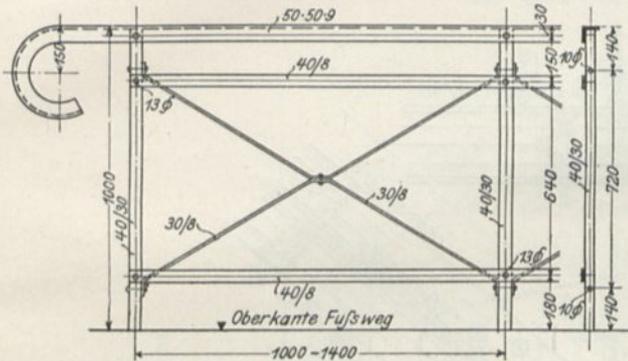


Abb. 523. Geländer.

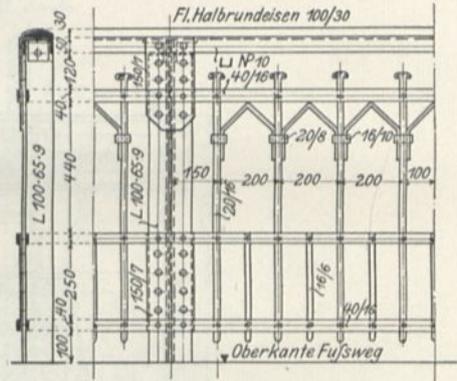


Abb. 524. Geländer.

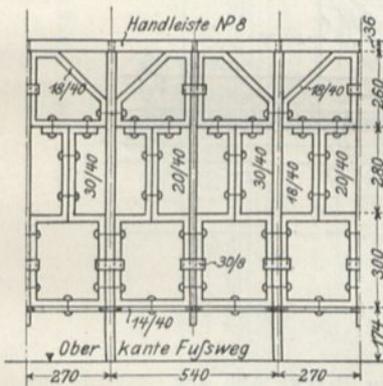


Abb. 525. Geländer.

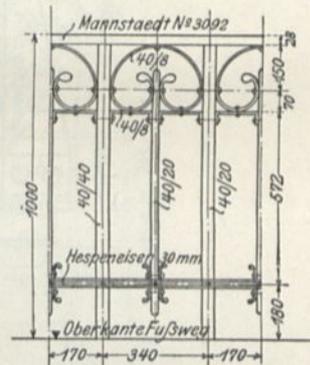


Abb. 526. Geländer.

VI. Die Hauptträger.

1. Grundrißausbildung.

a) **Fahrbahn oberhalb der Hauptträger.** Bei Spannweiten bis zu etwa 12 m wird die Fahrbahnplatte zur Ersparnis der Quer- und Längsträger unmittelbar auf die $b = 1,0$ bis 2,5 m voneinander entfernten Hauptträger gelegt (Abb. 483), wobei dann die Fußwege vielfach auf besonderen, schwächer ausgebildeten Hauptträgern aufliegen; darüber hinaus erhalten die Hauptträger unter Einschaltung von Quer- und Längsträgern (Abb. 222, 506) eine Mittenentfernung $b = 3,0$ bis 5,0 m, wobei die Fußwege meist nur mit einem Teil ihrer Breite auf Konsolen ausgekragt werden.

b) **Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.** Bei Fußgängerbrücken (Abb. 499) oder bei geringer Fahrbahnbreite und Belastung (Abb. 482) liegen die Hauptträger außerhalb der Fußwege, eine Anordnung, die den freien Querverkehr zwischen Fahrbahn und Fußwegen gestattet; bei größerer Fahrbahnbreite und Belastung durch schwere Fuhrwerke bzw. Dampfwalze liegen dagegen die Hauptträger meist zwischen Fahrbahn und Fuß-

VII. Der Windverband.

Für die konstruktive Durchbildung gelten die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

Ist im Hauptträger ein bewegliches Gelenk angeordnet, so muß auch der Windverband an der Gelenkstelle längsverschieblich angeschlossen werden. Ein Beispiel zeigt Abb. 528 für den längsbeweglichen Windverbandanschluß des eingehängten Feldes des Abb. 487a dargestellten Gerberträgers an dem Kragarm im Punkte C des Grundrisses.

Abb. 528 a. Schnitt a—b.

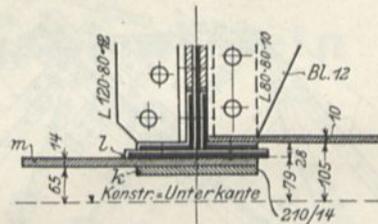


Abb. 528 b. Längensansicht.

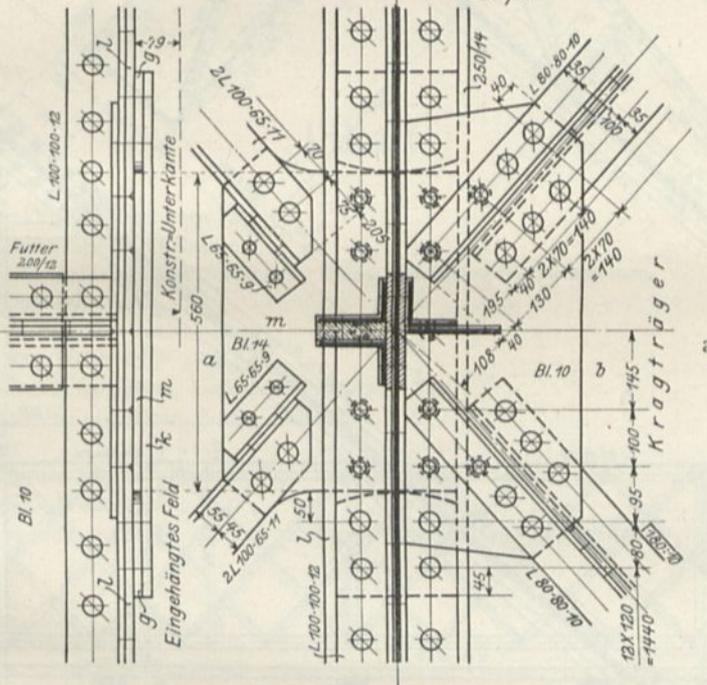


Abb. 528. Längsverschieblicher Anschluß des Windverbands in Punkt C Abb. 487 b. (Grundriß.)

Die aus je 2 \sphericalangle 100 · 65 · 11 gebildeten Windverbanddiagonalen sind an ein 14 mm starkes Knotenblech m angeschlossen, das unter der Lamelle l des Querträgers in der Brückenachse verschieblich gelagert und durch ein untergelegtes Flacheisen k in lotrechter Richtung gehalten ist; dieses Flacheisen k ist außerhalb des Knotenblechs m beiderseits unter Einschaltung von 14 mm starken Futterstücken g durch je 4 Niete an den Querträgergurt angeschlossen; gegen die abgerundeten Kanten der Futterbleche g schlägt das Knotenblech m an, so daß es sich in dem zwischen l und k liegenden Zwischenraum in der Längsrichtung bewegen kann. Die aus je 2 \sphericalangle 80 · 80 · 10 bestehenden Diagonalen sind an ein auf den Querträgerwinkeln liegendes Knotenblech angeschlossen; um das Abbiegen dieses Blechs zu verhindern, sind die oberen Diagonalwinkel bis auf die Querträgerwinkel durchgeführt.

VIII. Der Querverband.

Die konstruktive Durchbildung sowohl der Querverbände als der Querrahmen (Portale und offene Halbrahmen) erfolgt nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln. Die Abb. 483b zeigt ein Beispiel für einen vollwandigen, Abb. 506a für einen gegliederten Querrahmen; Abb. 529 gibt die konstruktive Durchbildung des in Aufg. 96 berechneten Portalrahmens mit Kämpfergelenken.

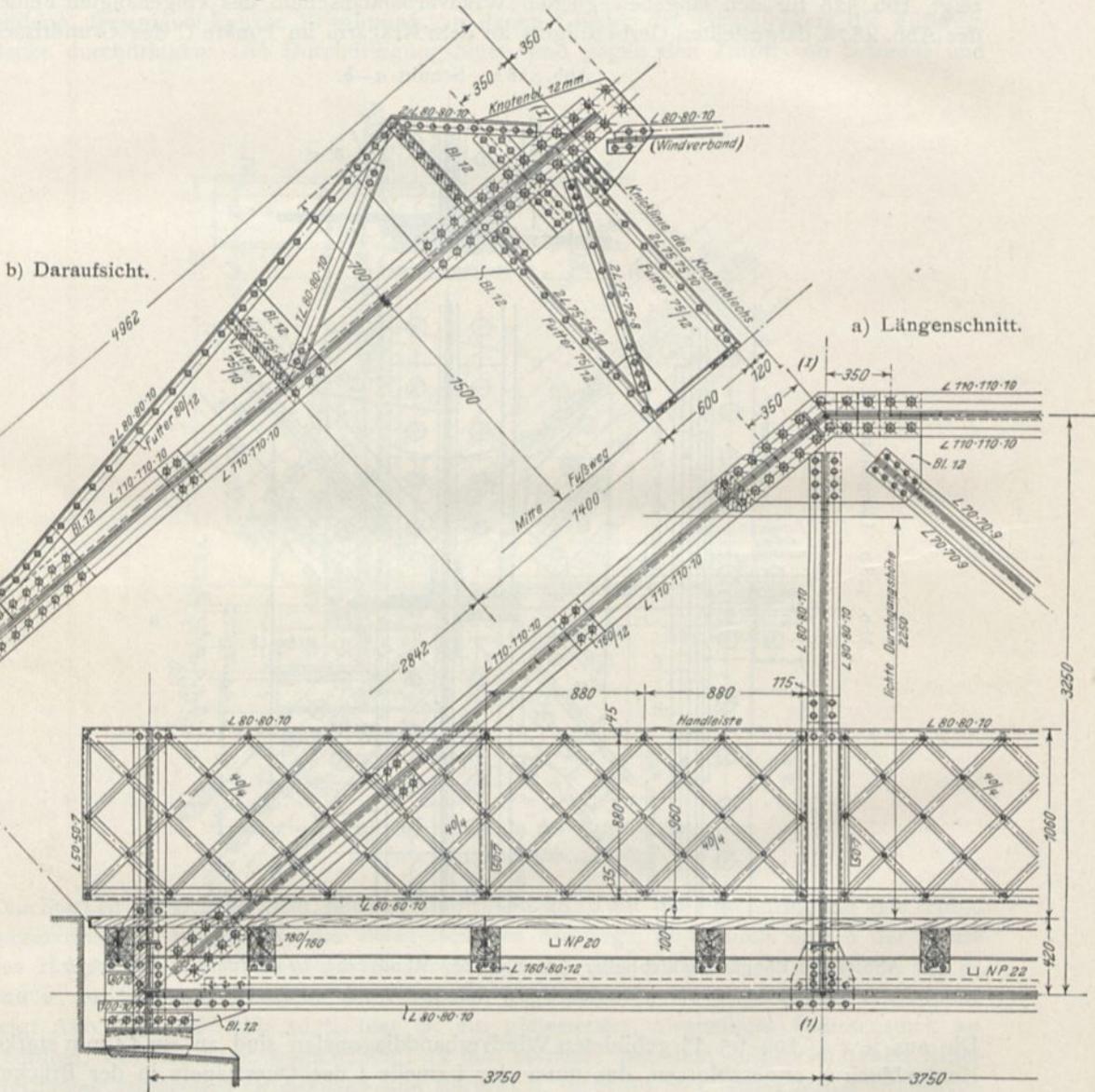


Abb. 529. Portalrahmen der Fußgängerbrücke Abb. 499.

Aus konstruktiven Gründen sind bei diesem Portal die Diagonalen $\bar{1}$ - \bar{c} und $\bar{1}$ - \bar{c} (vgl. Abb. 500) um 120 mm unterhalb der theoretischen Knotenpunkte $\bar{1}$ und $\bar{1}$ angeschlossen; in jedem dieser Punkte entsteht daher, da die wagerechte Seitenkraft der Diagonale nach Abb. 500 die Größe 6,9 t hat, ein Biegemoment $6,9 \cdot 0,12 = 0,828$ mt, zu dessen Aufnahme die Hauptträgerdiagonale durch die 12 mm starken durchlaufenden Knotenbleche verstärkt ist.

Beispiele für offene Halbrahmen zeigen die Abb. 482, 487 und 507; das in Abb. 503 dargestellte Portal über den Mittelpfeilern des Gerberträgers, Abb. 487, ist bereits unter A VII 2 konstruktiv erläutert.

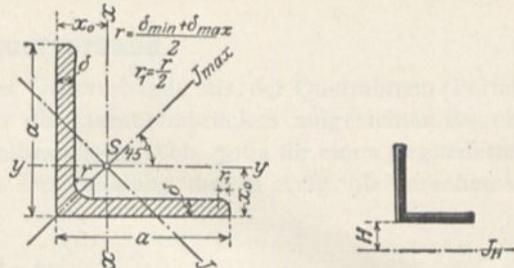
Anhang

Zahlentafeln

Inhalt.

Zahlen- tafel		Seite
I.	Gleichschenklige Winkeleisen	294
II.	Ungleichschenklige Winkeleisen	295
III.	H-Eisen (Normalprofile, Differdingen, Peine, Mannstaedt), Belageisen	296
IV.	Z-Eisen, Quadranteisen	299
V.	□-Eisen	300
VI.	Lamellen und Stehbleche	302
VII.	⊥-Eisen, Handleisteneisen, Laufkranschiene	304
VIII.	Kreisquerschnitte, nahtlose Rohre, Gußrohre	305
IX.	Blechträger	306
X.	Whitworthsches Gewinde, Schlésische Zinkblechlehre	308
XI.	Kastenträger. Wellbleche	309
XII.	Belastungen und zulässige Beanspruchungen für Freileitungsmaste	310

Profil Nr.	Abmessungen in mm		Querschnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwerpunkts x_0 mm	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			
	Breite a	Dicke δ				J_x cm ⁴	J_{max} cm ⁴	J_{min} cm ⁴	J_a cm ⁴
1 ^{1/2}	15	3	0,82	0,65	4,8	0,15	0,24	0,06	0,33
		4	1,05	0,83	5,1	0,19	0,29	0,08	0,46
2	20	3	1,12	0,88	6,0	0,38	0,62	0,15	0,79
		4	1,45	1,14	6,4	0,48	0,77	0,19	1,07
2 ^{1/2}	25	3	1,42	1,12	7,3	0,79	1,27	0,31	1,54
		4	1,85	1,45	7,6	1,01	1,61	0,40	2,08
3	30	4	2,27	1,78	8,9	1,80	2,85	0,76	3,56
		6	3,27	2,57	9,6	2,48	3,91	1,06	5,48
3 ^{1/2}	35	4	2,67	2,09	10,0	2,96	4,68	1,24	5,63
		6	3,87	3,04	10,8	4,13	6,50	1,77	8,65
4	40	4	3,08	2,42	11,2	4,47	7,09	1,86	8,33
		6	4,48	3,51	12,0	6,35	9,98	2,67	12,8
		8	5,80	4,55	12,8	7,90	12,4	3,38	17,4
4 ^{1/2}	45	5	4,30	3,38	12,8	7,85	12,4	3,25	14,9
		7	5,86	4,60	13,6	10,4	16,4	4,39	21,3
		9	7,34	5,76	14,4	12,6	19,8	5,40	27,8
5	50	5	4,80	3,77	14,0	11,0	17,4	4,59	20,4
		7	6,56	5,15	14,9	14,6	23,1	6,02	29,0
		9	8,24	6,47	15,6	17,9	28,1	7,67	38,0
5 ^{1/2}	55	6	6,31	4,95	15,6	17,3	27,4	7,24	32,8
		8	8,23	6,46	16,4	22,1	34,8	9,35	44,3
		10	10,1	7,90	17,2	26,3	41,4	11,3	56,0
6	60	6	6,91	5,42	16,9	22,8	36,1	9,43	42,3
		8	9,03	7,09	17,7	29,2	46,1	12,1	57,3
		10	11,1	8,69	18,5	34,9	55,1	14,6	72,8
6 ^{1/2}	65	7	8,70	6,83	18,5	33,4	53,0	13,8	63,0
		9	11,0	8,61	19,3	41,3	65,4	17,2	82,3
		11	13,2	10,3	20,0	48,8	76,8	20,7	102
7	70	7	9,4	7,38	19,7	42,3	67,1	17,6	78,8
		9	11,9	9,34	20,5	52,5	83,1	22,0	103
		11	14,3	11,2	21,3	62,0	97,6	26,0	127
7 ^{1/2}	75	8	11,5	9,03	21,3	59,0	93,3	24,4	111
		10	14,1	11,1	22,1	71,0	113	29,8	140
		12	16,7	13,1	22,9	82,5	130	34,7	170
8	80	8	12,3	9,66	22,6	72,0	115	29,6	135
		10	15,1	11,9	23,4	87,5	139	35,9	170
		12	17,9	14,1	24,1	102	161	43,0	206
9	90	9	15,5	12,2	25,4	116	184	47,8	216
		11	18,7	14,7	26,2	138	218	57,1	266
		13	21,8	17,1	27,0	158	250	65,9	317
10	100	10	19,2	15,1	28,2	177	280	73,3	329
		12	22,7	17,8	29,0	207	328	86,2	398
		14	26,2	20,6	29,8	235	372	98,3	468
11	110	10	21,2	16,6	30,7	239	379	98,6	438
		12	25,1	19,7	31,5	280	444	116	530
		14	29,0	22,8	32,1	319	505	133	622
12	120	11	25,4	19,9	33,6	340	541	140	626
		13	29,7	23,3	34,4	394	625	162	745
		15	33,9	26,6	35,1	446	705	186	864
13	130	12	30,0	23,6	36,4	472	750	194	869
		14	34,7	27,2	37,2	540	857	223	1020
		16	39,3	30,9	38,0	605	959	251	1171
14	140	13	35,0	27,5	39,2	638	1014	262	1176
		15	40,0	31,4	40,0	723	1148	298	1364
		17	45,0	35,3	40,8	805	1276	334	1554
15	150	14	40,3	31,6	42,0	845	1343	347	1559
		16	45,7	35,9	43,0	949	1507	391	1790
		18	51,0	40,0	44,0	1052	1665	438	2023
16	160	15	46,1	36,2	45,0	1099	1745	453	2032
		17	51,8	40,7	46,0	1226	1945	506	2308
		19	57,5	45,1	46,0	1348	2137	558	2591

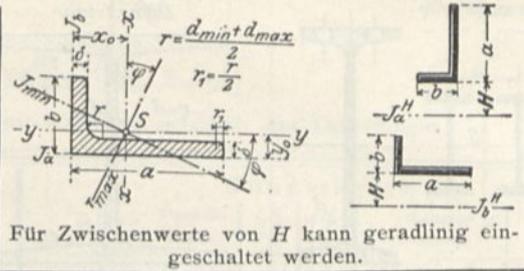


Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

Trägheitsmomente J_H in cm⁴ für einen Abstand H von

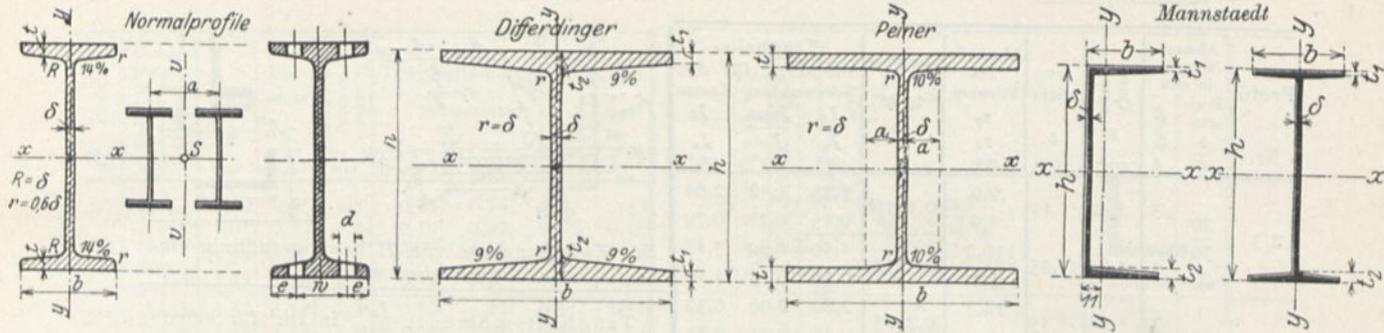
H mm	4	5	6	7	8	9	10	11	12	mm
45	20,0	21,5	23,0	24,7	26,4	28,3	30,2	32,2	34,3	5
7	28,6	30,7	32,9	35,3	37,8	40,3	43,0	45,9	48,8	7
9	37,4	40,2	43,1	46,2	49,4	52,8	56,3	59,9	63,7	9
50	26,5	28,3	30,2	32,2	34,2	36,4	38,6	41,0	43,4	5
7	37,9	40,4	43,1	45,9	48,8	51,9	55,1	58,4	61,9	7
9	49,6	52,9	56,4	60,0	63,8	67,8	71,9	76,4	81,0	9
55	41,6	44,2	46,8	49,6	52,5	55,6	58,7	62,0	65,5	6
8	56,4	59,8	63,4	67,2	71,1	75,2	79,5	83,9	88,5	8
10	71,5	75,8	80,4	85,2	90,2	95,3	101	106	112	10
60	52,7	55,7	58,8	62,0	65,4	68,9	72,5	76,3	80,2	6
8	71,5	75,5	79,7	84,1	88,6	93,3	98,2	103	109	8
10	90,9	96,0	101	107	113	119	125	131	138	10
65	77,3	81,3	85,4	90,0	94,3	99,0	104	109	114	7
9	101	106	112	117	123	129	136	142	149	9
11	125	131	138	145	152	160	167	175	184	11
70	95,1	99,6	104	109	114	120	125	131	137	7
9	124	130	136	142	149	156	163	171	178	9
11	153	161	168	176	184	193	202	211	220	11
75	132	138	145	151	158	164	171	179	186	8
10	167	175	183	191	199	208	217	226	235	10
12	203	212	222	231	242	252	263	274	286	12
80	159	166	173	180	187	195	203	211	219	8
10	201	209	218	227	236	246	256	266	277	10
12	243	253	264	275	286	298	310	322	335	12
90	250	259	269	278	289	299	310	321	333	9
11	308	320	332	344	356	369	383	396	411	11
13	368	381	395	410	425	441	457	473	490	13
100	376	388	401	414	428	442	457	472	487	10
12	455	470	485	502	518	535	553	571	589	12
14	534	552	571	590	609	630	650	671	693	14
110	494	509	524	540	556	573	590	607	625	10
12	597	615	633	652	672	692	713	734	755	12
14	701	722	744	766	789	813	837	861	887	14
120	699	718	738	758	779	800	822	845	868	11
13	831	854	878	902	927	953	979	1005	1033	13
15	965	991	1019	1047	1076	1106	1136	1167	1198	15
130	961	986	1011	1037	1063	1090	1117	1146	1174	12
14	1129	1158	1187	1217	1248	1280	1313	1346	1380	14
16	1297	1330	1365	1400	1435	1472	1509	1547	1586	16
140	1291	1321	1353	1385	1417	1451	1485	1520	1555	13
15	1498	1534	1570	1607	1645	1684	1724	1764	1805	15
17	1708	1749	1790	1833	1876	1921	1966	2012	2059	17
150	1701	1738	1776	1815	1855	1896	1939	1980	2023	14
16	1955	1998	2042	2088	2134	2181	2229	2278	2327	16
18	2210	2260	2310	2362	2414	2468	2523	2578	2635	18
160	2201	2246	2293	2341	2389	2438	2489	2540	2592	15
17	2507	2559	2613	2667	2722	2779	2836	2895	2954	17
19	2811	2869	2929	2987	3051	3113	3177	3242	3308	19

Profil Nr.	Abmessungen in mm		Quer-schnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Abstände des Schwerp.		tg φ	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			Kanten J _a cm ⁴
	Breiten b a	Dicke δ			x ₀ mm	y ₀ mm		J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	J _{max} cm ⁴	
2/3	20	3	1,42	1,11	9,9	0,4216	1,25	1,42	2,64		
	30	4	1,85	1,45	4,9	0,4214	0,45	0,28	0,79		
2/4	20	3	1,72	1,35	14,3	0,2575	2,80	2,96	6,32		
	40	4	2,25	1,77	4,4	0,2528	0,48	0,31	0,81		
3/4 ^{1/2}	30	4	2,87	2,25	14,8	0,4334	5,77	6,63	12,1		
	45	5	3,53	2,77	7,4	0,4288	2,05	1,19	3,63		
3/6	30	5	4,29	3,37	15,2	0,2544	6,99	8,01	15,2		
	60	7	5,85	4,59	7,8	0,2479	2,46	1,44	4,61		
4/6	40	5	4,79	3,76	21,5	0,4319	15,6	16,5	35,4		
	60	7	6,55	5,14	6,8	0,4275	2,61	1,71	4,59		
4/8	40	6	6,89	5,41	28,5	0,2568	44,9	47,6	101		
	80	8	9,01	7,07	8,8	0,2518	7,66	4,99	13,0		
5/7 ^{1/2}	50	7	8,33	6,54	29,4	0,4304	57,5	60,8	135		
	75	9	10,5	8,24	9,6	0,4272	9,70	6,41	18,0		
5/10	50	8	11,5	9,03	24,7	0,2665	46,3	53,1	97,1		
	100	10	14,1	11,1	12,4	0,2658	16,4	9,58	29,2		
6 ^{1/2} /10	65	9	14,2	11,2	25,6	0,4101	57,2	65,4	126		
	100	11	17,1	13,4	13,2	0,4074	20,1	11,9	38,4		
6 ^{1/2} /13	65	10	18,6	14,6	33,1	0,2569	140	160	296		
	130	12	22,1	17,4	15,9	0,2549	46,6	26,8	82,5		
8/12	80	10	19,1	15,0	34,0	0,4348	167	189	364		
	120	12	22,7	17,8	16,7	0,4304	55,3	32,9	103		
8/16	80	12	27,5	21,6	46,5	0,2686	320	339	722		
	160	14	31,8	25,0	14,5	0,2679	54,4	35,4	93,5		
10/15	100	12	28,7	22,5	47,5	0,4361	374	395	872		
	150	14	33,2	26,1	15,3	0,4339	62,8	41,3	115		
10/20	100	14	40,3	31,6	39,2	0,2608	276	317	570		
	200	16	45,7	35,9	19,5	0,2586	97,9	56,8	171		



Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

Trägheitsmomente $\frac{J_a H}{J_b H}$ in cm ⁴ für einen Abstand H von												
Abstand H von												
4	5	6	7	8	9	10	11	12	mm			
16,0	17,1	18,2	19,5	20,7	22,1	23,5	24,9	26,4	4	30	45	
5,78	6,47	7,21	8,00	8,86	9,77	10,7	11,8	12,9	5	30	60	
20,1	21,4	22,9	24,4	26,0	27,7	29,5	31,3	33,2	5	30	60	
7,37	8,24	9,18	10,2	11,3	12,4	13,6	14,9	15,3	7	30	60	
43,5	45,7	48,0	50,4	52,9	55,5	58,1	60,9	63,7	7	30	60	
7,61	8,58	9,64	10,8	12,0	13,3	14,7	16,2	17,8	7	30	60	
20,7	21,8	23,1	24,6	26,1	27,7	29,3	31,0	32,7	7	30	60	
3,42	2,28	6,80	11,3	12,7	14,2	15,9	17,7	19,5	7	30	60	
17,3	19,8	35,5	43,7	46,0	48,4	50,9	53,5	56,2	5	40	60	
6,20	3,66	10,7	15,1	16,5	18,0	19,6	21,2	22,9	5	40	60	
22,9	26,3	50,1	61,8	65,1	68,5	72,0	75,7	79,5	7	40	60	
8,00	4,63	15,3	21,9	23,8	25,9	28,1	30,5	33,0	7	40	60	
44,9	47,6	101	118	122	127	132	137	142	6	40	80	
7,66	4,99	13,0	19,0	20,8	22,8	24,9	27,1	29,5	6	40	80	
57,5	60,8	135	158	164	170	177	183	190	8	40	80	
9,70	6,41	18,0	26,4	28,9	31,6	34,5	37,6	40,9	8	40	80	
46,3	53,1	97,1	115	120	125	130	135	141	7	50	75	
16,4	9,58	29,2	38,8	41,6	44,6	47,7	51,1	54,5	7	50	75	
57,2	65,4	126	149	156	162	169	176	183	9	50	75	
20,1	11,9	38,4	51,2	54,9	58,8	62,9	67,3	71,9	9	50	75	
116	123	264	299	309	318	328	338	348	8	50	100	
19,6	12,8	34,0	46,1	49,8	53,6	57,7	62,0	66,5	8	50	100	
141	150	331	375	386	398	410	423	436	10	50	100	
23,5	14,6	43,9	59,6	64,3	69,2	74,4	79,9	85,7	10	50	100	
140	160	296	336	346	357	369	380	392	9	65	100	
46,6	26,8	82,5	103	109	115	121	128	135	9	65	100	
167	189	364	414	427	440	454	468	483	11	65	100	
55,3	32,9	103	129	136	143	151	160	168	11	65	100	
320	339	722	794	813	833	852	872	893	10	65	130	
54,4	35,4	93,5	118	125	133	140	149	157	10	65	130	
374	395	872	960	983	1006	1030	1054	1079	12	65	130	
62,8	41,3	115	145	154	163	173	183	193	12	65	130	
276	317	570	633	649	666	684	702	720	10	80	120	
97,9	56,8	171	203	213	222	232	242	253	10	80	120	
323	370	686	762	782	803	824	846	868	12	80	120	
115	67,5	208	248	259	271	283	295	308	12	80	120	
719	762	1619	1749	1783	1818	1853	1888	1924	12	80	160	
122	79,4	209	252	264	277	290	304	318	14	80	160	
822	875	1896	2049	2088	2129	2170	2212	2254	14	80	160	
139	86,0	248	300	314	330	345	362	379	14	80	160	
649	747	1335	1452	1483	1514	1546	1578	1611	12	100	150	
232	134	400	460	477	494	511	529	548	14	100	150	
744	854	1564	1701	1737	1774	1811	1849	1887	14	100	150	
264	153	471	543	562	583	603	625	647	14	100	150	
1654	1754	3697	3933	3994	4056	4118	4182	4246	14	100	200	
282	182	474	550	571	593	616	640	664	14	100	200	
1863	1973	4232	4503	4573	4643	4715	4788	4861	16	100	200	
315	205	549	638	663	689	715	743	771	16	100	200	



1a. **—Normalprofile.**

Profil Nr.	Abmessungen				Quer- schnitt F cm ²	Ge- wicht g kg/m	Trägheits- momente		Widerstands- momente		J _v = J _x für a mm	Nach DIN 1030 ist			Profil Nr.
	Höhe h mm	Breite b mm	Steg Stärke im Flansch delta mm	t mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³		d _{max} mm	w mm	e mm	
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	6,29	19,5	3,00	62		22	10	8
9	90	46	4,2	6,3	9,00	7,07	117	8,78	26,0	3,82	70		24	11	9
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,32	171	12,2	34,2	4,88	78		26	12	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	239	16,2	43,5	6,00	85		28	13	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,2	328	21,5	54,7	7,41	94		30	14	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,6	436	27,5	67,1	8,47	100	11	32	15	13
14	140	66	5,7	8,6	18,3	14,4	573	35,2	81,9	10,7	109	11	34	16	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,0	735	43,9	98,0	12,5	116	11	36	17	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,9	935	54,7	117	14,8	124	14	36	19	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,8	1 166	66,6	137	17,1	132	14	40	19	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,9	1 446	81,3	161	19,8	140	14	44	19	18
19	190	86	7,2	10,8	30,6	24,0	1 763	97,4	186	22,7	148	14	44	21	19
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,3	2 142	117	214	26,0	156	17	44	23	20
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,6	2 563	138	244	29,4	164	17	48	23	21
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,1	3 060	162	278	33,1	170	17	52	23	22
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,5	3 607	188	314	37,1	180	17	54	24	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,2	4 246	221	354	41,7	188	17	56	25	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,0	4 966	256	397	46,5	195	20	56	27	25
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,9	5 744	288	442	51,0	202	20	58	27,5	26
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,9	6 626	326	491	56,2	210	20	60	28	27
28	280	119	10,1	15,2	61,1	48,0	7 587	364	542	61,2	218	20	62	28,5	28
29	290	122	10,4	15,7	64,9	51,0	8 636	406	596	66,6	225	20	62	30	29
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,2	9 800	451	653	72,2	234	20	64	30,5	30
32	320	131	11,5	17,3	77,8	61,1	12 510	555	782	84,7	248	20	70	30,5	32
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,1	15 695	674	923	98,4	264	20	74	31,5	34
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,2	19 605	818	1089	114	278	23	74	34,5	36
38	370	149	13,7	20,5	107	84,0	24 012	975	1264	131	294	23	80	34,5	38
40	400	155	14,4	21,6	118	92,6	29 213	1158	1461	149	308	23	84	35,5	40
42 ^{1/2}	425	163	15,3	23,0	132	103,6	36 973	1437	1740	176	328	26	86	38,5	42 ^{1/2}
45	450	170	16,2	24,3	147	115,4	45 852	1725	2037	203	346	26	92	39	45
47 ^{1/2}	475	178	17,1	25,6	163	128,0	56 481	2088	2378	235	365	26	96	41	47 ^{1/2}
50	500	185	18,0	27,0	180	141,3	68 738	2478	2750	268	384	26	100	42,5	50
55	550	200	19,0	30,0	213	167,2	99 184	3488	3607	349	424	26	110	45	55
60	600	215	21,6	32,4	254	199,4	138 957	4668	4632	434	460	26	120	47,5	60
	h	b	delta	t	F	g	J _x	J _y	W _x	W _y	a	d _{max}	w	e	

Id. Dünnwandige — und —Eisen für Fachwerkwände
der Mannstaedt-Werke A.-G. Troisdorf b. Köln.

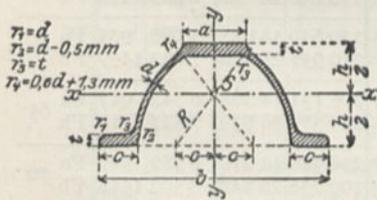
Form	Nr.	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im			Quer- schnitt F cm ²	Ge- wicht g kg/m	Trägheits- momente		Widerstands- momente	
				Steg delta mm	t ₁ mm	t ₂ mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³
H	5515	120	60	4	3	5	9,32	7,33	205	13,1	34,2	4,37
	5427	140	60	4	3	5	10,1	7,95	303	14,2	43,3	4,73
	5516	160	60	4	3	5	10,9	8,59	415	15,3	51,9	5,10
L	5428	140	50	4	3	5	9,28	7,28	261	18,6	37,3	16,9 4,76

(Fortsetzung.)

1b. Differdinger I-I-Träger (Fig. S. 296)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft Abt. Differdingen.

Abmessungen		Normalstegige										Dünnstegige											
Höhe h	Breite b	Profil Nr.	Steg- stärke			Flansch- stärke		Quer- schnitt F	Gewicht g	Trägheits- momente		Wider- stands- momente		Profil Nr.	Steg- stärke δ	Flansch- stärke		Quer- schnitt F	Gewicht g	Trägheits- momente		Wider- stands- momente	
			δ	t ₁	t ₂	t ₁	t ₂			J _x	J _y	W _x	W _y			J _x	J _y			W _x	W _y		
mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	
140	140	14 B	7,4	8,0	13,9	39,8	31,2	1 388	438	198	63	14 Bd	5,5	7,9	13,9	37,3	29,3	1 354	433	193	62		
160	160	16 B	8,0	8,5	15,4	49,6	38,9	2 278	705	285	88	16 Bd	6,0	8,4	15,4	46,4	36,4	2 215	696	277	87		
180	180	18 B	8,5	9,0	16,72	59,9	47,0	3 512	1 073	390	119	18 Bd	6,5	9,0	16,8	56,8	44,6	3 448	1 070	383	119		
200	200	20 B	8,5	9,5	18,12	70,4	55,3	5 171	1 568	517	157	20 Bd	7,0	9,7	18,3	68,6	53,8	5 163	1 594	516	159		
220	220	22 B	9,0	10,0	19,5	82,6	64,8	7 379	2 216	671	201	22 Bd	7,5	10,2	19,8	80,6	63,2	7 368	2 252	670	205		
240	240	24 B	10,0	10,5	20,85	96,8	76,0	10 260	3 043	855	254	24 Bd	8,1	10,9	21,3	94,6	74,2	10 315	3 132	860	261		
250	250	25 B	10,5	10,9	21,7	105,1	82,5	12 066	3 575	965	286	25 Bd	8,3	11,2	22,0	101,7	79,8	12 046	3 647	964	292		
260	260	26 B	11,0	11,7	22,9	115,6	90,7	14 352	4 261	1 104	328	26 Bd	8,6	11,5	22,7	109,1	85,6	13 995	4 234	1 077	326		
270	270	27 B	11,25	11,95	23,6	123,2	96,7	16 529	4 920	1 224	365	27 Bd	8,9	11,8	23,6	117,0	91,8	16 178	4 873	1 198	361		
280	280	28 B	11,5	12,35	24,4	131,8	103,4	19 052	5 671	1 361	405	28 Bd	9,1	12,1	24,3	124,6	97,8	18 574	5 576	1 327	398		
290	290	29 B	12,0	12,7	25,2	141,1	110,8	21 866	6 417	1 508	443	29 Bd	9,4	12,4	25,0	132,9	104,3	21 252	6 368	1 466	439		
300	300	30 B	12,5	13,25	26,25	152,1	119,4	25 201	7 494	1 680	500	30 Bd	9,6	12,7	25,7	141,1	110,7	24 190	7 235	1 613	482		
320	300	32 B	13,0	14,1	27,0	160,7	126,2	30 119	7 867	1 882	524	32 Bd	10,2	13,8	26,8	151,1	118,6	29 273	7 731	1 830	515		
340	300	34 B	13,4	14,6	27,5	167,4	131,4	35 241	8 097	2 073	540	34 Bd	10,7	14,9	27,9	161,1	126,4	35 026	8 223	2 060	548		
360	300	36 B	14,2	16,15	29,0	181,5	142,5	42 479	8 793	2 360	586	36 Bd	11,2	15,9	28,9	170,6	133,9	41 333	8 678	2 296	579		
380	300	38 B	14,8	17,0	29,8	191,2	150,1	49 496	9 175	2 605	612	38 Bd	11,8	17,0	30,0	181,2	142,2	48 573	9 175	2 556	612		
400	300	40 B	15,5	18,2	31,0	203,6	159,8	57 834	9 721	2 892	648	40 Bd	12,3	18,0	31,0	191,0	149,9	56 416	9 614	2 821	641		
425	300	42 1/2 B	16,0	19,0	31,75	213,9	167,9	68 249	10 078	3 212	672	42 1/2 Bd	12,9	19,3	32,3	203,9	160,1	67 501	10 203	3 177	680		
450	300	45 B	17,0	20,3	33,0	229,3	180,0	80 887	10 668	3 595	711	45 Bd	13,6	20,8	33,6	218,5	171,5	80 436	10 885	3 575	726		
475	300	47 1/2 B	17,6	21,35	34,0	242,0	190,0	94 811	11 142	3 992	743	47 1/2 Bd	14,3	22,1	34,9	232,3	182,8	94 812	11 468	3 992	765		
500	300	50 B	19,4	22,6	35,2	261,8	205,5	111 283	11 718	4 451	781	50 Bd	14,9	23,4	36,2	246,0	193,1	110 106	12 011	4 404	801		
550	300	55 B	20,6	24,5	37,0	288,0	226,1	145 957	12 582	5 308	839	55 Bd	15,1	23,8	36,6	256,7	201,5	138 001	12 241	5 018	816		
600	300	60 B	20,8	24,7	37,2	300,6	236,0	179 303	12 672	5 977	845	60 Bd	15,3	24,1	36,9	267,1	209,7	169 358	12 365	5 645	824		
650	300	65 B	21,1	25,0	37,5	314,5	246,9	217 402	12 814	6 690	854	65 Bd	15,5	24,5	37,3	278,2	218,4	205 200	12 550	6 314	837		
700	300	70 B	21,1	25,0	37,5	325,2	255,3	258 106	12 818	7 374	854	70 Bd	15,6	24,8	37,6	288,4	226,4	244 427	12 703	6 984	847		
750	300	75 B	21,1	25,0	37,5	335,7	263,4	302 560	12 823	8 068	855	75 Bd	15,8	25,2	38,0	299,8	235,3	289 040	12 884	7 708	859		
800	300	80 B	21,5	26,0	38,5	354,9	278,6	360 486	13 269	9 012	885	80 Bd	16,0	25,6	38,4	311,5	244,5	338 312	13 047	8 458	870		
850	300	85 B	21,5	26,0	38,5	365,6	287,0	414 887	13 274	9 762	885	85 Bd	16,2	25,9	38,7	322,7	253,3	391 652	13 199	9 215	880		
900	300	90 B	21,5	26,0	38,5	376,4	295,5	473 964	13 279	10 533	885	90 B	16,4	26,3	39,1	334,8	262,8	451 089	13 388	10 024	893		
950	300	95 B	21,9	27,0	39,5	396,2	311,0	550 974	13 727	11 600	915	95 Bd	16,5	26,6	39,4	345,6	271,3	514 254	13 506	10 826	900		
1000	300	100 B	21,9	27,0	39,5	407,2	319,7	621 287	13 732	12 425	915	100 Bd	16,7	27,0	39,8	358,0	281,0	584 658	13 681	11 693	912		
h	b		δ	t ₁	t ₂	F	g	J _x	J _y	W _x	W _y		δ	t ₁	t ₂	F	g	J _x	J _y	W _x	W _y		



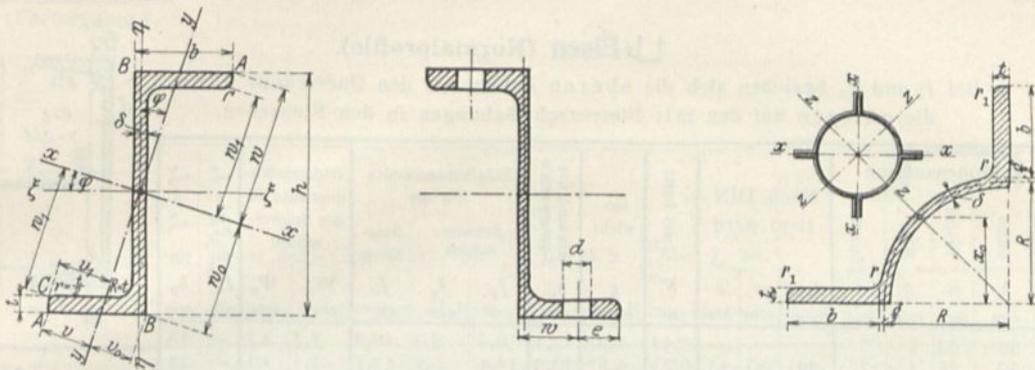
2. Belag-(Zores-)eisen
Normalprofile.

Profil Nr.	Abmessungen										Quer- schnitt F	Gewicht g	Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstands- momente für die Schwerachsen		Profil Nr.
	Höhe h	Breite b	a	c	R	t=r ₃	d=r ₁	r ₂	r ₄	J _x			J _y	W _x	W _y		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴			cm ⁴	cm ³	cm ³		
5	50	120	33	21	60	5	3	2,5	3,1	6,74	5,29	23,3	86,4	9,21	14,4	5	
6	60	140	38	24	70	6	3,5	3	3,4	9,33	7,32	47,3	164	15,6	23,4	6	
7 1/2	75	170	45,5	28,5	85	7	4	3,5	3,7	13,2	10,4	107	347	28,1	40,8	7 1/2	
9	90	200	53	33	100	8	4,5	4	4,0	17,9	14,1	207	651	46,1	65,1	9	
11	100	240	63	39	120	9	5	4,5	4,3	24,2	19,0	420	1272	75,9	106	11	

1c. Breit- und parallelflanschige Peiner I-I-Träger (Fig. S. 296)

der Aktien-Gesellschaft Peiner Walzwerk Peine.

Profil Nr.	Abmessungen				Normalstegige						Dünnstegige						Profil Nr.			
	h	b	Flansch- stärke t	a	Steg- stärke δ	Quer- schnitt F	Ge- wicht g	Trägheits- momente J _x J _y		Widerstands- momente W _x W _y		Steg- stärke δ	Quer- schnitt F	Ge- wicht g	Trägheits- momente J _x J _y			Widerstands- momente W _x W _y		
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴		cm ⁴	cm ⁴	
16 P	160	160	10,4	21,35	7,5	45,0	35,3	2 094	712	262	89	6	42,6	33,4	2 042	711	255	89	P 16	
18 P	180	180	12,6	24,0	8	59,3	46,6	3 522	1 228	391	136	6,5	56,6	44,5	3 449	1 227	383	136	P 18	
20 P	200	200	13,5	26,2	8	69,6	54,7	5 179	1 804	518	180	6,5	66,6	52,3	5 079	1 803	508	180	P 20	
22 P	220	220	14,3	29,5	9	82,4	64,7	7 394	2 544	672	231	7	78,0	61,3	7 217	2 542	656	231	P 22	
24 P	240	240	15,3	32,6	9,6	96,3	75,6	10 309	3 533	859	294	7	90,1	70,7	10 010	3 532	834	294	P 24	
25 P	250	250	15,9	33,5	10	104,2	81,8	12 110	4 150	969	332	7,5	98,0	76,9	11 784	4 148	943	332	P 25	
26 P	260	260	16,9	35,0	10,5	114,8	90,1	14 411	4 962	1 109	382	8	108,3	85,0	14 045	4 959	1 080	381	P 26	
27 P	270	270	17,3	36,0	11	122,7	96,3	16 588	5 688	1 229	421	8	114,6	90,0	16 096	5 685	1 192	421	P 27	
28 P	280	280	17,9	37,8	11	130,8	102,6	19 101	6 564	1 364	469	8	122,4	96,0	18 552	6 560	1 325	469	P 28	
29 P	290	290	18,4	38,8	11,5	139,7	109,7	21 870	7 496	1 508	517	8,5	131,1	102,9	21 260	7 492	1 466	517	P 29	
30 P	300	300	19,2	40,0	12	150,8	118,4	25 222	8 659	1 681	577	8,5	140,3	110,1	24 435	8 655	1 629	577	P 30	
32 Pa Pb	320	300 320	20,0	40,25	12,5	159,3 167,3	125,1 131,3	30 139 31 942	9 021 10 943	1 884 1 996	601 684	9	148,1 155,1	116,3 121,7	29 183 30 986	9 016 10 938	1 824 1 937	601 684	Pa Pb 32	
34 Pa Pb	340	300 340	20,5	40,2	13	166,2 182,7	130,5 143,4	35 273 39 464	9 247 13 451	2 075 2 321	616 791	9	152,5 169,1	119,7 132,7	33 963 38 154	9 241 13 444	1 998 2 244	616 791	Pa Pb 34	
36 Pa Pb	360	300 360	22,1	40,1	13,5	179,7 206,2	141,1 161,9	42 518 50 099	9 968 17 208	2 362 2 783	665 956	9,5	165,3 191,8	129,8 150,6	40 963 48 544	9 962 17 202	2 276 2 697	664 956	Pa Pb 36	
38 Pa Pb	380	300 380	23,0	40,0	14	189,3 226,1	148,6 177,5	49 598 61 340	10 375 21 059	2 610 3 228	692 1108	10	174,1 210,9	136,7 165,6	47 769 59 511	10 367 21 051	2 514 3 132	691 1108	Pa Pb 38	
40 Pa Pb	400	300 380	24,1	39,9	15	202,1 240,6	158,6 188,9	58 000 71 640	10 873 22 068	2 900 3 582	725 1161	11	186,1 224,6	146,1 176,3	55 867 69 507	10 864 22 059	2 793 3 475	724 1161	Pa Pb 40	
42 1/2 Pa Pb	425	300 380	24,9	39,8	15,5	212,4 252,2	166,7 198,0	68 321 84 286	11 235 22 802	3 215 3 966	749 1200	11,5	195,4 235,2	153,4 184,6	65 762 81 727	11 225 22 792	3 095 3 846	748 1200	Pa Pb 42 1/2	
45 Pa Pb	450	300 380	26,2	39,8	16	225,7 267,6	177,2 210,1	80 931 99 778	11 823 23 994	3 597 4 435	788 1263	12	207,7 249,6	163,1 196,0	77 893 96 740	11 812 23 982	3 462 4 300	787 1262	Pa Pb 45	
47 1/2 Pa Pb	475	300 380	27,5	39,7	16,5	239,3 283,3	187,9 222,4	95 031 117 087	12 410 25 185	4 001 4 930	827 1326	12,5	220,3 264,3	172,9 207,5	91 458 113 514	12 398 25 173	3 851 4 780	827 1325	Pa Pb 47 1/2	
50 Pa Pb	500	300 380	28,8	39,5	18	258,8 304,8	203,1 239,3	111 539 137 149	13 003 26 381	4 462 5 486	867 1388	13	233,8 279,8	183,5 219,7	106 331 131 940	12 985 26 363	4 253 5 278	866 1388	Pa Pb 50	
55 Pa Pb	550	300 380	31,1	39,5	18	279,7 329,5	219,6 258,6	146 237 179 772	14 040 28 487	5 318 6 537	936 1499	13	252,2 302,0	198,0 237,1	139 304 172 840	14 021 28 468	5 066 6 285	935 1498	Pa Pb 55	
60 Pa Pb	600	300 380	31,1	39,3	19	294,3 344,1	231,0 270,1	179 649 219 951	14 048 28 495	5 988 7 332	937 1500	14	264,3 314,1	207,5 246,6	170 649 210 951	14 025 28 472	5 688 7 032	935 1499	Pa Pb 60	
65 Pa Pb	650	300 380	31,5	39,3	19	306,1 356,5	240,3 279,8	217 574 265 816	14 231 28 864	6 695 8 179	949 1519	14	273,6 324,0	214,7 254,3	206 131 254 373	14 206 28 839	6 342 7 827	947 1518	Pa Pb 65	
70 Pa Pb	700	300 380	31,5	39,2	20	322,2 372,6	252,9 292,5	260 107 316 457	14 241 28 874	7 432 9 042	949 1520	14,5	283,7 334,1	222,7 262,3	244 386 300 736	14 210 28 842	6 982 8 592	947 1518	Pa Pb 70	
75 Pa Pb	750	300 380	31,5	39,2	20	332,2 382,6	260,8 300,3	304 781 369 870	14 245 28 878	8 128 9 863	950 1520	14,5	290,9 341,3	228,4 268,0	285 445 350 534	14 211 28 845	7 612 9 348	947 1518	Pa Pb 75	
80 Pa Pb	800	300 380	31,8	39,2	20	343,9 394,8	269,9 309,9	355 875 430 983	14 383 29 155	8 897 10 775	959 1534	15	303,9 354,7	238,5 278,5	334 542 409 650	14 350 29 122	8 364 10 241	957 1533	Pa Pb 80	
85 Pa Pb	850	300 380	31,8	39,2	20	353,9 404,8	277,8 317,7	409 298 494 496	14 386 29 159	9 631 11 635	959 1535	15	311,4 362,3	244,4 284,4	383 710 468 907	14 351 29 123	9 028 11 033	957 1533	Pa Pb 85	
90 Pa Pb	900	300 380	31,8	39,2	20	363,9 414,8	285,6 325,6	467 145 563 068	14 390 29 162	10 381 12 513	959 1535	15	318,9 369,8	250,3 290,3	436 770 532 693	14 352 29 125	9 706 11 838	957 1533	Pa Pb 90	
95 Pa Pb	950	300 380	31,8	39,2	20	373,9 424,8	293,5 333,4	529 539 636 824	14 393 29 165	11 148 13 407	960 1535	15	326,4 372,5	256,2 292,4	493 815 601 100	14 354 29 126	10 396 12 655	957 1533	Pa Pb 95	
100 Pa Pb	1000	300 380	31,8	39,2	20	383,9 434,8	301,3 341,3	596 607 715 890	14 396 29 169	11 932 14 318	960 1535	15	333,9 384,8	262,1 302,0	554 941 674 223	14 355 29 127	11 099 13 484	957 1533	Pa Pb 100	
		h	b	t	a	δ	F	g	J _x	J _y	W _x	W _y	δ	F	g	J _x	J _y	W _x	W _y	



1. Z-Eisen.

Profil Nr.	Abmessungen				Quer- schnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Lage der Haupt- achsen tg φ φ	Abstände des Schwerpunkts			Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstandsmomente für die Schwerachsen				Nach DIN 1031 wird			Profil Nr.
	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im Steg δ mm	Flansch t mm				w v mm	w ₀ v ₀ mm	w ₁ v ₁ mm	J _x J _y cm ⁴	J _ξ J _η cm ⁴	J _x : w J _y : v cm ³	J _x : w ₀ J _y : v ₀ cm ³	J _x : w ₁ J _y : v ₁ cm ³	W _ξ W _η cm ³	d _{max} mm	w mm	e mm	
3	30	38	4	4,5	4,32	3,39	1,655 58° 52'	38,6 5,8	6,1 13,8	35,4 8,7	18,1 1,54	5,96 13,7	4,69 2,66	29,7 1,11	5,11 1,77	3,98 3,80	11	20	18	3
4	40	40	4,5	5	5,43	4,26	1,181 49° 45'	41,7 9,1	11,2 10,7	38,2 11,9	28,0 3,05	13,5 17,6	6,72 3,35	25,0 1,83	7,33 2,56	6,75 4,66	11	20	20	4
5	50	43	5	5,5	6,77	5,31	0,939 43° 12'	46,0 12,4	16,5 18,9	42,1 14,9	44,9 5,23	26,3 23,8	9,76 4,22	27,2 2,76	10,7 3,51	10,5 5,88	14	23	20	5
6	60	45	5	6	7,91	6,21	0,779 37° 55'	49,8 15,1	22,1 20,4	45,6 17,6	67,2 7,60	44,7 30,1	13,5 5,03	30,4 3,73	14,8 4,32	14,9 7,08	14	25	20	6
8	80	50	6	7	11,1	8,71	0,588 30° 27'	58,3 20,2	33,0 22,9	53,5 22,5	142 14,7	109 47,4	24,4 7,28	43,0 6,44	26,5 6,53	27,3 10,1	14	30	20	8
10	100	55	6,5	8	14,5	11,4	0,492 26° 12'	67,7 24,3	43,4 25,0	62,4 26,5	270 24,6	222 72,4	39,8 10,1	62,2 9,84	43,3 9,26	44,4 14,0	17	30	25	10
12	120	60	7	9	18,2	14,3	0,433 23° 55'	77,5 28,0	53,7 27,0	71,6 30,2	470 37,7	402 106	60,6 13,5	87,5 14,0	65,6 12,5	67,0 18,8	17	35	25	12
14	140	65	8	10	22,9	18,0	0,385 21° 03'	87,2 31,8	63,9 28,9	80,8 33,9	768 56,4	676 148	88,0 17,7	120 19,5	95,0 16,6	96,6 24,3	20	35	30	14
16	160	70	8,5	11	27,5	21,6	0,357 19° 39'	97,4 35,1	73,9 30,9	90,4 37,2	1184 79,5	1053 211	121 22,7	160 25,7	131 21,4	132 32,1	20	40	30	16
18	180	75	9,5	12	33,3	26,1	0,329 18° 12'	107 38,6	84,0 32,7	99,9 40,8	1759 110	1599 270	164 28,5	209 33,6	176 27,0	178 38,4	23	40	35	18
20	200	80	10	13	38,7	30,4	0,313 17° 23'	118 41,7	93,9 34,7	110 43,9	2509 147	2299 357	213 35,3	267 42,6	228 33,4	230 47,6	23	45	35	20

2. Quadranteisen.

Profil Nr.	Abmessungen						Quer- schnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwer- punkts x ₀ mm	Volle Röhre aus 4 Quadranteisen						Profil Nr.
	R mm	b mm	δ mm	t mm	r mm	r ₁ mm				Quer- schnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Träg- heits- moment J cm ⁴	Widerstands- momente W _z cm ³			
5	min max	50 52	35	4 8	6 8	6 3	7,44 12,0	5,84 9,42	34,6 34,7	29,8 48,0	23,4 37,7	576 906	89,6 135	66,2 102	min max	5
7 ^{1/2}	min max	75 77	40	6 10	8 10	9 4,5	13,7 20,0	10,8 15,7	49,5 49,7	54,8 80,0	43,1 63,0	2068 2980	237 331	175 248	min max	7 ^{1/2}
10	min max	100 102	45	8 12	10 12	12 6	22,0 30,1	17,3 23,6	64,3 64,9	88,0 120,0	69,2 94,2	5464 7480	497 664	367 495	min max	10
12 ^{1/2}	min max	125 127	50	10 14	12 14	15 7,5	32,2 42,2	25,3 33,1	80,2 80,0	128,8 168,8	101,3 132,7	12156 15780	917 1165	675 867	min max	12 ^{1/2}
15	min max	150 153	55	12 18	14 17	18 9	44,6 62,6	35,0 49,1	95,1 95,4	178,4 250,4	140,5 196,6	23636 32316	1522 2029	1120 1510	min max	15

Zahlentafel VI: Lamellen und Stehbleche.

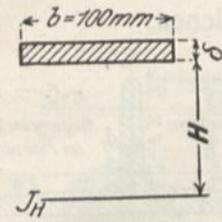
1. Lamellen: Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite von 100 mm.

Table with 13 columns (H mm) and 13 rows (H mm) showing moment of inertia values for lamellae. Includes a diagram of a lamella with width b=100mm and height H.

2. Stehbleche: Trägheitsmomente J_h in cm^4 bezogen

Ist das Stehblech δ mm stark, so sind die Werte J_h der Zahlentafel mit $0,1 \delta$ zu

Table with 18 columns (h mm) and 18 rows (h mm) showing moment of inertia values for standing plates. Includes a diagram of a standing plate with thickness delta=10mm and height h.



Ist die Lamelle b mm breit, so sind die Werte J_H der Zahlentafel mit $0,01 b$ zu multiplizieren.

Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

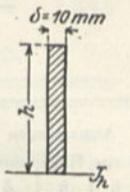


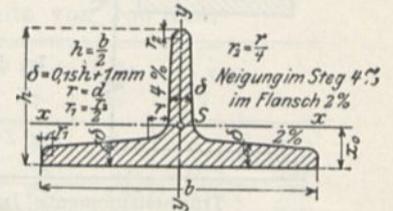
Table with 13 columns (H mm) and 13 rows (H mm) showing moment of inertia values for standing plates. Includes a diagram of a standing plate with thickness delta=10mm and height h.

auf die untere Kante für eine Stärke von 10 mm. multiplizieren. Für Zwischenwerte von h kann geradlinig eingeschaltet werden.

Table with 18 columns (h mm) and 18 rows (h mm) showing moment of inertia values for standing plates. Includes a diagram of a standing plate with thickness delta=10mm and height h.

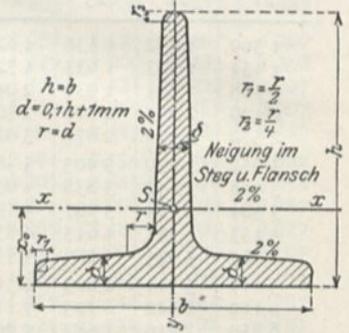
1. L-Eisen.

Profil Nr.	Abmessungen			Querschnitt F cm ²	Gewicht g kg/m	Abst. d. Schwerpunkts x ₀ mm	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			Widerstandsmomente für die Schwerachsen		Profil Nr.
	Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm				J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	J _b cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	



Breitfüßige L-Eisen.

6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	6,7	2,58	8,62	4,70	1,11	2,87	6/3
7/3 1/2	70	35	6	5,94	4,66	7,7	4,49	15,1	8,00	1,65	4,31	7/3 1/2
8/4	80	40	7	7,91	6,21	8,8	7,81	28,5	14,0	2,50	7,13	8/4
9/4 1/2	90	45	8	10,2	8,01	10,0	12,7	46,1	23,0	3,64	10,2	9/4 1/2
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	10,9	18,7	67,7	33,1	4,78	13,5	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,4	13,0	38,0	137	66,5	8,09	22,8	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,9	15,1	68,9	258	121	12,6	36,9	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,2	17,2	117	422	204	18,6	52,8	16/8
18/9	180	90	14,5	37,0	29,0	19,3	185	670	323	26,1	74,4	18/9
20/10	200	100	16,0	45,4	35,6	21,4	277	1000	486	35,3	100	20/10



Hochstegige L-Eisen.

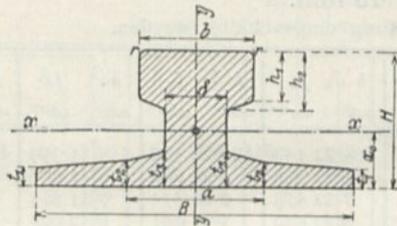
2/2	20	20	3	1,12	0,88	5,8	0,38	0,20	0,75	0,27	0,20	2/2
2 1/2	25	25	3,5	1,64	1,29	7,3	0,87	0,43	1,74	0,49	0,34	2 1/2
3/3	30	30	4	2,26	1,77	8,5	1,72	0,87	3,35	0,80	0,58	3/3
3 1/2	35	35	4,5	2,97	2,33	9,9	3,10	1,57	6,01	1,23	0,90	3 1/2
4/4	40	40	5	3,77	2,96	11,2	5,28	2,58	10,0	1,84	1,29	4/4
4 1/2	45	45	5,5	4,67	3,67	12,6	8,13	4,01	15,5	2,51	1,78	4 1/2
5/5	50	50	6	5,66	4,44	13,9	12,1	6,06	23,0	3,36	2,42	5/5
6/6	60	60	7	7,94	6,23	16,6	23,8	12,2	45,7	5,48	4,07	6/6
7/7	70	70	8	10,6	8,32	19,4	44,5	22,1	84,4	8,79	6,32	7/7
8/8	80	80	9	13,6	10,7	22,2	73,7	37,0	144	12,8	9,25	8/8
9/9	90	90	10	17,1	13,4	24,8	119	58,5	224	18,2	13,0	9/9
10/10	100	100	11	20,9	16,4	27,4	179	88,3	335	24,6	17,7	10/10
12/12	120	120	13	29,6	23,2	32,8	366	178	684	42,0	29,7	12/12
14/14	140	140	15	39,9	31,3	38,0	660	330	1236	64,7	47,2	14/14

2. Handleisteneisen.

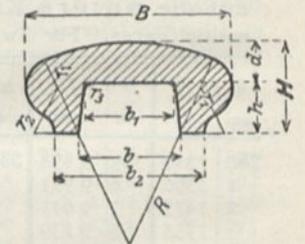
R = B. H = 0,45 B. d = 0,2 B.
 b = 0,5 B. h = 0,25 B. r₁ = 0,15 B.
 r₂ = 0,10 B. r₃ = 0,05 B.
 b₁ = 0,45 B. b₂ = 0,75 B.

Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt F cm ²	Gewicht g kg/m
	B mm	H mm	b mm	h mm		
4	40	18	20	10	4,20	3,30
6	60	27	30	15	9,46	7,43
8	80	36	40	20	16,8	13,2
10	100	45	50	25	26,3	20,7
12	120	54	60	30	37,8	29,7

Laufkranschiene.



Handleisteneisen.



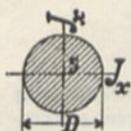
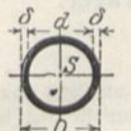
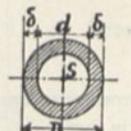
3. Laufkranschiene

der G. B. A. G. Aachener Hütten-Verein, Aachen-Rote Erde.

Profil Nr.	Abmessungen											Gewicht g kg/m	Abstand des Schwerpunkts x ₀ mm	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		Der zulässige Radruck R = D(b - r)k ergibt sich in Tonnen für eine zulässige Beanspruchung h =				
	Höhe H mm	Breite B mm	Kopf		Stärke im			Radius		Querschnitt F cm ²	J _x cm ⁴			J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	D mm	40 kg/cm ²	50 kg/cm ²	60 kg/cm ²		
1	55	125	20	23,5	45	24	8	11	14,5	54	3	28,7	22,5	22,7	94,1	182	29,1	29,2	400	6,2	7,8	9,4
2	65	150	25	28,5	55	31	9	12,5	17,5	66	4	41,1	32,2	26,5	185	329	48,0	43,8	600	11,3	14,1	16,9
3	75	175	30	34	65	38	10	14	20	78	5	55,8	43,8	30,6	329	646	74,0	73,8	800	17,6	22,0	26,4
4	85	200	35	39,5	75	45	11	15,4	22	90	6	72,6	57,0	35,2	523	989	105	98,9	1000	25,2	31,5	37,8

D R R R

Zahrentafel VIII: Kreisquerschnitte, nahtlose Rohre, Gußrohre.

Kreisquerschnitte					Nahtlose Rohre					Gußrohre						
																
$\gamma = 7,85 \text{ t/cbm}$					$\gamma = 7,85 \text{ t/cbm}$					$\gamma = 7,25 \text{ t/cbm}$						
D	F	J	W	g	D	delta	F	J	W	g	D	delta	F	J	W	g
mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	kg/m	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	kg/m	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	kg/m
15	1,77	0,25	0,33	1,39		6	22,8	418	65,9	17,9		12	33,2	327	65,4	24,1
20	3,14	0,79	0,79	2,47	127	7	26,4	477	75,0	20,7	100	15	40,1	373	74,6	29,0
25	4,91	1,92	1,53	3,85	(5'')	8	29,9	532	83,7	23,5		18	46,4	409	81,7	33,6
30	7,1	4,0	2,7	5,55		7	29,2	649	92,6	23,0		12	37,0	450	81,8	26,8
35	9,6	7,4	4,2	7,55	140	8	33,2	725	103	26,0	110	15	44,8	518	94,1	32,5
40	12,6	12,6	6,3	9,86	(5 1/2'')	9	37,0	798	114	29,1		18	52,0	572	104	37,7
45	15,9	20,1	8,9	12,5		7	31,9	840	111	25,0		12	40,7	601	100	29,5
50	19,6	30,7	12,3	15,4	152	8	36,2	941	122	28,4	120	15	49,5	696	116	35,9
55	23,8	44,9	16,3	18,7	(6'')	9	40,4	1 038	136	31,7		18	57,7	774	129	41,8
60	28,3	63,6	21,2	22,2		7	34,7	1 086	131	27,3		12	44,5	782	120	32,3
65	33,2	87,6	27,0	26,0	165	8	39,5	1 219	147	31,0	130	15	54,2	911	140	39,3
70	38,5	118	33,7	30,2	(6 1/2'')	9	44,1	1 346	163	34,6		18	63,3	1 019	156	45,9
75	44,2	155	41,4	34,7		8	42,7	1 547	174	33,5		12	48,3	997	142	35,0
80	50,3	201	50,3	39,5	178	9	47,8	1 711	192	37,5	140	15	58,9	1 167	167	42,7
85	56,7	256	60,3	44,5	(7'')	10	52,8	1 869	210	41,4		18	69,0	1 311	187	50,0
90	63,6	322	71,6	49,9		8	46,0	1 926	202	36,1		12	52,0	1 248	166	37,7
95	70,9	400	84,2	55,6	191	9	51,5	2 136	224	40,4	150	15	63,6	1 467	196	46,1
100	78,5	491	98,2	61,7	(7 1/2'')	10	56,9	2 336	245	44,6		18	74,6	1 656	222	54,1
105	86,6	597	114	68,0		8	49,0	2 333	229	38,7		15	75,4	2 434	278	54,7
110	95,0	719	131	74,6	203	9	54,9	2 586	254	43,1	175	20	97,4	2 973	340	70,6
115	103,9	859	149	81,5	(8'')	10	60,6	2 831	278	47,6		25	117,8	3 405	389	85,4
120	113,1	1 018	170	88,8		8	52,3	2 829	262	41,0		15	87,2	3 754	375	63,2
125	122,7	1 198	192	96,3	216	9	58,5	3 141	291	45,9	200	20	113,1	4 637	464	82,0
130	132,7	1 402	216	104,2	(8 1/2'')	10	64,7	3 441	319	50,8		25	137,4	5 369	537	99,6
135	143,1	1 630	242	112,4		8	55,5	3 395	296	43,6		15	99,0	5 483	487	71,7
140	153,9	1 886	269	120,8	229	9	62,2	3 770	329	48,8	225	20	128,8	6 831	607	93,4
145	165,1	2 170	299	129,6	(9'')	10	68,8	4 133	361	53,0		25	157,1	7 977	709	113,9
150	176,7	2 485	331	138,7		8	58,6	3 979	330	46,0		15	110,7	7 676	614	80,3
155	188,7	2 833	366	148,1	241	9	65,6	4 420	367	51,5	250	20	144,5	9 628	770	104,8
160	201,1	3 217	402	157,8	(9 1/2'')	10	72,6	4 850	402	57,0		25	176,7	11 321	906	128,1
165	213,8	3 638	441	167,9		8	61,8	4 682	369	48,5		20	160,2	13 103	953	116,2
170	227,0	4 100	482	178,2	254	9	69,3	5 205	410	54,4	275	25	196,3	15 458	1 124	142,4
180	254,5	5 153	573	199,8	(10'')	10	76,7	5 714	450	60,2		30	230,9	17 585	1 280	167,4
190	283,5	6 397	673	222,6		10	80,7	6 676	500	63,4		20	175,9	17 329	1 154	127,5
200	314,2	7 854	785	246,6	267	11	88,5	7 261	544	69,4	300	25	216,0	20 586	1 372	156,6
210	346,4	9 547	909	271,9	(10 1/2'')	12	96,1	7 831	587	75,5		30	254,5	23 475	1 565	184,5
220	380,1	11 499	1045	298,4		10	84,5	7 655	549	66,3		20	191,6	22 380	1 377	138,9
230	415,5	13 737	1194	326,1	279	11	92,6	8 329	597	72,7	325	25	235,6	26 691	1 643	170,8
240	452,4	16 286	1357	355,1	(11'')	12	100,7	8 918	639	79,0		30	278,0	30 558	1 880	201,6
250	490,9	19 175	1534	385,3		10	88,6	8 818	604	69,5		25	255,3	33 901	1 937	185,1
260	530,9	22 432	1726	416,8	292	11	97,1	9 599	657	76,2	350	30	301,6	38 943	2 225	218,7
270	572,6	26 087	1932	449,5	(11 1/2'')	12	105,6	10 364	710	82,9		35	346,4	43 490	2 485	251,1
280	615,8	30 172	2155	483,4		10	92,7	9 977	654	72,8		30	348,7	60 067	3 003	252,8
290	660,5	34 719	2394	518,5	305	11	101,6	10 993	720	79,8	400	35	401,3	67 450	3 373	291,0
300	706,9	39 761	2651	554,9	(12'')	12	110,5	11 873	778	86,7		40	452,4	74 192	3 710	327,9

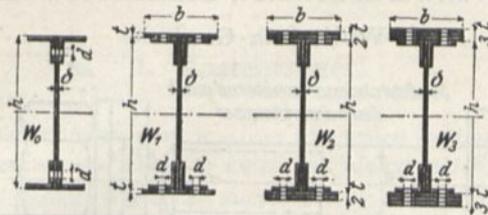
Blechträger.

Es bedeutet:

$\left. \begin{matrix} W_0 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_3 \end{matrix} \right\}$ das Widerstandsmoment in cm^3
 $\left\{ \begin{matrix} \text{ohne} \\ \text{mit je einer} \\ \text{mit je zwei} \\ \text{mit je drei} \end{matrix} \right\}$ Lamellen oben und unten bei Berücksichtigung der in den beigegebenen Abbildungen gekennzeichneten Nietverschwächungen.

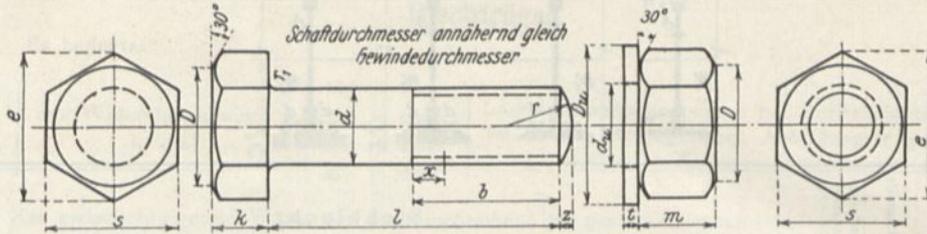
Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.

Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Niederdurchmesser d mm	$\frac{h}{\delta} =$	Stehblech:										
					$\frac{400}{10}$	$\frac{440}{10}$	$\frac{480}{10}$	$\frac{520}{10}$	$\frac{560}{10}$	$\frac{600}{10}$	$\frac{640}{10}$	$\frac{680}{10}$	$\frac{720}{10}$	$\frac{760}{10}$	$\frac{800}{10}$
1	70·70·9	$\frac{160}{10}$	20	$W_0 =$	891	1020	1150	1290	1430	1580	1730	1890	2060	2230	2400
2				$W_1 =$	1330	1510	1700	1890	2090	2290	2500	2710	2930	3160	3380
3				$W_2 =$	1780	2000	2250	2470	2720	2960	3220	3480	3740	4010	4290
4	70·70·11	$\frac{160}{10}$	20	$W_0 =$	1020	1160	1310	1460	1620	1790	1960	2130	2310	2500	2690
5				$W_1 =$	1450	1640	1850	2050	2260	2480	2710	2940	3170	3410	3660
6				$W_2 =$	1890	2130	2370	2630	2890	3150	3420	3690	3970	4260	4540
7	75·75·8	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	868	992	1120	1260	1400	1550	1700	1860	2020	2190	2360
8				$W_1 =$	1400	1580	1770	1970	2170	2380	2600	2830	3040	3270	3510
9				$W_2 =$	1920	2160	2410	2660	2910	3180	3440	3730	4000	4280	4570
10	75·75·10	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1010	1150	1300	1450	1610	1780	1950	2120	2300	2490	2680
11				$W_1 =$	1520	1730	1940	2150	2370	2600	2830	3070	3310	3560	3810
12				$W_2 =$	2040	2300	2560	2830	3100	3390	3670	3960	4260	4560	4870
13	75·75·12	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1150	1300	1470	1640	1820	2000	2180	2380	2570	2780	2990
14				$W_1 =$	1650	1860	2090	2320	2560	2800	3050	3300	3570	3830	4100
15				$W_2 =$	2160	2430	2710	3000	3290	3580	3890	4190	4510	4830	5150
16	80·80·8	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	919	1050	1190	1330	1480	1630	1790	1950	2120	2290	2475
17				$W_1 =$	1440	1630	1830	2030	2240	2450	2670	2910	3130	3370	3610
18				$W_2 =$	1960	2210	2460	2710	2980	3250	3520	3810	4080	4380	4670
19	80·80·10	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1070	1220	1380	1540	1710	1880	2060	2240	2430	2620	2820
20				$W_1 =$	1570	1780	2000	2220	2450	2690	2930	3170	3420	3670	3940
21				$W_2 =$	2080	2360	2630	2900	3180	3470	3760	4060	4370	4680	4990
22	80·80·12	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1220	1390	1560	1740	1930	2120	2320	2520	2720	2940	3150
23				$W_1 =$	1710	1930	2170	2410	2660	2910	3170	3430	3700	3970	4250
24				$W_2 =$	2220	2500	2780	3080	3380	3680	3990	4310	4640	4960	5300
25	90·90·9	$\frac{200}{10}$	20	$W_0 =$	1100	1250	1410	1580	1750	1920	2110	2290	2490	2690	2890
26				$W_1 =$	1680	1900	2130	2360	2600	2850	3100	3360	3620	3890	4160
27				$W_2 =$	2270	2550	2840	3140	3440	3750	4070	4380	4710	5040	5370
28	90·90·11	$\frac{200}{10}$	20	$W_0 =$	1270	1440	1620	1810	2010	2210	2410	2620	2830	3060	3280
29				$W_1 =$	1830	2070	2320	2580	2840	3110	3380	3660	3940	4240	4530
30				$W_2 =$	2420	2720	3030	3350	3670	4000	4340	4680	5020	5380	5730
31	90·90·13	$\frac{200}{12}$	23	$W_0 =$	1410	1600	1800	2000	2210	2430	2650	2880	3110	3350	3590
32				$W_1 =$	2030	2300	2580	2860	3150	3450	3750	4050	4370	4690	5010
33				$W_2 =$	2710	3050	3400	3750	4110	4470	4840	5220	5610	6000	6390
34	100·100·10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	1270	1450	1630	1820	2010	2210	2420	2630	2840	3070	3290
35				$W_1 =$	1880	2130	2390	2650	2920	3190	3480	3760	4050	4350	4660
36				$W_2 =$	2530	2840	3160	3490	3830	4170	4520	4870	5230	5600	5970
37	100·100·12	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1460	1660	1860	2070	2290	2510	2740	2980	3220	3470	3720
38				$W_1 =$	2170	2460	2750	3050	3360	3670	3990	4310	4640	4980	5320
39				$W_2 =$	2940	3310	3680	4060	4440	4830	5230	5640	6050	6470	6890
40	100·100·14	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1630	1850	2080	2320	2560	2810	3060	3320	3590	3860	4130
41				$W_1 =$	2320	2630	2940	3270	3600	3940	4280	4630	4980	5340	5710
42				$W_2 =$	3090	3470	3870	4270	4680	5100	5520	5940	6380	6820	7260
	Winkel	$\frac{b}{t}$	d	$\frac{h}{\delta} =$	$\frac{400}{10}$	$\frac{440}{10}$	$\frac{480}{10}$	$\frac{520}{10}$	$\frac{560}{10}$	$\frac{600}{10}$	$\frac{640}{10}$	$\frac{680}{10}$	$\frac{720}{10}$	$\frac{760}{10}$	$\frac{800}{10}$



Nr	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Nietdurch- messer d mm	$\frac{h}{\delta}$	Stehblech:												
					900 12	1000 12	1100 12	1200 12	1300 14	1400 14	1500 14	1600 14	1700 14	1800 14	1900 14	2000 14	
43	100·100·10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	4 120	4 810	5 530	6 300	7 610	8 550	9 520	10 550	11 620	12 740	13 900	15 110	
44				$W_1 =$	5 700	6 580	7 500	8 470	10 020	11 150	12 330	13 560	14 830	16 150	17 510	18 930	
45				$W_2 =$	7 180	8 230	9 320	10 450	12 170	13 470	14 820	16 210	17 650	19 140	20 670	22 260	
46				$W_3 =$	8 670	9 890	11 140	12 440	14 320	15 790	17 310	18 870	20 480	22 130	23 840	25 590	
47	100·100·12	$\frac{250}{10}$	23	$W_0 =$	4 610	5 360	6 140	6 970	8 350	9 340	10 380	11 470	12 600	13 780	15 010	16 280	
48				$W_1 =$	6 440	7 410	8 420	9 470	11 120	12 340	13 610	14 930	16 290	17 700	19 160	20 660	
49				$W_2 =$	8 180	9 350	10 560	11 810	13 650	15 070	16 540	18 050	19 620	21 230	22 880	24 580	
50				$W_3 =$	9 920	11 290	12 700	14 150	16 180	17 800	19 470	21 180	22 940	24 750	26 610	28 510	
51	100·100·14	$\frac{250}{12}$	26	$W_0 =$	5 000	5 790	6 630	7 500	8 930	9 970	11 050	12 190	13 370	14 600	15 870	17 190	
52				$W_1 =$	7 090	8 150	9 240	10 380	12 110	13 420	14 770	16 170	17 620	19 120	20 660	22 250	
53				$W_2 =$	9 110	10 400	11 720	13 090	15 040	16 580	18 170	19 800	21 480	23 200	24 980	26 800	
54				$W_3 =$	11 140	12 650	14 210	15 810	17 980	19 750	21 570	23 430	25 340	27 300	29 300	31 350	
55	110·110·10	$\frac{250}{10}$	26	$W_0 =$	4 350	5 070	5 820	6 620	7 960	8 920	9 930	10 980	12 080	13 230	14 420	15 660	
56				$W_1 =$	6 140	7 080	8 060	9 080	10 690	11 880	13 110	14 400	15 730	17 100	18 530	20 000	
57				$W_2 =$	7 840	8 960	10 130	11 350	13 140	14 530	15 950	17 430	18 950	20 520	22 140	23 800	
58				$W_3 =$	9 530	10 850	12 220	13 620	15 600	17 180	18 800	20 470	22 180	23 940	25 750	27 610	
59	110·110·12	$\frac{250}{10}$	26	$W_0 =$	4 890	5 670	6 500	7 360	8 770	9 800	10 870	12 000	13 170	14 380	15 650	16 960	
60				$W_1 =$	6 650	7 660	8 700	9 790	11 470	12 730	14 030	15 380	16 780	18 220	19 720	21 250	
61				$W_2 =$	8 330	9 530	10 770	12 050	13 910	15 360	16 860	18 400	19 990	21 630	23 320	25 050	
62				$W_3 =$	10 020	11 410	12 840	14 310	16 360	18 000	19 690	21 430	23 210	25 040	26 920	28 840	
63	110·110·14	$\frac{250}{12}$	26	$W_0 =$	5 410	6 260	7 150	8 080	9 560	10 650	11 800	12 990	14 220	15 510	16 830	18 210	
64				$W_1 =$	7 480	8 590	9 740	10 930	12 710	14 080	15 480	16 940	18 440	19 990	21 590	23 240	
65				$W_2 =$	9 480	10 820	12 200	13 630	15 630	17 230	18 870	20 550	22 290	24 070	25 900	27 780	
66				$W_3 =$	11 500	13 070	14 680	16 330	18 560	20 390	22 260	24 170	26 140	28 150	30 210	32 320	
67	120·120·11	$\frac{300}{10}$	23	$W_0 =$	4 970	5 770	6 610	7 490	8 930	9 980	11 070	12 220	13 400	14 640	15 930	17 260	
68				$W_1 =$	7 260	8 330	9 450	10 610	12 360	13 690	15 070	16 490	17 960	19 480	21 040	22 650	
69				$W_2 =$	9 440	10 760	12 130	13 540	15 530	17 110	18 730	20 400	22 120	23 890	25 700	27 560	
70				$W_3 =$	11 630	13 200	14 820	16 470	18 710	20 530	22 400	24 320	26 290	28 310	30 370	32 470	
71	120·120·13	$\frac{300}{12}$	26	$W_0 =$	5 490	6 360	7 270	8 210	9 710	10 820	11 980	13 190	14 440	15 750	17 090	18 490	
72				$W_1 =$	8 120	9 310	10 540	11 800	13 650	15 110	16 600	18 130	19 710	21 340	23 020	24 740	
73				$W_2 =$	10 670	12 140	13 660	15 220	17 370	19 100	20 870	22 700	24 570	26 490	28 460	30 470	
74				$W_3 =$	13 220	14 990	16 800	18 650	21 070	23 100	25 160	27 280	29 440	31 650	33 910	36 210	
75	120·120·15	$\frac{300}{14}$	26	$W_0 =$	6 060	7 000	7 980	9 000	10 570	11 750	12 990	14 270	15 600	16 980	18 400	19 870	
76				$W_1 =$	9 080	10 380	11 740	13 130	15 110	16 670	18 280	19 940	21 640	23 390	25 190	27 040	
77				$W_2 =$	12 030	13 680	15 370	17 100	19 410	21 310	23 260	25 250	27 300	29 390	31 530	33 710	
78				$W_3 =$	15 010	16 990	19 020	21 090	23 720	25 960	28 250	30 580	32 970	35 400	37 870	40 400	
79	130·130·12	$\frac{300}{10}$	26	$W_0 =$	5 530	6 400	7 320	8 280	9 780	10 900	12 070	13 290	14 550	15 860	17 220	18 630	
80				$W_1 =$	7 740	8 890	10 080	11 310	13 130	14 530	15 980	17 480	19 020	20 610	22 250	23 930	
81				$W_2 =$	9 860	11 250	12 680	14 150	16 210	17 850	19 540	21 280	23 070	24 900	26 780	28 710	
82				$W_3 =$	11 980	13 610	15 290	17 000	19 290	21 180	23 110	25 090	27 120	29 200	31 320	33 490	
83	130·130·14	$\frac{300}{12}$	26	$W_0 =$	6 150	7 110	8 110	9 150	10 730	11 940	13 190	14 490	15 840	17 230	18 670	20 160	
84				$W_1 =$	8 760	10 030	11 350	12 710	14 670	16 200	17 780	19 410	21 080	22 800	24 570	26 380	
85				$W_2 =$	11 280	12 850	14 460	16 110	18 350	20 170	22 040	23 960	25 920	27 940	29 990	32 100	
86				$W_3 =$	13 830	15 680	17 580	19 540	22 040	24 150	26 310	28 520	30 770	33 080	35 430	37 820	
87	130·130·16	$\frac{300}{14}$	26	$W_0 =$	6 760	7 800	8 880	10 000	11 660	12 950	14 290	15 670	17 100	18 570	20 090	21 660	
88				$W_1 =$	9 750	11 160	12 600	14 090	16 180	17 840	19 550	21 300	23 110	24 960	26 850	28 800	
89				$W_2 =$	12 690	14 430	16 220	18 040	20 450	22 450	24 500	26 600	28 740	30 930	33 160	35 450	
90				$W_3 =$	15 650	17 730	19 850	22 010	24 750	27 090	29 470	31 900	34 380	36 910	39 490	42 110	

1. Whitworth-Gewinde.



DIN 12, 14, 61, 70₁ u. 2, 77, 81 1, 125₁ u. 2, 126.

Die Länge l wächst von l_{min} bis 150 mm um je 5, von 150 bis 200 mm um je 10 mm.

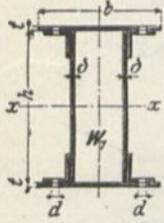
Verbindlich für die Angaben der Zahlentafel bleiben die Dinormen. Wiedergabe erfolgt mit Genehmigung des NDI.

Nenn- durchmesser	Bolzen									Kopf und Mutter					Unterleg- scheiben			Querschnitt im	
	Gewinde- u. Schaft- durchmesser d	Kern- durchmesser d_1	Steigung	Gewindelänge für 1 Mutter b	Gewinde- auslauf x	Abrundung			Kleinste Länge l_{min}	Höhe		Schlüssel- weite s	Eckmaß e	Spiegel- durchmesser D	Durchmesser		Stärke z	Schaft	Kern
						r	z	r_1		Kopf k	Mutter m				Du _a	Bohrung d_u		πd^2	πd_1^2
Zoll	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	4 cm ²	4 cm ²	
Metricches Gewinde	6	4,61	1,00	15	2	5	1	0,5	8	5	6	11	12,7	10,5	1 ¹⁾ 14	7	1,5	0,28	0,17
	8	6,26	1,25	18	2	6	1,5	0,5	10	6	8	14	16,2	13,5	18	9	2	0,50	0,31
	10	7,92	1,50	22	2,5	8	1,7	0,5	10	7	10	17	19,6	16,5	22	11	2,5	0,79	0,49
$\frac{1}{8}$	12,39	9,99	2,12	27	3	10	2,3	0,5	25	9	13	22	25,4	21	28	14	3	1,20	0,78
	15,53	12,92	2,31	32	3	15	2,3	1	35	11	16	27	31,2	26	34	17,5	3	1,89	1,31
	18,68	15,80	2,54	36	4	18	3	1	40	13	19	32	36,9	31	40	21	4	2,74	1,96
	21,81	18,61	2,82	42	4	20	3,4	1	45	16	22	36	41,6	34	45	24	4	3,73	2,72
1	24,93	21,34	3,18	48	5	22	4	1	50	18	25	41	47,3	39	52	27	5	4,87	3,58
	28,04	23,93	3,63	52	5	25	4,5	1	55	20	28	46	53,1	44	58	31	5	6,16	4,50
	31,21	27,10	3,63	58	5	30	5	1	60	22	32	50	57,7	48	62	34	5	7,65	5,77
	34,30	29,51	4,23	62	6	30	5,5	2	70	24	35	55	63,5	53	68	37	6	9,24	6,84
$\frac{1}{2}$	37,48	32,68	4,23	70	6	35	6	2	75	27	38	60	69,3	57	75	40	6	11,03	8,39
	40,53	34,77	5,08	75	7	40	6	2	85	30	41	65	75,0	62	80	44	7	12,89	9,50
	43,70	37,95	5,08	80	7	40	7	2	90	32	45	70	80,8	67	85	47	7	15,00	11,31
	49,97	43,57	5,65	85	8	45	8	2	100	36	50	80	92,4	77	98	54	8	19,63	14,91
$\frac{3}{4}$	56,21	49,02	6,35	noch nicht festgelegt	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	2 ²⁾ 105	60	9	24,81	18,87
	62,56	55,37	6,35																
	68,78	60,56	7,26																
	75,13	66,91	7,26																
$\frac{1}{1}$	81,40	72,54	7,82	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	150	84	12	52,04	41,33
	87,75	78,89	7,82																
	94,00	84,41	8,47																
	100,35	90,76	8,47																
$\frac{1}{2}$	106,65	96,64	8,84	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	190	112	14	89,33	73,35
	113,00	102,99	8,84																
	119,29	108,83	9,24																
	125,64	115,18	9,24																
$\frac{1}{2}$	131,92	120,96	9,68	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	230	138	16	136,8	114,9
	138,27	127,31	9,68																
	144,55	133,04	10,16																
	150,90	139,39	10,16																

¹⁾ Rohe Scheiben. ²⁾ Blanke Scheiben.

2. Schlesische Zinkblechlehre.

Nr. der Lehre	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
Dicke	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,58	0,66	0,74	0,82	0,95	1,08	1,21	1,34	1,47	1,60	1,78	1,96	mm
Gewicht	1,80	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60	4,18	4,75	5,33	5,90	6,84	7,78	8,71	9,65	10,6	11,5	12,8	14,1	kg/m ²

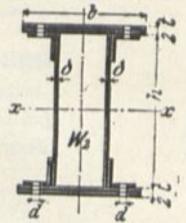


1. Kastenträger.

Es bedeutet:

W_1 { das Widerstandsmoment { mit je einer } Lamellen oben und unten bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen.
 W_2 { für die Schwerachse $x-x$ { mit je zwei }

Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.



Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Niederdurchmesser d mm	$\frac{h}{\delta}$	Stehbleche:										
					$\frac{300}{10}$	$\frac{340}{10}$	$\frac{380}{10}$	$\frac{420}{10}$	$\frac{460}{10}$	$\frac{500}{10}$	$\frac{540}{10}$	$\frac{580}{10}$	$\frac{620}{10}$	$\frac{660}{10}$	$\frac{700}{10}$
1	80-80-10	$\frac{300}{10}$	20	$W_1 =$	1 580	1 860	2 160	2 460	2 780	3 110	3 450	3 810	4 170	4 540	4 930
$W_2 =$				2 320	2 700	3 100	3 500	3 920	4 350	4 790	5 240	5 710	6 180	6 670	
3		$\frac{400}{10}$	20	$W_1 =$	1 880	2 200	2 540	2 880	3 240	3 610	3 990	4 390	4 790	5 200	5 630
4				$W_2 =$	2 920	3 380	3 860	4 340	4 840	5 350	5 870	6 410	6 950	7 500	8 070
5	90-90-11	$\frac{300}{10}$	20	$W_1 =$	1 690	2 000	2 320	2 650	2 990	3 350	3 720	4 100	4 480	4 880	5 300
6				$W_2 =$	2 420	2 830	3 250	3 680	4 120	4 580	5 040	5 520	6 010	6 510	7 020
7		$\frac{400}{10}$	20	$W_1 =$	1 990	2 340	2 700	3 070	3 450	3 850	4 260	4 670	5 100	5 540	6 000
8				$W_2 =$	3 030	3 510	4 010	4 520	5 040	5 580	6 130	6 680	7 250	7 830	8 430
9	100-100-12	$\frac{500}{12}$	23	$W_1 =$	2 640	3 080	3 530	4 000	4 480	4 980	5 480	6 000	6 530	7 070	7 620
10				$W_2 =$	4 220	4 870	5 540	6 220	6 910	7 620	8 330	9 060	9 800	10 560	11 320
11		$\frac{600}{12}$	23	$W_1 =$	3 000	3 490	3 990	4 510	5 040	5 580	6 130	6 700	7 270	7 860	8 460
12				$W_2 =$	4 950	5 690	6 460	7 230	8 020	8 820	9 630	10 460	11 300	12 140	13 000
13	120-120-13	$\frac{500}{14}$	23	$W_1 =$	3 090	3 610	4 140	4 690	5 260	5 830	6 420	7 020	7 640	8 260	8 900
14				$W_2 =$	4 940	5 700	6 470	7 270	8 080	8 900	9 730	10 580	11 440	12 320	13 200
15		$\frac{600}{14}$	23	$W_1 =$	3 510	4 080	4 680	5 280	5 900	6 530	7 180	7 840	8 510	9 190	9 880
16				$W_2 =$	5 780	6 660	7 540	8 450	9 370	10 300	11 250	12 210	13 180	14 170	15 160

2. Wellbleche.

Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt für 1 m Breite cm^2	Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g kg/m^2	Widerstands- moment für 1 m Breite W cm^3	Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt für 1 m Breite cm^2	Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g kg/m^2	Widerstands- moment für 1 m Breite W cm^3	Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt für 1 m Breite cm^2	Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g kg/m^2	Widerstands- moment für 1 m Breite W cm^3
	Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm					Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm					Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm			
60 20	60	20	$\frac{3}{4}$	10,2	8,12	4,27	135	135	30	$\frac{3}{4}$	8,62	6,89	5,99	100	100	50	$\frac{1}{2}$	15,7	12,6	19,3			
			$\frac{7}{8}$	11,8	9,47	4,95				$\frac{1}{2}$	10,1	8,04	6,96				$\frac{1}{2}$	19,6	15,7	24,0			
			$1\frac{1}{4}$	13,5	10,8	5,63				$1\frac{1}{4}$	11,5	9,19	7,92				2	23,6	18,8	28,6			
			$1\frac{1}{2}$	16,9	13,5	6,96				$1\frac{1}{2}$	14,4	11,5	9,83				2	31,4	25,1	37,8			
76 20	76	20	$\frac{3}{4}$	8,72	6,78	4,06	150	150	40	$\frac{3}{4}$	8,72	6,88	8,29	100	100	60	$\frac{1}{2}$	17,7	14,2	25,6			
			$\frac{7}{8}$	10,2	8,13	4,71				$\frac{3}{4}$	10,2	8,17	9,64				$\frac{1}{2}$	22,1	17,7	31,9			
			$1\frac{1}{4}$	11,6	9,30	5,36				$1\frac{1}{4}$	11,6	9,30	11,0				2	26,6	21,2	38,1			
			$1\frac{1}{2}$	14,5	11,6	6,63				$1\frac{1}{2}$	14,6	11,6	13,7				2	35,4	28,3	50,4			
100 30	100	30	$\frac{3}{4}$	9,02	7,22	6,33	150	150	60	$\frac{3}{4}$	13,3	10,7	18,2	100	100	80	$\frac{1}{2}$	27,1	21,7	50,4			
			$\frac{7}{8}$	10,5	8,42	7,35				$\frac{3}{4}$	16,7	13,3	22,6				$\frac{1}{2}$	32,5	26,1	60,3			
			$1\frac{1}{4}$	12,0	9,62	8,37				$1\frac{1}{4}$	20,0	16,0	27,0				2	43,4	34,7	80,0			
			$1\frac{1}{2}$	15,0	12,0	10,4				2	26,7	21,3	35,8				2	51,4	41,1	115			
100 40	100	40	$\frac{3}{4}$	10,0	8,00	9,07	90	90	70	$\frac{3}{4}$	21,3	17,0	34,8	30	15	15	$\frac{1}{3}$	7,42	5,93	2,38			
			$\frac{7}{8}$	11,7	9,35	10,5				$\frac{1}{2}$	26,6	21,3	43,3				$\frac{1}{3}$	11,1	8,91	3,52			
			$1\frac{1}{4}$	13,3	10,7	12,0				$1\frac{1}{4}$	31,9	25,5	51,8				$\frac{1}{3}$	7,42	5,93	3,20			
			$1\frac{1}{2}$	16,7	13,3	14,9				2	42,5	34,0	68,6				1	14,8	11,9	6,26			

Rolladenwellbleche

Trägerwellbleche

Belastungen und zulässige Beanspruchungen für Freileitungsmaste.

Aufgestellt vom Verband Deutscher Elektrotechniker. Gültig ab 1. Jan. 1914.

I. Leitungen.

Der Festigkeitsberechnung ist

1. eine Temperatur von -20°C ohne veränderliche Belastung,
2. eine Temperatur von -5°C und eine durch Eis und Wind erzeugte Zusatzbelastung $p = (0,19 + 0,05 d)$ kg/m Leitungslänge zugrunde zu legen, wobei d den Leitungsmesser, bei isolierten Leitungen den Außendurchmesser, in mm bedeutet.

Hierbei sollen massive Kupferleiter 1200
Kupferseile mit höchstens 1600 kg/cm² beansprucht werden.
Aluminiumseile 700

II. Flußeiserne Gestänge.

1. Die Maste sind für die gleichzeitige Wirkung des Winddruckes und des Spitzenzuges zu berechnen; letzterer ist der auf die Mastspitze bezogene, in einer der Hauptachsen angreifende nutzbare Zug.

Bei Tragmasten wird der Spitzenzug durch den in wagerechter Richtung rechtwinklig zur Leitungsebene auf die halbe Länge sämtlicher Leitungen (einschl. etwa vorhandener Prelldrähte) wirkenden Winddruck bestimmt. In der Leitungsrichtung müssen die Maste mindestens $\frac{1}{4}$ dieses Zuges aufnehmen können. Tragmaste sind nur in gerader Linie oder bis zu einer Abweichung von 5° zulässig.

Bei Eckmasten ist als Spitzenzug bei Richtungsänderungen
> 20° die Resultierende aus den größten Leitungszügen,
< 20° der Spitzenzug für 20° Abweichung einzusetzen.

Bei Abspannmasten ist als Spitzenzug $\frac{2}{3}$ des größten einseitigen Leitungszuges, bei Endmasten endlich dieser ganze Zug in Rechnung zu stellen.

2. Die Beanspruchung des Flußeisens soll im ungünstigsten Falle auf Zug, Druck und Biegung (Normalspannung) $k = 1500 \text{ kg/cm}^2$ (bei Zugstäben unter Berücksichtigung der Nietverschwächung)

Abscheren bei	Nieten	$k_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$	
	Schrauben	$k_s = 750 \text{ kg/cm}^2$	
Lochleibung		$k_l = 2 k_s$	nicht überschreiten.

Nieterdurchmesser unter 14mm und Eisenstärken unter 4 mm sind unzulässig.

3. Die Knicksicherheit soll für Stäbe mit

- $\lambda < 105$ nach Tetmayer eine 2 fache
 $\lambda > 105$ nach Euler eine 3 fache sein ($E = 2150 \text{ t/cm}^2$).

Für die Eckständer ist als kleinstes Trägheitsmoment bei Winkelleisen das auf eine zum Winkelschenkel parallele Schwerachse bezogene Trägheitsmoment einzuführen, wenn die Diagonalen eines Feldes bei der Abwicklung der Mastseiten in allen Seiten parallel sind, im Gegenfalle das kleinste Hauptträgheitsmoment.

Für die gedrückten Füllungsstäbe ist stets das kleinste Trägheitsmoment einzusetzen.

4. Die Durchbiegung der Maste darf bei einer über ihre freie Länge gleichmäßig verteilten, also in halber Höhe angreifenden Windlast von 125 kg/m^2 auf Leitungen und Maste höchstens 2% der freien Länge betragen. Hierbei ist entweder der wirkliche Winddruck festzustellen oder es ist als Windfläche die Hälfte einer als geschlossen angenommenen Mastwand unter Vernachlässigung der Konstruktionsteile und der Saugwirkung einzuführen. Bei den Leitungen ist die vom Wind getroffene Fläche gleich dem 0,5 fachen Durchmesser mal Länge einzusetzen.

5. Bei den Fundamenten der Maste darf die Kantenpressung an der Fundamentsohle ohne Berücksichtigung des seitlichen Erddrucks bei dem größten Umsturzmoment das für den Baugrund zulässige Maß (i. d. R. $2,5 \text{ kg/cm}^2$) nicht überschreiten, wobei das Gewicht des auflastenden Erdreichs bis zu einem Böschungswinkel von 30° gegen die Lotrechte berücksichtigt werden kann und wobei das Gewicht des Betons mit 2000 kg/m^3 , das des auflastenden Erdreichs mit 1600 kg/m^3 einzusetzen ist.

¹⁾ Die Knicksicherheit nach Tetmayer berechnet sich mit $k_t = (3100 - 11,41 \lambda) \text{ kg/cm}^2$ und $k = 1500 \text{ kg/cm}^2$ zu $\mathcal{C} = \frac{k_t}{k}$; hierbei ist $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{\text{Stablänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}}$. Bei der Berechnung des Träg-

heitshalbmessers $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ sind Trägheitsmoment J und Querschnittsfläche F ohne Nietabzug einzuführen.



Leitfaden für den Unterricht in Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen
an maschinentechnischen Fachschulen. Von Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen**, Studienrat,
Dortmund. Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 173 Textabbildungen. (61 S.)
1923. 2.40 Goldmark

Die Knickfestigkeit. Von Privatdozent Dr.-Ing. **Rudolf Mayer**, Karlsruhe. Mit 280 Text-
abbildungen und 87 Tabellen. (510 S.) 1921. 20 Goldmark

Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Von Privatdozent Dr.-Ing. **I. Pirlet**,
Aachen. In zwei Bänden.

Zuerst erschien:

Zweiter Band: **Die statisch unbestimmten Systeme.**

I. Teil: Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme:
Die Untersuchung elastischer Formänderungen. Die Elastizitätsgleichungen und deren
Auflösung. Mit 136 Textfiguren. (218 S.) 1921.

6.50 Goldmark; gebunden 8.50 Goldmark

II. Teil: Berechnung der einfacheren statisch unbestimmten Systeme: Grade Balken mit
Endeinspannungen und mehr als zwei Stützen. — Einfache Rahmengebilde. — Zwei-
gelenkbogen. — Gewölbe. — Armierte Balken. Mit 298 Textfiguren. (322 S.) 1923.

8.50 Goldmark; gebunden 10 Goldmark

In Vorbereitung befinden sich:

III. Teil: Die hochgradig statisch unbestimmten Systeme: Durchlaufende Träger auf
starr und elastischen Stützen. Fachwerke mit starren Knotenpunktverbindungen. —
Stockwerkrahmen. — Vierendeelträger und verwandte Rahmengebilde.

IV. Teil: Das statisch unbestimmte Fachwerk: Aufgaben des Brücken- und Eisen-
hochbaues.

Erster Band: **Die statisch bestimmten Systeme:** Vollwandige Systeme und Fachwerke.

Statik der Vierendeelträger. Von Dr.-Ing. **Karl Kriso**, Graz. Mit 185 Textfiguren und
11 Tabellen. (298 S.) 1922. 13 Goldmark; gebunden 15 Goldmark

**Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Sy-
stemen des Eisen- und Eisenbetonbaues.** Von Ingenieur **P. Ernst Glaser**.
Mit 112 Textabbildungen. (140 S.) 1919. 4.50 Goldmark

**Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des
Viermomentensatzes.** Von Dr.-Ing. **Friedrich Bleich**. Zweite, verbesserte und
vermehrte Auflage. Mit 117 Abbildungen im Text. (226 S.) 1925. Gebunden 15 Goldmark

**Zur Berechnung des beiderseits eingemauerten Trägers unter besonderer
Berücksichtigung der Längskraft.** Von **Fukuhei Takabeya**, japanischer a. o.
Professor und Dr.-Ing. an der Kaiserlichen Kyushu-Universität in Japan. Mit 28 Textabbil-
dungen und 2 Formeltafeln. (56 S.) 1924. 3 Goldmark

Theorie des Trägers auf elastischer Grundlage und ihre Anwendung auf den Tief-
bau nebst einer Tafel der Kreis- und Hyperbelfunktionen. Von japanisch. Dr.-Ing. **Keiichi
Hayashi**, Professor an der Kaiserlichen Kyushu-Universität Fukuoka-Hakosaki, Japan. Mit
150 Textfiguren. (312 S.) 1921. 11 Goldmark

**Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berech-
nung biegsamer Platten** unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen
Pilzdecken. Von Dr.-Ing. **H. Marcus**, Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktien-
gesellschaft, Breslau. Mit 123 Textabbildungen. (376 S.) 1924.
21 Goldmark; gebunden 21.80 Goldmark

Repetitorium für den Hochbau. Für den Gebrauch an Technischen Hochschulen und in der Praxis. Von Geheimem Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster**, Dresden.

1. Heft: **Graphostatik und Festigkeitslehre.** Mit 146 Textfiguren. (145 S.) 1919.
3.75 Goldmark
2. Heft: **Abriss der Statik der Hochbaukonstruktionen.** Mit 157 Textfiguren. (158 S.)
1920. 3.75 Goldmark
3. Heft: **Grundzüge der Eisenkonstruktionen des Hochbaues.** Mit 283 Text-
figuren. (201 S.) 1920. 3.80 Goldmark

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. **M. Foerster**, Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. (2415 S.) 1921.

Gebunden 16 Goldmark

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Zusammenstellungen, technischen Vorschriften und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom **Stahlwerks-Verband A.-G.**, Abteilung Technisches Büro, Düsseldorf. Sechste, umgearbeitete und erweiterte Auflage. (605 S.) 1924.

Gebunden 9 Goldmark

Lieferwerke und Gewichtstafeln für Form- und Stabformeisen nach den Profilingaben des Taschenbuches „Eisen im Hochbau“. 6. Auflage. Herausgegeben vom **Stahlwerks-Verband A.-G.**, Abteilung Technisches Büro, Düsseldorf. (12 S. und VIII Tafeln.) 1924.

3.60 Goldmark

Die Methode der Festpunkte zur Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen mit zahlreichen Beispielen aus der Praxis insbesondere ausgeführten Eisenbetontragwerken. Von Dr.-Ing. **Ernst Suter**. Mit 591 Figuren im Text und auf 15 Tafeln. (745 S.) 1923.

19 Goldmark; gebunden 21 Goldmark

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Geh. Hofrat Prof. e. h. **Max Foerster**, Dresden. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 170 Textabbildungen. (424 S.) 1921.

Gebunden 10 Goldmark

Die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Von Ingenieur **Wilhelm Thiel**. Mit 4 Abbildungen im Text. (57 S.) 1924.

2.25 Goldmark

Vorlesungen über Eisenbetonbau. Von Prof. Dr.-Ing. **E. Probst**, Karlsruhe.

Erster Band: **Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. — Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche.** Zweite, umgearbeitete Auflage. Mit 70 Textabbildungen. (631 S.) 1923.

Gebunden 24 Goldmark

Zweiter Band: **Anwendung der Theorie auf Beispiele im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. — Grundlagen für die Berechnung und das Entwerfen von Eisenbetonbauten. — Allgemeines über Vorbereitung und Verarbeitung von Eisenbeton. — Richtlinien für Kostenermittlungen. — Architektur im Eisenbeton. — Amtliche Vorschriften.** Mit 71 Textfiguren. (650 S.) 1922.

Gebunden 20 Goldmark

Der Beton- und Eisenbetonbau 1898—1923. Ein Bild technischer Entwicklung. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **W. Petry**. Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein (E. V.) aus Anlaß seines 25jährigen Bestehens. (425 S.) 1923.

Gebunden 8 Goldmark



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

354147 L/1