

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

2651

533 4423

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297415



7.58
8.0

入
2583

EISERNE BRÜCKEN



12/6

7.58
80

EISERNE BRÜCKEN

EIN LEHR- UND NACHSCHLAGEBUCH

FÜR

STUDIERENDE UND KONSTRUKTEURE

VON

G. SCHAPER

Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor im Ministerium der öffentlichen Arbeiten
und ständiger Assistent an der Technischen Hochschule in Berlin.

Mit 1244 Textabbildungen

F. Nr. 27849



BERLIN 1908

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

958
85

X
2583

EISERNE BRÜCKEN

EIN LEHR- UND NACHSCHULBUCH

STÜBENDE UND KONSTRUKTION

A. SCHLÄGER

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

112651

Akc. Nr. 1792/49

VORWORT.

Dies Buch verdankt seine Entstehung einer Anregung des Verlages von Wilhelm Ernst & Sohn. Die Bearbeitung war seinerzeit dem im März vorigen Jahres verstorbenen Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Dircksen übertragen worden, welcher leider nicht über die Aufstellung des Buchgerippes und einzelne Aufzeichnungen hinauskam. Ich war mir bei der Übernahme der weiteren Bearbeitung nach dem Tode von Dircksen der Schwierigkeit der Aufgabe, ein kurzes Buch über den gesamten Brückenbau zu schreiben, wohl bewußt, glaubte aber, mich der an mich herantretenden Aufgabe unterziehen zu müssen und zu dürfen, weil nach meinen in der Konstruktionspraxis und in den Übungen für das Entwerfen eiserner Brücken auf der Technischen Hochschule gewonnenen Erfahrungen ein Bedürfnis für ein kurzes, die Konstruktion der eisernen Brücken behandelndes Buch vorlag und mir in meiner Stellung im Ministerium der öffentlichen Arbeiten ein sehr reichhaltiges Material ausgeführter Entwürfe zu Gebote stand. Um den Umfang des Buches möglichst einzuschränken, habe ich die Hängebrücken und die eingespannten Bogenbrücken als äußerst seltene Ausführungen vorläufig aus dem Kreis der Betrachtungen ausgeschaltet. Die Berechnung der eisernen Brücken gehört zwar nicht in den Rahmen des Buches, ich habe aber doch geglaubt, kurze Angaben über die Berechnung einzelner Teile der Brücken, so der Lager, der Knotenpunkte und der Nietverbindungen machen zu müssen.

Das Buch kann in der ersten Auflage bei der Schwierigkeit des Stoffes und der kurzen Zeit, die mir für die Bearbeitung zur Verfügung stand, nicht frei von Mängeln sein, für die ich die Fachgenossen um Nachsicht bitte. Jede Anregung zur Verbesserung wird mir sehr willkommen sein. Allen Fachgenossen, die mich bewußt und unbewußt dadurch, daß ich ihre Entwürfe, ohne ihre Namen zu kennen, benutzen konnte, unterstützt haben, spreche ich hiermit meinen Dank aus. Bei der Bearbeitung der Abbildungen hat mir Herr Ingenieur Plachner wertvolle Dienste geleistet.

Berlin, im Mai 1908.

SCHAPER.

INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite
Abschnitt I. Bestandteile der eisernen Brücken	I
Abschnitt II. Einteilung der eisernen Brücken	2
Abschnitt III. Verbindung einzelner Teile eiserner Brücken	10
A. Gelenkbolzenverbindung	11
B. Nietverbindungen	14
1. Allgemeines	14
2. Einschnittige und zweischnittige Vernietung	16
3. Abstände der Niete von einander und vom Blechrande	17
4. Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete einer Verbindung	19
5. Nietverbindungen, die zum Anschluß gezogener Stäbe an andere Teile einer Eisenkonstruktion oder zur Stoßdeckung solcher Stäbe dienen	20
6. Berechnung der erforderlichen Anzahl von Nieten für einen Anschluß oder Stoß	23
7. Bezeichnung der verschiedenen Nietdurchmesser	24
8. Zerreißversuche mit Nietverbindungen	25
Abschnitt IV. Das Material der eisernen Brücken	26
A. Die verschiedenen Eisensorten	26
B. Bezeichnung der verschiedenen Eisensorten	28
C. Allgemeines über die Elastizität und Festigkeit des Eisens	29
D. Die an die Materialien der eisernen Brücken zu stellenden Anforderungen	32
Abschnitt V. Zulässige Beanspruchungen	33
A. Eisenbahnbrücken	34
B. Straßenbrücken	36
Abschnitt VI. Belastungsannahmen	37
A. Eisenbahnbrücken	37
1. Verkehrslasten	37
2. Ständige Belastung	43
3. Wagerechte Kräfte	46
4. Einfluß der Temperatur	48
B. Straßenbrücken	48
1. Verkehrslasten	48
2. Ständige Belastung	52
Abschnitt VII. Bearbeitung der einzelnen Teile einer eisernen Brücke	54
A. Herstellung der Nietlöcher	55
B. Beschneiden der Flacheisen, Winkel-, E- und I-Eisen	55
C. Biegen	56
D. Kröpfungen	57

	Seite
E. Abrundungen von scharfen Ecken	57
F. Herstellung von Schlitzen	57
G. Herstellung von Augenstäben	58
H. Übertragung der Entwurfseinzelheiten, wie Formen der Knotenbleche und der Stabenden, Nietabstände usw. auf die unbearbeiteten Eisen	58

Abschnitt VIII. Ausbildung der Hauptträger 59

A. Balkenbrücken	59
1. Vollwandige Hauptträger	59
a) Allgemeines	59
b) Ausbildung der Träger	59
α) Walzträger	59
β) Genietete Träger	61
1. Stärke des Stegbleches	61
2. Querschnittsbestimmung und Ausbildung	61
3. Günstigste Höhe von Blechträgern	66
4. Berechnung von Trägheitsmomenten	66
5. Verlust an Widerstandsmoment durch eine senkrechte Nietreihe im Stegblech	67
6. Nietteilung der Gurtungen	68
7. Aussteifung des Stegbleches	70
8. Stoßdeckung	72
9. Form der Hauptträger	79
10. Ausbildung des Hauptträgers am Ende	79
2. Gegliederte Träger	80
a) Allgemeines	80
b) Ausbildung des Trägernetzes	81
c) Zweckmäßigste Höhen für Fachwerk-Balkenträger	87
d) Zweckmäßigste Feldweite bei Fachwerkbrücken	87
e) Querschnitte der Stäbe	87
α) Allgemeines	87
β) Gurtquerschnitte	95
I. Zweiwandige Querschnitte	96
II. Einwandige Gurtquerschnitte	101
γ) Querschnitte der Füllungsglieder	103
I. Ausbildung derselben bei zweiwandiger Gestaltung der Gurtquerschnitte	103
II. Ausbildung der Querschnitte der Füllungsstäbe bei einwandigen Gurtquerschnitten	105
f) Nietteilung in den Fachwerkstäben	107
g) Stöße und Stoßdeckungen der Gurtungen	107
h) Knotenpunktausbildung	112
I. Verbindung in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen	113
II. Verbindung in den Knotenpunkten durch feste Vernietung	115
1. Unmittelbarer Anschluß an die Gurtwandungen	120
2. Anordnung von Knotenblechen in den Knotenpunkten	122
a) Einwandige Gurtquerschnitte	122
b) Zweiwandige Gurtquerschnitte	123
3. Ausbildung der Endknotenpunkte	130
4. Berechnung der Niete, die die Knotenbleche an den Gurtungen anschließen	137
5. Stärke der Knotenbleche	140
6. Form der Knotenbleche	140

	Seite
B. Träger auf mehreren Stützen ohne Gelenke	141
1. Vollwandige Träger	141
2. Gegliederte Träger	142
C. Träger auf mehreren Stützen mit Gelenken. Sogenannte Gerber- oder Auslegerbrücken	145
D. Bogenbrücken	151
1. Vollwandige Bogenträger	151
2. Gegliederte Träger	154
a) Bogenzwickelträger	155
b) Sichelbogenträger	157
c) Bogenträger mit parallelen Gurtungen	160
d) Zweigelenkbogen mit Zugband	160
e) Versteifter Stabbogen	170
f) Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub	173

Abschnitt IX. Die Fahrbahn und die Fahrbahnträger 176

A. Eisenbahnbrücken	176
1. Die Fahrbahn	176
a) Unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger	176
b) Unterstützung der Schienen durch Quer- und Langschwellen ohne Durchführung der Bettung	178
α) Unterstützung durch Querswellen	179
β) Unterstützung durch Langschwellen	185
γ) Fahrbahnabdeckung	185
δ) Vorrichtungen zur Schalldämpfung	187
c) Fahrbahnanordnung mit Durchführung der Bettung auf der Brücke	189
α) Allgemeines	189
β) Fahrbahntafeln aus Holz	191
γ) Fahrbahntafeln aus Eisen	191
1. Fahrbahntafeln aus Buckelplatten	191
2. Fahrbahntafeln aus Tonnen- oder Hängeblechen	198
3. Fahrbahntafeln aus Flachblechen	202
4. Fahrbahntafeln aus Belageisen	204
5. Amerikanische Trogkonstruktion	206
δ) Fahrbahntafeln aus Beton mit Eiseneinlagen	207
ϵ) Fahrbahntafeln aus Walzträgern mit Betonkappen	207
d) Entgleisungsschutzvorrichtungen	210
e) Schienenauszugsvorrichtungen	212
f) Endabschluß über den Widerlagern	214
2. Das Fahrbahnträgergerippe der Eisenbahnbrücken	217
a) Allgemeine Anordnung	217
α) Konstruktionen ohne Fahrbahnträgergerippe	217
β) Das Fahrbahnträgergerippe besteht außer den Hauptträgern nur aus Querträgern	219
γ) Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus Querträgern und besonderen Längsträgern	220
1. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen ohne Durchführung der Bettung	223
2. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen mit Durchführung der Bettung	226
b) Ausbildung der Fahrbahnträger	228
α) Längsträger	228
β) Ausbildung der Querträger	230

	Seite
c) Befestigungen und Lagerungen der Fahrbahnträger	232
α) Längsträger	232
β) Querträger	243
3. Fußwege	273
4. Geländer	274
5. Fahrbahn in Kurven	278
B. Straßenbrücken	281
1. Allgemeines	281
2. Fahrbahntafel	283
a) Fahrbahntafel aus Holz	283
b) Fahrbahntafel aus Belageisen	285
c) Fahrbahntafel aus Buckelplatten	288
d) Fahrbahntafel aus Beton	288
3. Die Fahrbahndecke und ihre Unterstützung	291
a) Fahrbahndecken aus Holz	291
b) Fahrbahndecken aus Stein	294
c) Fahrbahndecken aus Stampfasphalt	296
4. Die Decken der Fußsteige	297
5. Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahndecke	299
6. Unterbrechungen in der Fahrbahn	300
7. Endabschluß über den Widerlagern	301
8. Fußsteigkonsole	304
9. Geländer	305
10. Die Decken der Fußgängerbrücken	310
Abschnitt X. Der Windverband	310
A. Allgemeines	310
B. Beispiele für die allgemeine Anordnung der Windverbände und Querversteifungen	312
C. Einzelheiten der Ausbildung der Windverbände und Querversteifungen	322
D. Größe der senkrechten Zusatzbelastung für die Hauptträger infolge des Winddruckes und der Fliehkraft und Verteilung dieser Kräfte auf die einzelnen Verbände	334
E. Die äußeren Kräfte der Windverbände	336
Abschnitt XI. Der Bremsverband	338
Abschnitt XII. Die Lager und Gelenke	341
A. Allgemeines	341
B. Lager der Balkenbrücken	342
1. Flächenlager	342
2. Kipplager	344
a) Die festen Lager	345
b) Die nach einer Richtung beweglichen Lager	355
α) Die Gleitlager	355
β) Die Rollen-, Stelzen- und Pendellager	357
c) Allseitig bewegliche Lager	362
3. Material der Lagerkörper	364
4. Einschaltung einer Zwischenlage zwischen der unteren Lagerplatte und dem Auflagerstein	364
5. Verankerungen	364
a) Senkrechte Verankerungen	364
b) Wagerechte Verankerungen	368
6. Lager von besonderer Eigentümlichkeit	369
7. Lichtweite und Stützweite	370

	Seite
C. Lager der Bogenbrücken	370
D. Scheitelgelenke	377
E. Gelenke in Gerberträgern	380
1. Allgemeines	380
2. Gelenke in Blechträgern	380
3. Gelenke in Fachwerk-Gerberbrücken	383
Abschnitt XIII. Säulen und eiserne Pfeiler	
A. Säulen	392
B. Eiserne Pfeiler	395
Abschnitt XIV. Die schiefen Brücken	
A. Allgemeine Anordnung	404
B. Einzelheiten der Anschlüsse schiefer Endquerträger an den Hauptträgern und der Längsträger an den Endquerträgern	411
C. Überführung eines Gleises über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel	413
Abschnitt XV. Wahl des Querschnittes und der Hauptträgerform der eisernen Brücken. Die Bauhöhen der eisernen Brücken	
A. Wahl des Querschnittes	417
1. Eisenbahnbrücken	417
a) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern	417
b) Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern	418
2. Straßenbrücken	419
B. Wahl der Hauptträgerform	421
C. Bauhöhen der eisernen Brücken	423
Anhang. Tabellen	
Abmessungen, Flächeninhalte, Gewichte, Schwerpunktlagen, Trägheits- und Widerstandsmomente usw. der deutschen Normalprofile und der breitflansigen Differdinger I-Träger.	430

Berichtigungen:

Seite 29. Lies im letzten Abschnitt statt $\varepsilon = \frac{\lambda}{l}$: $\varepsilon = \frac{\lambda}{l}$.

Seite 31. Lies in der vorletzten Zeile statt

$$\text{Gußeisen } \frac{1}{750\,000} - \frac{1}{105\,000}; \quad \text{Gußeisen } \frac{1}{750\,000} - \frac{1}{1050\,000}.$$

Seite 46. Die Angaben unter a) Winddruck sind auf Seite 336 genauer durchgeführt.

Seite 67. Lies in der letzten Zeile statt

$$\left(\frac{m \cdot 4}{m}\right)^2; \quad \left(\frac{m-4}{m}\right)^2.$$

Seite 96. Lies in der letzten Zeile des vorletzten Abschnittes statt Eisen: L-Eisen.

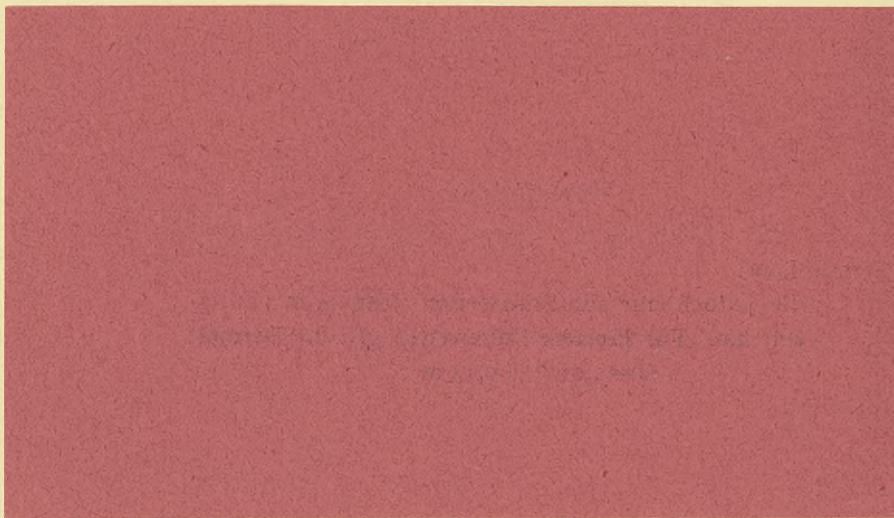
Seite 352. Lies in der letzten Gleichung statt $b: \frac{b}{2}$.

Berichtigung.

Auf Seite 370 ist unter 7. hinter der Formel einzufügen:

die jedoch nur für Stützweiten über 20 m Gültigkeit hat. Für kleinere Stützweiten gilt die Formel:

$$l = 1,01 l^1 + 0,45 \text{ m.}$$



Abschnitt I.

Bestandteile der eisernen Brücken.

Die eisernen Brücken weisen im allgemeinen folgende Bestandteile auf:

1. Die Fahrbahn. Hierunter sind diejenigen Bauteile zu verstehen, die die Verkehrslasten in geeigneter Weise unmittelbar unterstützen und weiter die Übertragung der Lasten auf die Fahrbahnträger vermitteln.
2. Die Fahrbahnträger, die die Fahrbahn tragen und die Lasten aus dem Verkehr und dem Eigengewicht der Fahrbahn an die Hauptträger abgeben.
3. Die Hauptträger; diese übertragen die Lasten aus dem Verkehr und dem Eigengewicht auf die Widerlager und Pfeiler, durch die sie weiter dem guten Baugrund zugeführt werden.
4. Die Auflager, die die Übertragung der Lasten von den Hauptträgern auf die Widerlager und Pfeiler vermitteln.
5. Den wagerechten Verband und die Querversteifung, die zur Aufnahme der wagerechten Kräfte dienen und die wichtige Aufgabe erfüllen, die Knick-

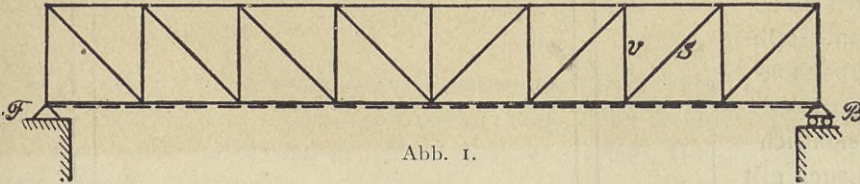


Abb. 1.

länge gedrückter Teile, namentlich des Obergurtes in angemessenen Grenzen zu halten.

Beispiele: Abb. 1 und 2 stellen eine einseitige Eisenbahnbrücke in Ansicht und Querschnitt dar (Abb. 1 und 2).

Die Fahrbahn besteht in diesem Falle außer den Schienen nur aus den hölzernen Querschwellen, die die Schienen tragen. Die Fahrbahnträger sind die Längsträger *LT* und die Querträger *QT*. Die Hauptträger sind als sogenannte Parallelfachwerkträger ausgebildet. Jeder der Hauptträger erhält ein festes Lager *F* und ein bewegliches *B*, letzteres hat neben dem Zweck der Kraftübertragung auf das Widerlager noch die Aufgabe zu erfüllen, Längsbewegungen des Überbaues bei Temperaturschwankungen zu ermöglichen. Es ist nur ein wagerechter Verband in der Ebene des Untergurtes vorgesehen.

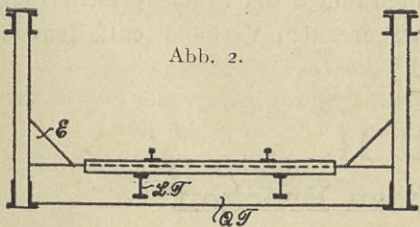


Abb. 2.

Es ist nur ein wagerechter Verband in der Ebene des Untergurtes vorgesehen.

Die Querverbindungen bilden die Querträger im Verein mit den Eckaussteifungen *E*. Durch diese Querverbindungen werden sämtliche wagerechte, auf den Obergurt entfallende Kräfte auf den unteren wagerechten Verband übertragen, und die freie Knicklänge des Obergurtes wird auf die Entfernung der Querverbindungen voneinander eingeschränkt.

Anmerkung: Das feste Lager wird durch ein Dreieck, das bewegliche durch ein Dreieck mit zwei Kreisen, die Rollen vorstellen sollen, gekennzeichnet.

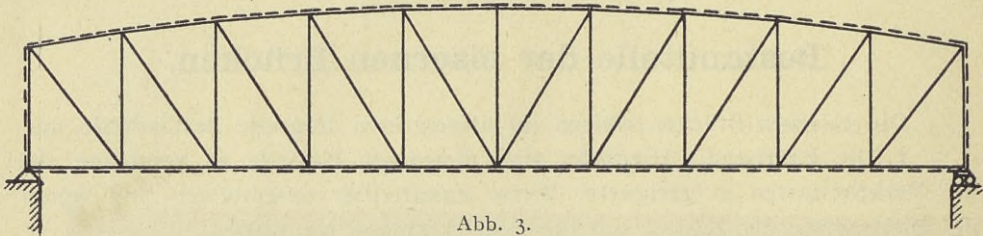


Abb. 3.

zeichnet. Die Windverbände werden in den Ansichten der Träger durch gestrichelte Linien dargestellt.

Abb. 3 und 4 zeigen eine Straßenbrücke in Ansicht und Querschnitt. Die Fahrbahn besteht aus Holzpflaster auf Betonkappen, die sich auf die Fahrbahnträger, die

Längs- und Querträger stützen.

Die Hauptträger sind sogenannte Halbparabelfachwerkträger.

Hinsichtlich der Lager gilt dasselbe wie bei Abb. 1. Es sind zwei Verbände zur

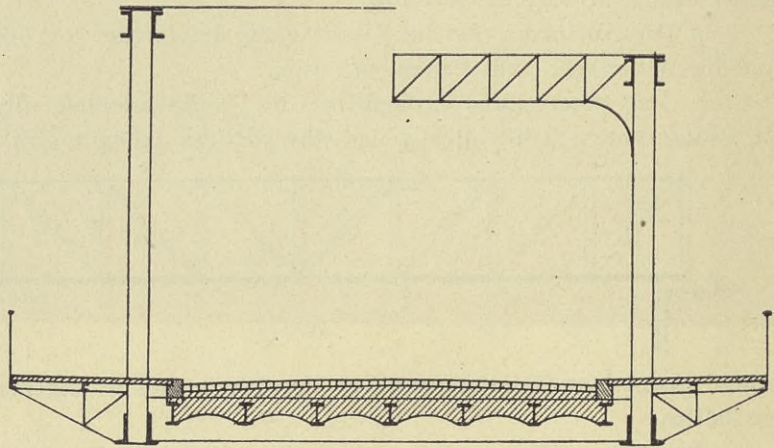


Abb. 4.

Aufnahme der wagerechten Kräfte angeordnet, der eine in der Ebene des Obergurtes, der andere in der des Untergurtes.

Querverbindungen sind nur an den beiden Enden der Brücke erforderlich, wo sie als Portale die auf den oberen wagerechten Verband entfallenden Kräfte zu den Lagern leiten.

Abschnitt II.

Einteilung der eisernen Brücken.

A. Man teilt die eisernen Brücken nach ihrer Bestimmung ein in:

1. Eisenbahnbrücken,
2. Straßenbrücken,

- 3 Fußgängerbrücken,
4. Brücken, die zur Überführung offener Wasserläufe und zum Tragen von Wasser- oder Gasrohren und Kranen usw. dienen.

B. Man unterscheidet nach dem System der Hauptträger:

1. Einfache Balkenbrücken, die auf ihre Unterstützungen bei senkrecht gerichteten Lasten nur senkrechte Drucke ausüben und nur zwei Lager auf-

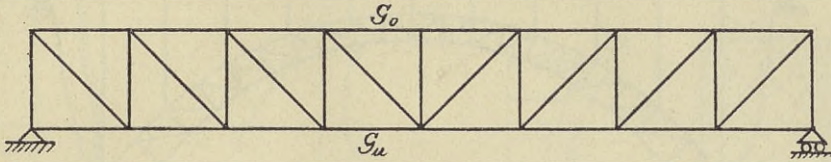


Abb. 5.

weisen, von denen das eine beweglich angeordnet ist, so daß Temperaturschwankungen ohne Einfluß auf den Spannungszustand der Brücke sind. Eine weitere Eigentümlichkeit der Balkenbrücken überhaupt besteht darin, daß sie nur zwei Gurtungen (G_o und G_u in Abb. 5) aufweisen.

2. Balkenbrücken auf mehreren Stützen ohne Gelenke, die ebenfalls auf ihre Pfeiler und Widerlager bei senkrechten Lasten nur senkrechte Auflagerdrücke ausüben. Von den Lagern ist nur eins fest, die anderen sind

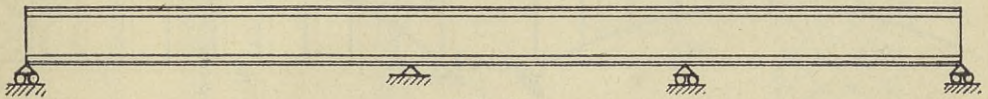


Abb. 6.

beweglich, so daß bei gleichmäßiger Erwärmung oder Abkühlung der Hauptträger die Ausdehnung oder Zusammenziehung ohne Behinderung vor sich gehen kann und infolgedessen keine Spannungen im Hauptträger hervorgerufen werden (Abb. 6).

3. Balkenbrücken auf mehreren Stützen mit Gelenken, sogenannte Gerber-

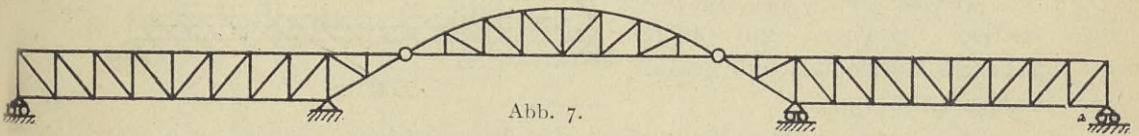


Abb. 7.

oder Auslegerbrücken (Abb. 7).¹⁾

4. Bogenbrücken, bei denen auch bei senkrechter Belastung Auflagerdrücke hervorgerufen werden, die von der Senkrechten abweichen.

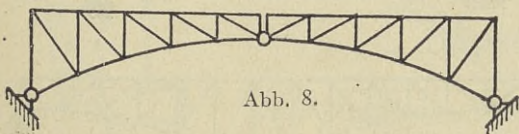


Abb. 8.

Nach der Ausbildung der Bogen unterscheidet man:

- a) Dreigelenkbogen (Abb. 8) mit zwei Auflagergelenken und einem Scheitelgelenk.

¹⁾ «Gerberbrücken», nach ihrem Erfinder Gerber so genannt.

b) Zweigelenbogen (Abb. 9) mit zwei Auflagergelenken.

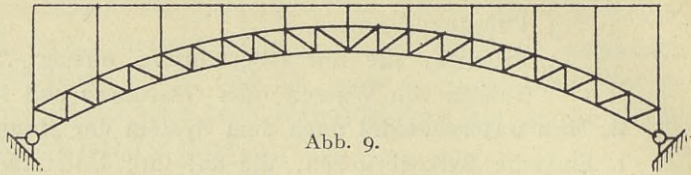


Abb. 9.

c) Eingespannte Bogen ohne Gelenke (Abb. 10).

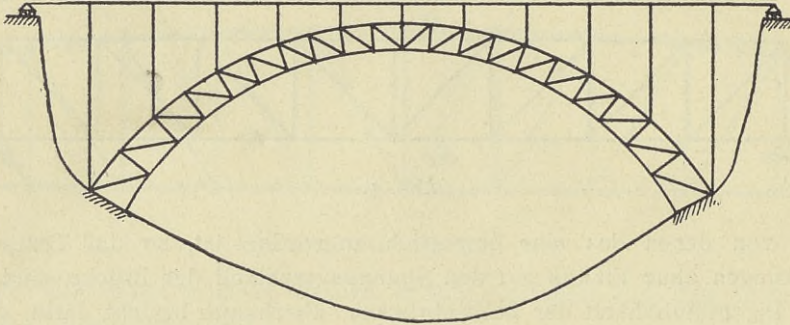


Abb. 10.

Zu 4 sollen auch die sogenannten versteiften Stabbogen gerechnet werden (Abb. 11).

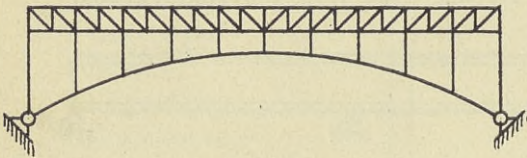


Abb. 11.

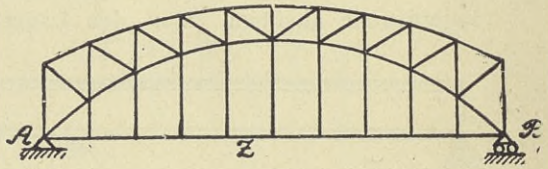


Abb. 12.

5. Bogenbrücken mit aufgehobenem Horizontalschub, bei denen der Horizontalschub durch ein Zugband Z, das auch als dritte Gurtung bezeichnet wird, aufgenommen wird. Die Lagerung entspricht der der einfachen Balkenbrücken (Abb. 12).

Hierzu sollen auch die versteiften Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub gezählt werden (Abb. 13).

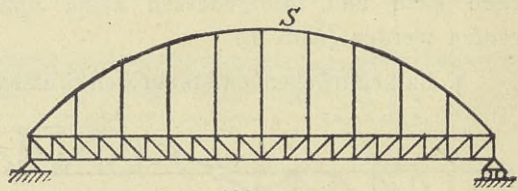


Abb. 13.

Zu 4 und 5. Die Hauptträger der Bogenbrücken können auch über

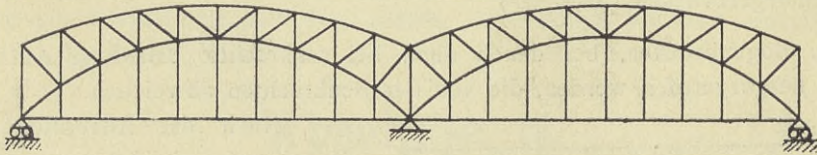


Abb. 14.

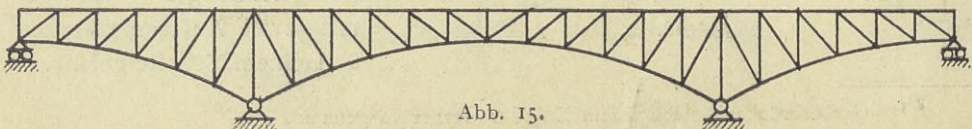


Abb. 15.

mehrere Öffnungen mit Gelenken und ohne Gelenke durchgehen (Abbildung 14, 15 und 16).

6. Hängebrücken, bei denen die Lasten hauptsächlich von Ketten aufgenommen werden (Abb. 17).

C. Weiter lassen sich die Brücken nach der Gliederung der Hauptträger einteilen in:

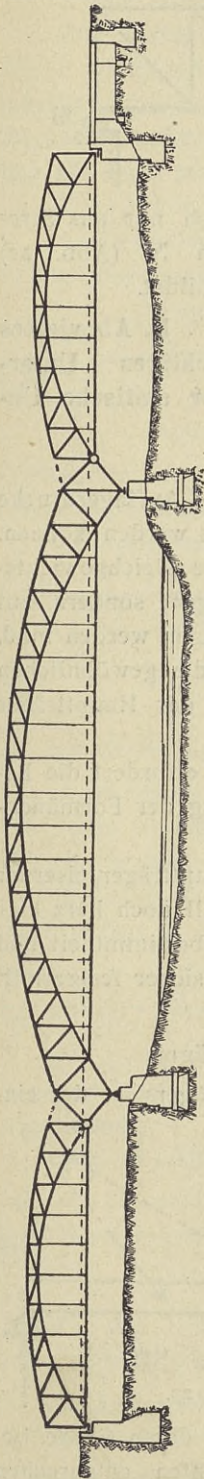


Abb. 16.

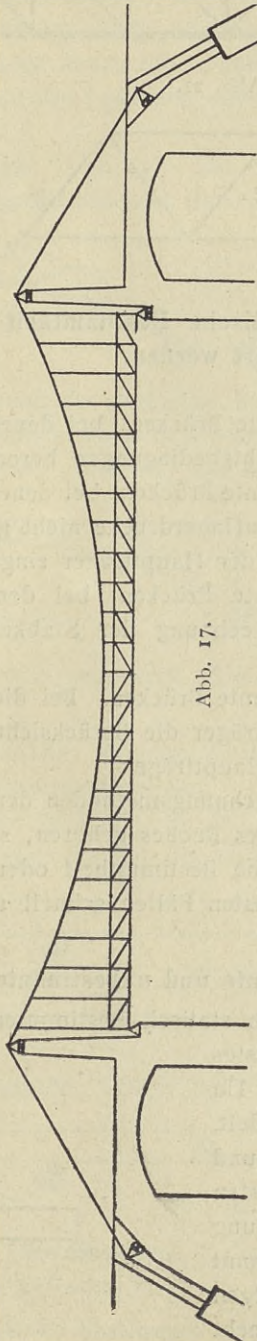


Abb. 17.

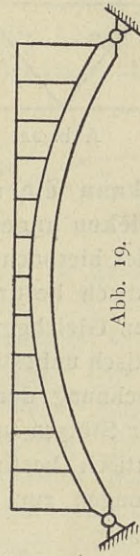


Abb. 18.

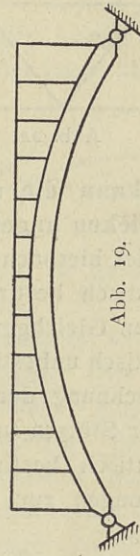


Abb. 19.

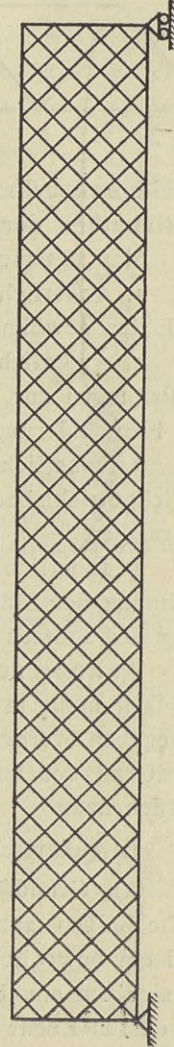


Abb. 20.

1. Vollwandige Brücken, bei denen die Wand nicht gegliedert ist (Abb. 18 und 19).

2. Gitterträgerbrücken, deren Hauptträgerwand außer den Gurtungen aus einem engmaschigen Netzwerk besteht (Abb. 20).

3. Fachwerkbrücken. Bei diesen wird die Wand aus den Gurtungen und einem weitmaschigen System von Ständern V und Streben S (Abb. 21) oder

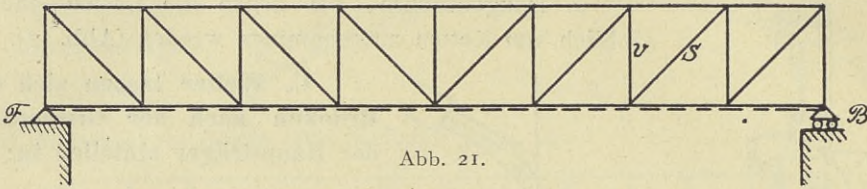


Abb. 21.

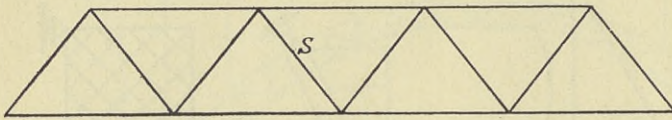


Abb. 22.

auch nur aus Streben S (Abb. 22) gebildet.

D. Als viertes wichtiges Unterscheidungsmerkmal kann die statische Bestimmtheit oder statische Unbestimmtheit der Brücken angeführt werden.

Man unterscheidet hiernach:

1. Äußerlich statisch bestimmte Brücken, bei denen die Auflagerdrucke nach den gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können.
2. Äußerlich statisch unbestimmte Brücken, bei denen die Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung der Auflagerdrucke nicht genügen, sondern auf die Formänderung der Stützen und der Hauptträger eingegangen werden muß.
3. Innerlich statisch bestimmte Brücken, bei denen die gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung der Stabkräfte der Hauptträger ausreichen.
4. Innerlich statisch unbestimmte Brücken. Bei diesen erfordert die Berechnung der Stabkräfte der Hauptträger die Berücksichtigung der Formänderung der Stützen und Glieder der Hauptträger.

Anhang zu D. Obwohl Berechnungsmethoden der Hauptträger eiserner Brücken nicht in den Rahmen dieses Buches gehören, so soll doch kurz hier angegeben werden, wie die statische Bestimmtheit oder Unbestimmtheit und der Grad der letzteren in den meisten Fällen schnell und sicher festgestellt werden kann.

I. Äußerlich statisch bestimmte und unbestimmte Träger.

Als Grundform eines äußerlich statisch bestimmten Trägers ist der einfache Balken anzusehen, der ein festes und ein bewegliches Lager besitzt. Da es sich um ein ebenes Gebilde handelt, in dessen Ebene sämtliche äußere und innere Kräfte fallen, so greift am festen Lager eine Kraft an, die nach Richtung in dieser Ebene und Größe unbekannt ist, am beweglichen Lager dagegen eine Kraft, deren Richtung senkrecht zur Bewegungsrichtung des Lagers in die Ebene fällt und deren Größe bestimmt werden muß (Abb. 23). Den drei Auflagerunbekannten entsprechen

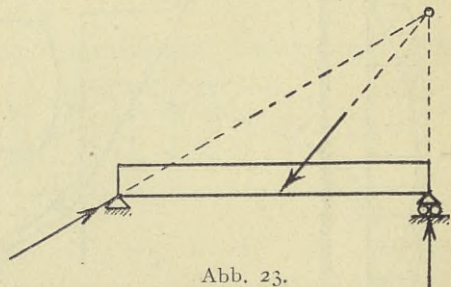


Abb. 23.

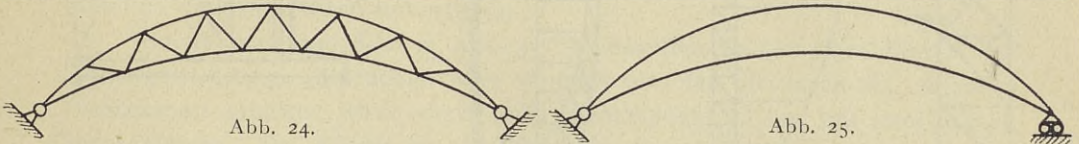
die drei Gleichgewichtsbedingungen: 1 und 2. Die Summe der Kräfte nach zwei zueinander senkrechten Richtungen muß = 0 sein.

3. Die Summe der Momente um einen Punkt muß = 0 sein.

Die Auflagerdrucke eines einfachen Balkens sind also mit den gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen zu berechnen, der Träger ist demnach äußerlich statisch bestimmt. Liegt nun ein Träger vor, dessen Lagerung von der des einfachen Balkens abweicht, so untersucht man, wieviel Auflagergrößen man entfernen muß, um die Lagerung eines einfachen Balkens zu erhalten.

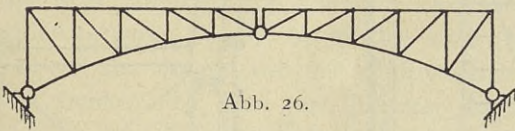
Beispiele:

a) Zweigelenkbogen (Abb. 24). Der Träger besitzt zwei feste Auflager. Es muß eine Auflagergröße beseitigt, das eine der Lager also beweglich gemacht



werden, um zur Lagerung des einfachen Balkens zu gelangen (Abb. 25). Der Träger ist demnach einfach statisch unbestimmt.

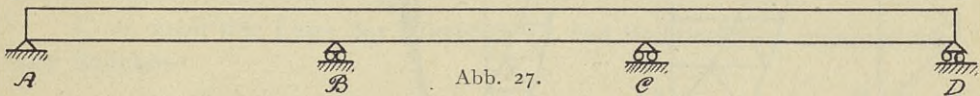
b) Dreigelenkbogen. (Abb. 26.) Die Lagerung ist wie bei dem Zweigelenkbogen. Das Scheitelgelenk liefert jedoch eine neue Bedingung, nämlich daß die Summe der Momente aus den Kräften links oder rechts des Gelenkes in bezug auf den Gelenkpunkt = 0 sein muß. Der Träger ist also statisch bestimmt.



Anmerkung:

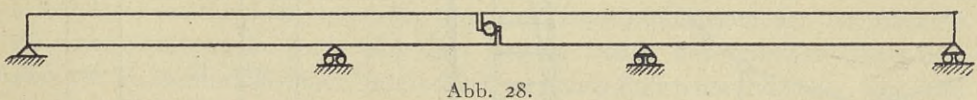
Jedes Gelenk, daß die alleinige Verbindung von Trägerteilen darstellt, hebt eine statische Unbestimmtheit auf.

c) Träger auf vier Stützen. (Abb. 27.) Durch Beseitigung der beweglichen Lager B und C, deren Drucke nur der Größe nach unbekannt sind, geht der



Träger in einen einfachen Balken über. Der Träger ist also zweifach statisch unbestimmt.

Abb. 28 stellt denselben Träger mit einem Gelenk in der Mittelöffnung

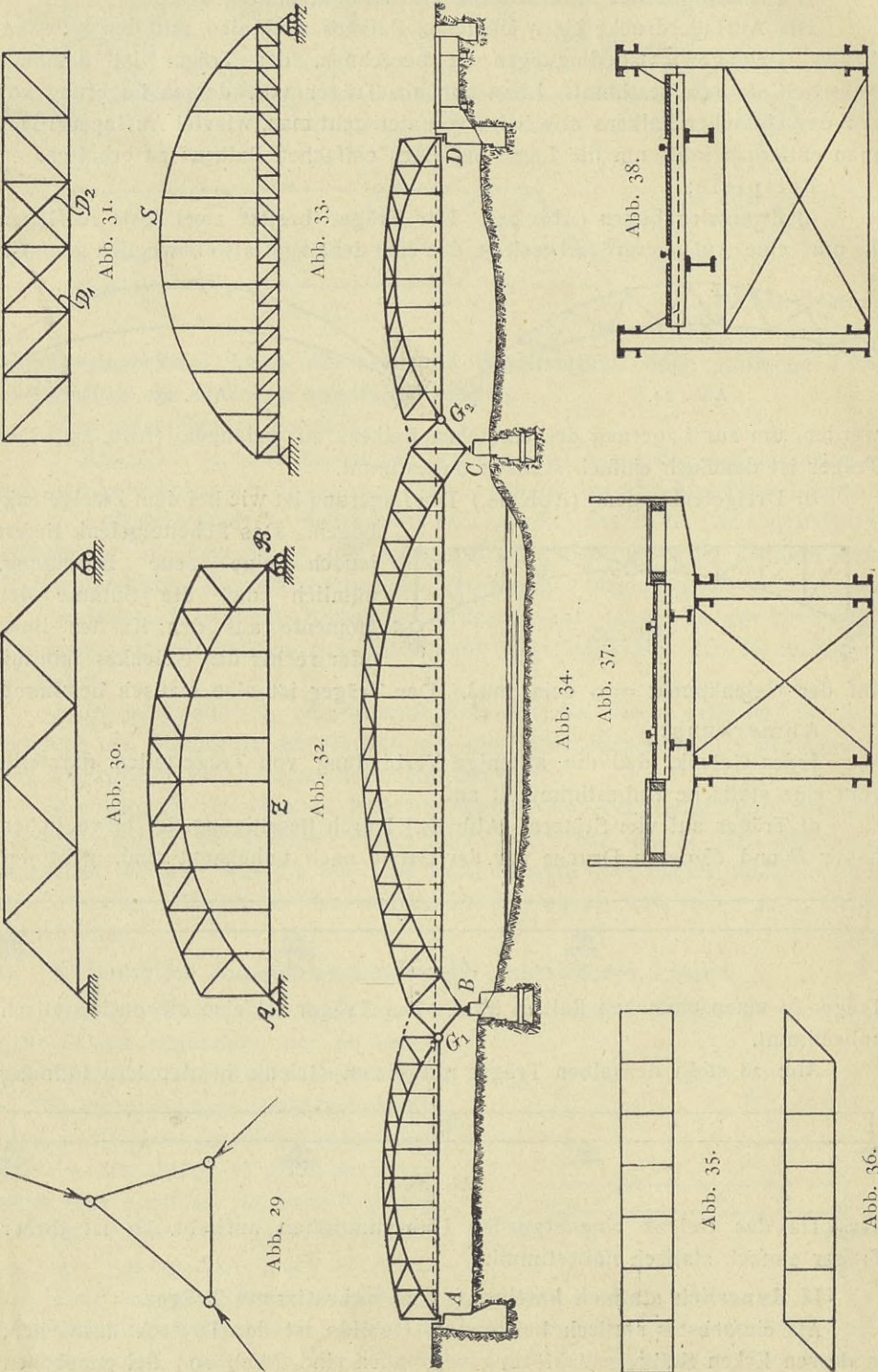


dar. Da das Gelenk eine statische Unbestimmtheit aufhebt, so ist dieser Träger einfach statisch unbestimmt.

II. Innerlich statisch bestimmte und unbestimmte Träger.

Als einfachstes statisch bestimmtes Gebilde ist das Dreieck anzusehen, in dessen Ecken Stäbe gelenkförmig verbunden sind. (Abb 29.) Bei gegebenen

äußeren Kräften sind die Kräfte in den Stäben rechnerisch durch die Gleichgewichtsbedingungen oder zeichnerisch durch einen Cremonaplan zu ermitteln.



Schließt man an ein Dreieck weitere Knotenpunkte derart an, daß sie nur durch zwei Stäbe mit dem fertigen Gebilde verbunden werden, reiht man also Dreieck an Dreieck nach Abb. 30, so wird an der statischen Bestimmtheit nichts geändert. Ein Dreiecksnetz nach der Abb. 30 kann also als die Grundform eines innerlich statisch bestimmten Trägers angesehen werden.

In dem in Abb. 31 dargestellten Träger müssen die zwei Stäbe D_1 und D_2 entfernt werden, um ein einfaches Dreiecksnetz zu erhalten. Der Träger ist also zweifach statisch unbestimmt.

Abb. 32 zeigt einen Zweigelenkbogen mit Zugband.

Wird das Zugband Z entfernt, so entsteht ein einfaches Dreiecksnetz. Das Zugband Z , das die Knotenpunkte B und A verbindet, macht den Träger innerlich einfach statisch unbestimmt.

Nimmt man aus dem in Abb. 33 dargestellten Träger einen Stab S des Stabbogens heraus, so leuchtet ohne weiteres ein, daß hierdurch ein einfaches Dreiecksnetz erhalten wird; denn jeder Knotenpunkt ist nur mit zwei Stäben angeschlossen. Der Träger ist also innerlich einfach statisch unbestimmt.

Nach dem Vorherstehenden ist es leicht, sich ein Bild über die statischen Verhältnisse des in Abb. 34 gezeichneten Trägers zu verschaffen. Der Träger hat vier Lager, ein festes und drei bewegliche, ist also hinsichtlich der Lagerung nach dem Vorstehenden äußerlich zweifach statisch unbestimmt. Durch die beiden Gelenke G_1 und G_2 werden aber zwei statische Unbestimmtheiten aufgehoben, der Träger also äußerlich statisch bestimmt gemacht.

Denken wir uns nun die drei Zugbänder Z_1 , Z_2 und Z_3 entfernt, so erhalten wir drei für sich getrennte einfache Dreiecksnetze $A-G_1$, G_1-G_2 , G_2-D . Jedes Zugband macht den zugehörigen Träger einfach statisch unbestimmt. Der ganze Träger ist also innerlich dreimal einfach statisch unbestimmt.

E. Weiter teilt man die eisernen Brücken in gerade und schiefe ein, je nachdem die Verbindungslinie der sich gegenüberliegenden Hauptträgerenden im Grundriß mit der Brückenachse einen rechten und schiefen Winkel bildet (Abb. 35 und 36).

F. Je nach der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern unterscheidet man Brücken:

1. mit oben liegender (Abb. 37)
2. mit halbversenkter (Abb. 38)
3. mit unten liegender Fahrbahn (Abb. 39).

Die Lage der Fahrbahn hängt hauptsächlich von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe ab, unter der man bei Eisenbahnbrücken den Unterschied zwischen Schienenoberkante und dem tiefsten Punkt des eisernen Überbaues und bei Straßenbrücken den Unterschied zwischen Fahrbahnoberkante und dem tiefsten Punkt des eisernen Überbaues versteht.

Bei ausreichender Bauhöhe wird man bestrebt sein, die Fahrbahn über den Hauptträgern nach Abb. 37 anzuordnen, da hierbei eine engere Lage der Hauptträger möglich ist, als bei der Anordnung nach den Abb. 38 und 39, und infolgedessen wegen der kürzeren Länge der Querträger eine Materialersparnis erzielt wird.

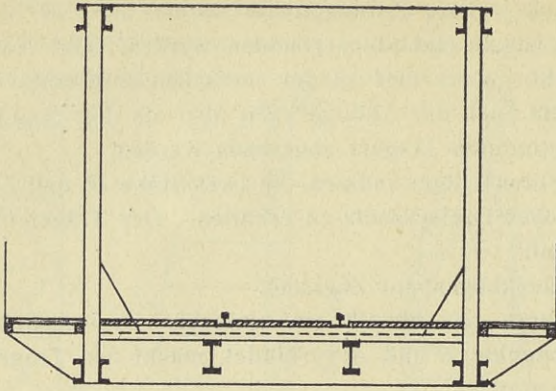


Abb. 39.

G. Die Gestaltung des Querprofils wird auch durch die Anzahl der Hauptträger beeinflusst. Man unterscheidet daher schließlich **Brücken mit zwei Hauptträgern** (Abb. 39) und **Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern** (Abb. 40). Letztere finden fast ausschließlich nur bei oben liegender Fahrbahn Verwendung.

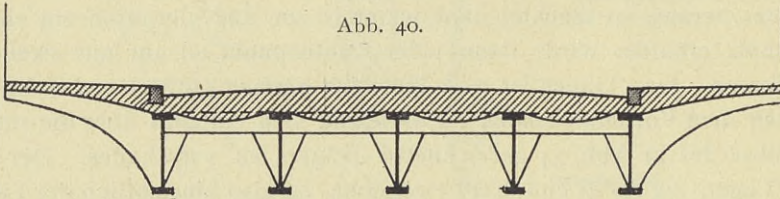


Abb. 40.

Abschnitt III.

Verbindung einzelner Teile eiserner Brücken.

Allgemeines.

Die eisernen Brücken werden aus einzelnen Eisenteilen zusammengesetzt, deren Verbindungen so ausgebildet werden müssen, daß sie die auf sie entfallenden Kräfte mit Sicherheit und zweckentsprechend aufnehmen können.

Als Grundregel gilt, daß jede Verbindung durch Schweißung zu vermeiden ist, da erfahrungsgemäß diese Verbindung die im Brückenbau an sie zu stellenden Anforderungen nicht erfüllen kann.

Die Verbindung von Eisenstäben, die durch einen Abscherwiderstand gegeneinander festgelegt werden müssen, hat durch einen Gelenkbolzen (Abb. 41)

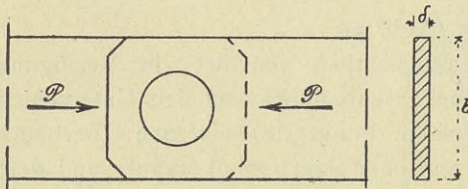


Abb. 41.

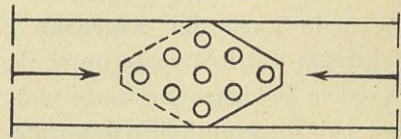


Abb. 42.

oder durch eine größere Anzahl kleiner Bolzen (Abb. 42), sogenannter Niete zu erfolgen. Müssen Eisenteile durch einen Zugwiderstand miteinander verbunden werden, so ist eine Verbindung durch Schrauben angezeigt, häufig werden aber auch in diesem Falle Niete angewendet.

A. Gelenkbolzenverbindung.

Diese Art der Verbindung ist außer bei den Augenstäbenketten von Hängebrücken hauptsächlich in Amerika an den Knotenpunkten gegliederter Träger in Gebrauch.

Die Gelenkbolzenverbindung gestattet bei eintretender Formänderung eine Drehung der angeschlossenen Stäbe um den Gelenkbolzen und verhindert, wenn man von der bei der Drehung eintretenden Reibung am Bolzen absieht, das Auftreten von Momenten in der Verbindung

Werden zwei auf Druck beanspruchte Stäbe durch einen Bolzen mit einander verbunden (Abb. 41), so braucht bei der Errechnung der Stabspannung das Bolzenloch vom Querschnittsinhalt nicht in Abzug gebracht zu werden, weil sich der Stab fest auf den Bolzen aufsetzt. Der Bolzen ist so stark zu machen, daß erstens die zugelassene Abscherspannung σ_a und der als zulässig erachtete Lochleibungsdruck σ_l nicht überschritten wird.

Für σ_a darf nach den preußischen Vorschriften nur $\frac{9}{10}$ des für die Normalspannung im Stabe zugelassenen Wertes σ angenommen werden. Der Lochleibungsdruck soll bei großen Bolzendurchmessern in der Regel nur den 1,5fachen Wert von σ erreichen, jedoch ist auch in Ausnahmefällen ein Wert von 2σ erlaubt. Die Werte für σ sind von der Stützweite des Trägers abhängig. (Näheres über σ im Abschnitt V.)

Setzt man voraus, daß die Kraft P den Bolzenquerschnitt gleichmäßig auf Abscheren beansprucht und zur Errechnung des Lochleibungsdruckes die Annahme erlaubt ist, daß eine Fläche $= d \cdot \delta$ gleichmäßig gedrückt wird, so müssen die beiden Bedingungen erfüllt sein.

$$1. P \leq \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$$

$$2. P \leq d \cdot \delta \cdot \sigma_l$$

Setzt man weiter vorläufig voraus, daß die auf Druck beanspruchten Stäbe (Abb. 41) so kurz sind, daß Flacheisen genügende Knicksicherheit bieten und für die Querschnittsabmessungen allein die Druckbeanspruchung maßgebend ist, so gilt als dritte Gleichung

$$3. P \leq b \cdot \delta \cdot \sigma$$

Bei gegebenen Größen von σ_a , σ_l und σ und bei Annahme von b läßt sich hieraus δ und d leicht errechnen

Über die Größe des tatsächlich auftretenden Lochleibungsdruckes sind noch einige genaue Angaben nötig¹⁾ (Abb. 43).

Die Kraft P wird eine derartige Formänderung hervorrufen, daß der Bolzen sich um eine Strecke Δz eindrückt. Die radial gemessenen Formänderungen Δr nehmen von B nach A von Δz bis 0 ab.

$$\Delta r = \Delta z \cdot \cos \alpha$$

¹⁾ Die folgenden Angaben sind dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften entnommen.

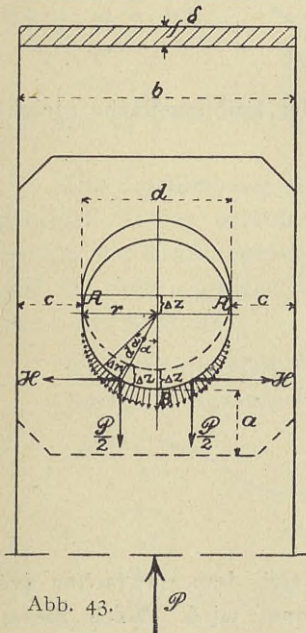


Abb. 43.

Der radiale Lochleibungsdruck σ_r ist der Formänderung proportional, also

$$\sigma_r = k \cdot \Delta r.$$

Hierin ist k ein vom Material abhängiger Wert. Der auf das unendlich kleine Flächenteilchen $r \cdot d\alpha \cdot \delta$ entfallende Druck ist gleich $r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r$. Zerlegt man nun diese kleinen Druckanteile in senkrechte und wagerechte Komponenten

$$= r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r \cdot \cos \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta r \cdot \cos \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos^2 \alpha$$

beziehungsweise

$$= r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r \cdot \sin \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta r \cdot \sin \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos \alpha \sin \alpha,$$

so müssen die Gleichungen bestehen:

$$\begin{aligned} P &= \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos^2 \alpha \\ &= r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos^2 \alpha d\alpha = r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cdot \frac{\pi}{2} \\ H &= \int_0^{\frac{\pi}{2}} r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos \alpha \sin \alpha \\ &= \frac{r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z}{2}. \end{aligned}$$

Hieraus folgt:

$$\frac{P}{H} = \pi \text{ und } H = \frac{P}{\pi} = 0,318 P.$$

Macht man die Annahme, daß die Projektion der Leibungsfläche gleichmäßig mit σ_l gedrückt wird, so gilt die Gleichung:

$$a) P = 2r \cdot \delta \cdot \sigma_l$$

Andrerseits ist:

$$P = \delta \cdot r \cdot \Delta z \cdot k \cdot \frac{\pi}{2}.$$

Setzt man in diese Gleichung die Beziehung ein:

$$\Delta z \cdot k = \sigma_r \text{ (bei B)}$$

so nimmt sie folgende Form an:

$$b) P = \delta \cdot r \cdot \sigma_r \text{ (bei B)} \frac{\pi}{2}.$$

Aus den Gleichungen a) und b) folgt:

$$\sigma_r \text{ (bei B)} \frac{\pi}{2} = 2 \cdot \sigma_l$$

$$\sigma_r \text{ (bei B)} = \frac{4}{\pi} \cdot \sigma_l = 1,27 \sigma_l.$$

Es tritt also ein Lochleibungsdruck auf, der gleich dem 1,27 fachen des Wertes ist, der aus der Formel $P = \sigma_l \cdot d \cdot \delta$ errechnet wird. Nach dieser genaueren Berechnung erhält man folgende drei Bedingungen:

$$A \left\{ \begin{array}{l} 1. P \leq b \cdot \delta \cdot \sigma \\ 2. P \leq \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a \\ 3. P \leq \delta \cdot d \cdot \sigma_r \cdot \frac{\pi}{4} \end{array} \right.$$

Hierin bedeutet σ_r den größten zulässigen Lochleibungsdruck. Aus den drei Gleichungen werden folgende Beziehungen abgeleitet:

$$B \left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{d}{\delta} = \frac{\sigma_r}{\sigma_a} \\ 2. \frac{d}{b} = \frac{\sigma}{\sigma_r} \frac{4}{\pi} = 1,27 \frac{\sigma}{\sigma_r} \end{array} \right.$$

Bei den auf Druck beanspruchten Gliedern brauchen die Stäbe rechnerisch nicht über die Bolzenmitte hinausgeführt zu werden (Abb. 44). Aus den eben angestellten Betrachtungen geht hervor, daß der Stab von zwei Kräften H beansprucht wird, die ihn in der Mitte aufzureißen bestrebt sind.

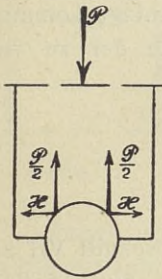


Abb. 44.

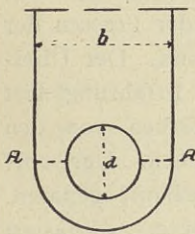


Abb. 46.

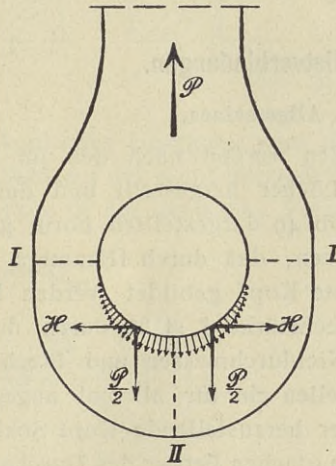


Abb. 45.

Die auf Zug beanspruchten Stäbe müssen eine Form erhalten, die der Notwendigkeit, das Bolzenloch von der Querschnittsfläche in Abzug zu bringen, Rechnung trägt. Dazu eignet sich vor allen anderen die Form des Augenstabes (Abb. 45). Würde man den Stab nach Abb. 46 ausbilden, so könnte man den Querschnitt des Stabes nicht voll ausnutzen, da der durch das Bolzenloch verminderte Querschnitt $A-A$ für die Beanspruchung maßgebend ist.

Die Lochleibung wird in derselben Weise beansprucht, wie bei den gedrückten Stäben erläutert ist. Nur liegt hier die beanspruchte Lochleibung auf der der Kraft abgekehrten Seite des Bolzens (Abb. 45). Besonders gefährdet sind die beiden Querschnitte I und II, der erste durch die Kraft P , der zweite durch die Kraft H .

Über die Herstellung der Augenstäbe siehe später.

Nachdem die Größen b , d und δ aus den drei Gleichungen A bestimmt sind,

findet man die Abmessungen a und c (Abb. 47) nach den von Winkler angegebenen Formeln:

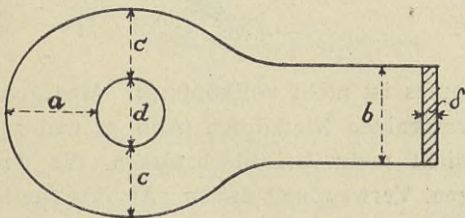


Abb. 47.

$$\begin{aligned} a &= \frac{1}{2}b + \frac{2}{3}d \\ c &= \frac{1}{2}b + \frac{1}{3}d \end{aligned}$$

In Amerika sind folgende Formeln¹⁾ in Gebrauch:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pencoyd Works} \\ \text{Phönix ville Comp.} \\ \text{Baltimore Bridge Comp.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} a = c = 0,665b. \\ a = c = 0,75b. \end{array}$$

¹⁾ Entnommen aus: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken von Dr.-Ing. Bohny.

Handelt es sich nicht nur um Verbindung zweier Eisen nach Abb. 43, sondern z. B. um eine amerikanische Gelenkbolzenverbindung nach Abb. 293, so ist selbstverständlich der Bolzen noch auf Biegung zu berechnen. Die Bolzen erhalten entweder auf einer Seite einen Bund und auf der anderen ein Gewinde mit Mutter, oder auf beiden Seiten Gewinde mit Muttern. Für die Muttern empfiehlt sich die in Amerika gebräuchliche Ausbildung (Abb. 48), die es gestattet, daß die Muttern auch in dem Falle zur festen Anlage kommen, daß die Bolzen etwas länger ausgefallen sind, als die Stärke der zu verbindenden Stäbe zusammen beträgt.

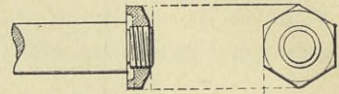


Abb. 48.

B. Nietverbindungen.

1. Allgemeines.

In den zu verbindenden Teilen werden nach den im Abschnitt VII angegebenen Regeln eine Anzahl Löcher hergestellt und durch diese hellrot glühende Nieteisen von der in Abb. 49 dargestellten Form gesteckt, die eine solche Schaftlänge l besitzen müssen, daß durch Hämmern oder Pressen der mit gestrichelten Linien bezeichnete Kopf gebildet werden kann. Der Überstand dieser Länge l über die Blechstärke δ steht durch die Erfahrung fest und ist für die verschiedenen Nietdurchmesser und Blechstärken von den Brückenbauanstalten in ihren Tabellen ein für allemal angegeben. Der vorhandene Kopf wird Setzkopf, der herzustellende Kopf Schließkopf genannt. Übersteigt die Blechstärke δ den 4,0fachen Betrag des Durchmessers, so lassen sich die Niete von der in Abb. 49 dargestellten Form nur noch schlecht

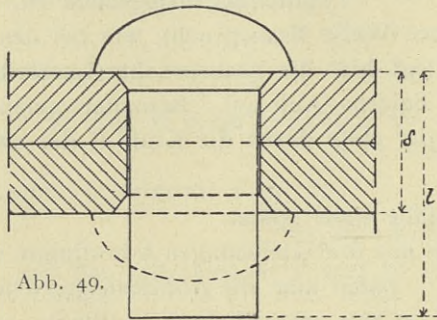


Abb. 49.

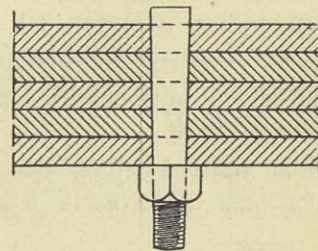


Abb. 50.

stauchen, und die Bildung des Schließkopfes ist nicht vollkommen. Man geht dann zu halb versenkten oder ganz versenkten Nietköpfen (Abb. 52 und 53) über. Aber auch diese Niete können nicht mehr bei Blechstärken, die das 5,5fache des Nietdurchmessers übersteigen, Verwendung finden. An ihre Stelle treten dann zweckmäßig gedrehte Schrauben mit kegelförmigem Schaft (Abb. 50), die genau in die kegelförmig gebohrten Löcher passen. Die Neigung der Seiten des Schraubenschaftes beträgt 1 : 100.

Nach den preußischen Vorschriften sollen die Nietköpfe in der vollen, halbversenkten und ganz versenkten Form die in den Abb. 51 bis 53 an-

gegebenen Abmessungen haben. Der volle Kopf hat eine elliptische Form. In Bayern verwendet man für den vollen Kopf dagegen die Kreisform. (Abb. 54).

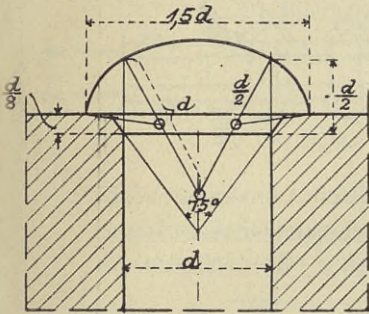


Abb. 51.

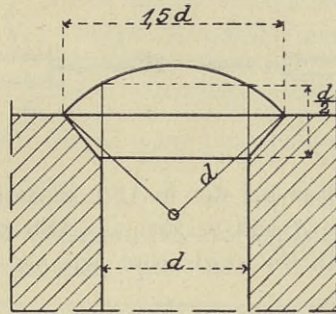


Abb. 52.

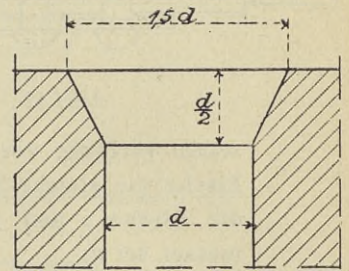


Abb. 53.

Durch den konischen Übergang vom Nietschaft zum Nietkopf sollen die Kräfte gut vom Schaft auf den Kopf übergeleitet werden. Manche Konstrukteure erblicken aber gerade in der konischen Versenkung eine Gefahr, da es in dem

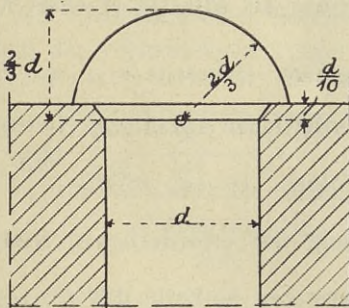


Abb. 54.

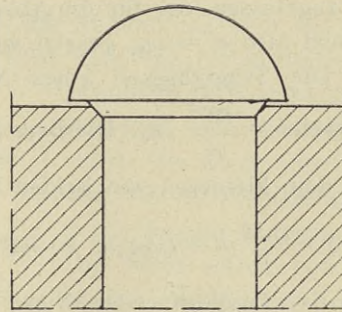


Abb. 55.

Falle, daß der konische Übergang des Nietschaftes nicht genau in die Versenkung hineinpaßt, vorkommen kann, daß der Setzkopf nicht aufsitzt (Abb. 55).

Durch das Erkalten ziehen die Niete sich zusammen und pressen mit ihren Köpfen die Bleche aneinander, so daß bei genügender Größe der entstehenden Reibung die Aufnahme der Kräfte P allein durch sie erfolgen kann. In dem Falle, daß der Niet das Loch nicht voll ausfüllt, kommen dann die

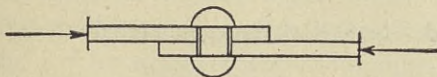


Abb. 56.

Bleche nicht zur Anlage an den Niet und es kann infolgedessen keine Abscherbeanspruchung des Nietes eintreten (Abb. 56). Da aber der durch die Zusammenziehung der Niete hervorgerufene Reibungswiderstand nicht rechnerisch bestimmt werden kann, so verzichtet man ganz darauf, ihn in Rechnung zu stellen. Man weist vielmehr dem Abscherwiderstand der Niete die ganze Kraftaufnahme zu. Wird die Nietverbindung so hoch beansprucht, daß eine Zerstörung eintritt, so erfolgt diese entweder durch Überwindung der Abscherfestigkeit des Nietschaftes oder durch Zerdrückung der Lochleibungsfläche.

2. Einschnittige und zweischnittige Vernietung.

Man unterscheidet einschnittig und zweischnittig beanspruchte Niete, kurz auch einschnittige und zweischnittige Niete genannt (Abb. 57 und 58). Wir

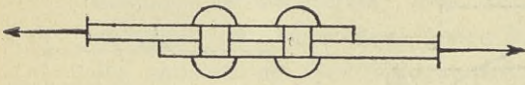


Abb. 57.

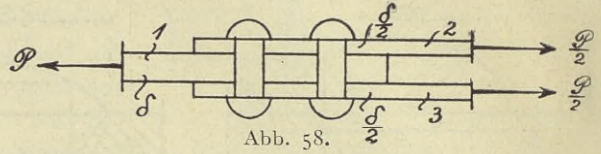


Abb. 58.

setzen vorläufig voraus, daß bei der in Abb. 57 dargestellten Anordnung beide Bleche die gleiche Stärke δ und bei der aus Abb. 58 zu ersehenden Anordnung die Bleche 2 und 3 halb so stark sind wie das Blech 1. Der Nietdurchmesser sei d .

Die Tragkraft eines einschnittigen Nietes ist einerseits unter Berücksichtigung des Abscherwiderstandes $= \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$ und andererseits unter Berücksichtigung des Lochleibungsdruckes $= d \cdot \delta \cdot \sigma_l$, wobei angenommen wird, daß der Lochleibungsdruck sich auf die Fläche $d \cdot \delta$ gleichmäßig verteilt.

In der Regel wird für den Lochleibungsdruck der doppelte Wert von dem zugelassen, der für die Abscherbeanspruchung als zulässig erachtet wird. Es kann also $\sigma_l = 2\sigma_a$ gesetzt werden.

Die Tragfähigkeit eines Nietes ist demnach einerseits $= 2 \cdot \sigma_a \cdot d \cdot \delta$, andererseits $= \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$. Die Berechnung der erforderlichen Anzahl von Nieten hat nach dem kleineren von beiden Werten zu erfolgen. Ist $2\sigma_a \cdot d \cdot \delta > \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$, d. h. $\delta > \frac{3,14}{8} d = 0,393d$, so hat die Berechnung der erforderlichen Nietzahl nach der Tragkraft eines Nietes $= \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a$ zu erfolgen, im Falle, daß $d < 0,393d$ ist, nach der Tragkraft $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$.

Bei zweischnittiger Vernietung ändert sich die Tragkraft in der Lochleibung nicht, wohl aber die Abscherkraft, weil hier zwei Schnitte in Frage kommen, sie ist $= \frac{2\pi d^2}{4} \sigma_a$. Die Bestimmung der erforderlichen Nietanzahl hat demnach bei zweischnittiger Vernietung nach der Tragkraft $\frac{2\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$ zu erfolgen, wenn $2\sigma_a \cdot d \cdot \delta > \frac{2\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$, d. h. $\delta > 0,785d$ ist, dagegen nach der Tragkraft $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$, wenn die Bedingung erfüllt ist: $2\sigma_a \cdot d \cdot \delta < \frac{2\pi d^2}{4} \sigma_a$; d. h. $\delta < 0,785d$. Es läßt sich kurz folgende Regel aufstellen:

Einschnittige Vernietung:

Ist die Blechstärke δ	so ist für die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl maßgebend
$> 0,393d$	die Abscher-Tragkraft $= \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a$
$< 0,393d$	die Lochleibungs-Tragkraft $= d \cdot \delta \cdot \sigma_l$.

Zweischnittige Vernietung:

Ist die Blechstärke δ	so ist für die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl maßgebend
$< 0,785d$	die Lochleibungs-Tragkraft $= d \cdot \delta \cdot \sigma_l$.
$> 0,785d$	die Abscher-Tragkraft $= 2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$.

In nachstehender Tabelle sind für die verschiedenen Nietdurchmesser die Werte $0,393d$ und $0,785d$ angegeben.

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
$0,393d$	0,51	0,63	0,71	0,786	0,865	0,904	0,943	1,02
$0,785d$	1,02	1,26	1,41	1,57	1,73	1,805	1,88	2,04

3. Abstände der Niete von einander, und vom Blechrande.

Mit Ausnahme eines Sonderfalles, der bei der Abhandlung über die Ausbildung der vollwandigen Träger besprochen wird und eine rechnerische Bestimmung des Nietabstandes erfordert, sind für die Abstände der Niete unter sich und von den Rändern folgende Regeln zu beachten. Die Niete sollen von einander einen Mindestabstand

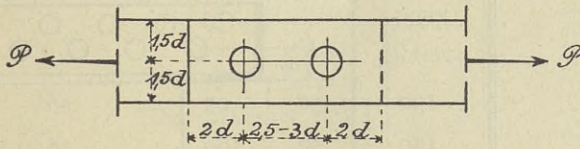


Abb. 59.

von $2,5d$, besser von $3,0d$ haben, vom Blechrand in der Krafrichtung von $2,0d$, und vom Blechrand senkrecht zur Krafrichtung von $1,5d$. (Abb. 59). Der Abstand der Niete unter sich soll das Maß von $6d$ nicht überschreiten, wenn die Niete Kräfte zu übertragen haben. Bei Heftnieten kann dieses Maß auf $8d$, ausnahmsweise auch auf $10d$ erweitert werden.

Größere Abstände sind zu vermeiden, da sich sonst zwischen den zu verbindenden Blechen Fugen bilden können, die dem Wasser den Eintritt gestatten. In der folgenden Tabelle sind die Werte $1,5d$, $2,0d$, $2,5d$, $3d$, $6d$ und $8d$ für verschiedene Nietdurchmesser zusammengestellt.

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
$1,5d$	1,95	2,4	2,7	3,0	3,3	3,45	3,6	3,9
$2,0d$	2,6	3,2	3,6	4,0	4,4	4,6	4,8	5,2
$2,5d$	3,25	4,0	4,5	5,0	5,5	5,75	6,0	6,5
$3d$	3,9	4,8	5,4	6,0	6,6	6,9	7,2	7,8
$6d$	7,8	9,6	10,8	12,0	13,2	13,8	14,4	15,6
$8d$	10,4	12,8	14,4	16,0	17,6	18,4	19,2	20,8

Zum Anschluß von Winkeleisen an andere Teile wird bis zu einer Schenkelbreite von 12 cm eine einfache Nietung (Abb. 60), darüber hinaus

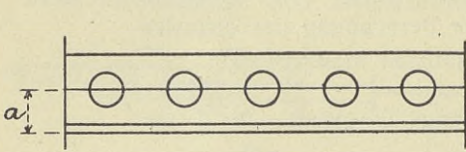


Abb. 60.

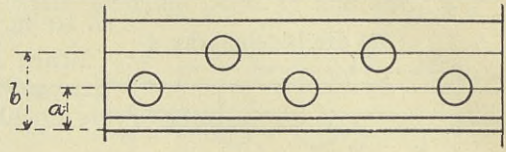


Abb. 61.

eine zweifache, sogenannte versetzte Nietung angeordnet (Abb. 61).

In der nachstehenden Tabelle¹⁾ sind die gebräuchlichen Wurzelmaße²⁾ a und b für die verschiedenen Nietdurchmesser zusammengestellt.

Schenkelbreite der L- und C-Eisen mm	Wurzelmaß mm	Größter zulässiger Niet- oder Schraubendurchmesser mm	Schenkelbreite der L- und C-Eisen mm	Wurzelmaß mm	Größter zulässiger Niet- oder Schraubendurchmesser mm				
Einreihig		8	80	45	23				
			90	50	23				
			100	55	26				
			110	60	26				
			120	65	26				
			Zweireihig		13	130	50	26	
						140	50	100	26
						150	60	110	26
						160	60	115	26
							a	b	

Wichtig ist ferner der kleinste wagerecht gemessene Abstand e zwischen zwei Nieten, von denen einer im wagerechten, der andere im senkrechten Schenkel des Winkels sitzt (Abbildung 62 u. 63). Die Werte von e sind in der folgenden Tabelle

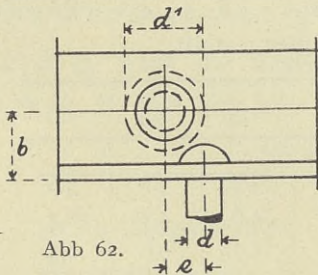


Abb. 62.

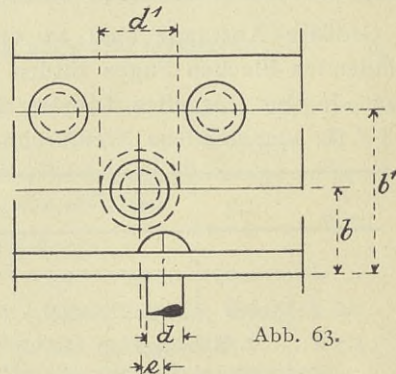


Abb. 63.

1) Diese und die nächste Tabelle sind einem Heft der Union, Dortmund, entnommen.

2) Unter Wurzelmaß versteht man bei L-Eisen den Abstand der Mitte des Nietes von der Außenkante des Schenkels, in dem der Niet nicht sitzt, bzw. bei C-Eisen von der Außenkante des Steges.

für die verschiedenen Winkel und Nietdurchmesser angeben. Das Maß e wird von dem Durchmesser des Döppers, mit dem der Schließkopf gebildet wird, bedingt.

**Kleinster zulässiger Abstand e
zweier im Winkeleisen gegenüberstehender Niete.**

Schenkel- breite mm	Wurzel- maß b bezw. b' mm	Nietdurchmesser d in $\overset{mm}{\mu}m$					
		13	16	18	20	23	26
45	25	25					
50	30	20					
55	30	20	30				
60	35	10	25	25			
65	35	15	20	25	30		
70	40	—	15	20	25		
75	40	—	15	20	25		
80	45	—	—	—	15	25	
90	50	—	—	—	—	15	
100	55	—	—	—	—	—	20
110	60	—	—	—	—	—	—
120	65	—	—	—	—	—	—
130	50/95	—	—	—	15	25	35
140	50/100	—	—	—	—	15	30
150	60/110	—	—	—	—	—	20
160	60/115	—	—	—	—	—	20
Durchmesser des Döppers d^1 }		35	40	43	45	50	55

4. Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete einer Verbindung.

Leider liegen noch sehr wenige Versuche vor, die einen sicheren Schluß auf die Verteilung der anzuschließenden Kraft auf die einzelnen Niete einer Verbindung zuließen. Es steht jedenfalls fest, daß die allgemeine Annahme, daß alle Niete einer Verbindung gleich beansprucht werden, nur dann Berechtigung hat, wenn sie mit den Formänderungen der verbundenen Teile in Einklang steht.

Nimmt man an, daß sich alle Niete der in den Abb. 64a u. b dargestellten Verbindung gleichmäßig an der Kraftaufnahme beteiligen, so muß für jeden

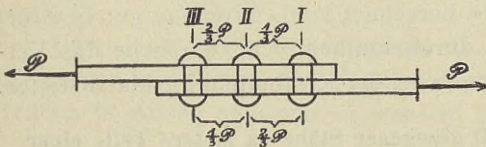


Abb. 64a.

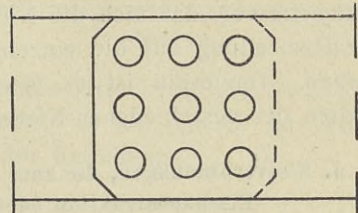


Abb. 64b.

der beiden Stäbe, für den obersten von links, für den untersten von rechts beginnend in jeder Nietreihe ein Kräfteabfall von $\frac{1}{3}P$ eintreten. Die Folge

hiervon wäre, daß sich die Teile der beiden Stäbe zwischen je zwei Nietreihen entsprechend der in ihnen herrschenden ungleichen Kraft ungleich ausdehnen, da sie gleichen Querschnitt besitzen; diese Formänderung ist aber unmöglich und infolgedessen auch die angenommene Kraftverteilung auf die Niete. Sieht man vorläufig von der Formänderung der Niete ab, so ist

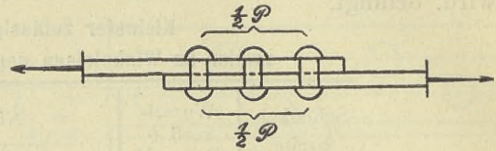


Abb. 65.

es vielmehr wahrscheinlich, daß die äußersten Nietreihen allein die Kraft aufnehmen. Es erfolgt dann wenigstens eine Formänderung, die nicht mit der Kraftverteilung in Widerspruch steht (Abb. 65). Nun tritt aber sicher auch eine Formänderung der Niete ein (Abb. 66), an der sich auch die mittelste Nietreihe beteiligen muß. Nimmt man beispielsweise an, daß die äußersten

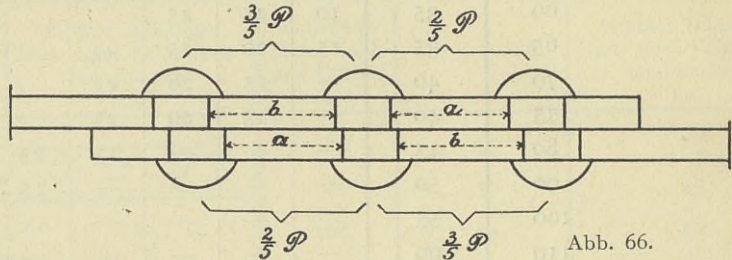


Abb. 66.

Nietreihen je $\frac{2}{5} P$ und die mittelste Nietreihe $\frac{1}{5} P$ erhalten, so gibt dies einen Belastungszustand, der sich wohl mit der Formänderung vereinbaren läßt. In der Abb. 66 ist die Formänderung der Niete übertrieben dargestellt. Die Entfernungen a sind kleiner als b , ein Ergebnis, das in Einklang mit der Formänderung infolge der in den Strecken a und b herrschenden Zugkräfte steht. Um dem Übelstande, daß sich einzelne Niete nur im geringen Maße an der Kraftaufnahme beteiligen, abzuhelpfen, müßten den Stabteilen der beiden Stäbe zwischen je zwei Nietreihen solche Querschnitte zugewiesen werden, die eine mit der gleichen Beanspruchung aller Niete übereinstimmende Formänderung ermöglichen. So müßte z. B. bei der in der Abb. 64 wiedergegebenen Anordnung der obere Stab zwischen I und II, der untere Stab dagegen zwischen II und III nur die Hälfte des Querschnittes, der an den übrigen Stellen vorhanden ist, besitzen. Eine derartige Querschnittsverminderung läßt sich aber nicht ausführen. Diese Betrachtungen zeigen jedenfalls, daß man auf eine gleiche Beanspruchung aller Niete einer Verbindung nicht rechnen darf, daß vielmehr einzelne Niete erheblich mehr beansprucht werden, als die anderen. Andererseits liegt jedoch die beruhigende Tatsache vor, daß sich die Nietverbindungen, die unter der Annahme gleicher Kraftverteilung auf die einzelnen Niete berechnet sind, durchaus gut bewährt haben. Immerhin ist es erwünscht, durch umfangreiche Versuche das Verhalten der verschiedenen Nietverbindungen bei der Kraftaufnahme klarzustellen.

5. Nietverbindungen, die zum Anschluß gezogener Stäbe an andere Teile einer Eisenkonstruktion oder zur Stoßdeckung solcher Stäbe dienen.

Während man bei gedrückten Stäben die Nietlöcher nicht von dem Stabquerschnitt abzuziehen braucht, weil die Kraftübertragung an die Niete in der vorderen Lochleibung des Nietloches erfolgt (Abb. 67), ist es bei gezogenen

Stäben erforderlich, gewisse Nietlöcher von dem Querschnitt in Abzug zu bringen, weil die Kraftübertragung an die Niete erst in der hinteren Lochleibung bewirkt wird (Abb. 68).

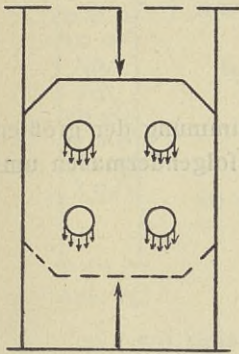


Abb. 67.

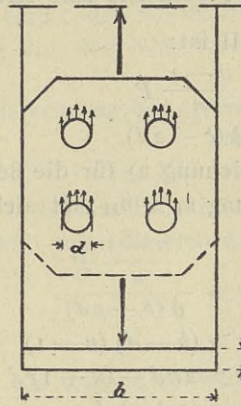


Abb. 68.

Bei der hier dargestellten Anordnung muß vom Querschnitt $b \cdot \delta$ die Fläche $2 \cdot d \cdot \delta$ abgezogen werden, für die Übertragung der Zugkraft P kommt also nur der nutzbare Querschnitt $(b - 2d) \cdot \delta$ in Frage.

Handelt es sich nicht um Niete, die Kräfte aufzunehmen haben, sondern nur um sogenannte Heftniete, die einzelne Teile, aus denen gedrückte oder gezogene Stäbe zusammengesetzt sind, zu-

sammenhalten, so müssen in gezogenen Stäben die Nietlöcher ebenfalls in Abzug gebracht werden, deren Lage dies erfordert, weil in den Nietlöchern keine Zugkräfte übertragen werden können.¹⁾ Dagegen ist es üblich, in gedrückten Stäben diese Nietlöcher nicht abzuziehen, indem man von der Annahme ausgeht, daß die Niete die Löcher ganz ausfüllen und somit eine Übertragung der Druckkraft gewährleistet ist.

Man wird bei gezogenen Stäben eine solche Nietstellung wählen, die mit dem geringsten Verlust für die Querschnittsgröße verbunden ist.

Die hierbei zu beachtenden Regeln sind sehr einfach. Handelt es sich beispielsweise um den Stoß eines gezogenen Flacheisens, der auf der einen Seite durch eine Lasche gedeckt wird, und erfordert die Stoßdeckung beiderseits des Stoßes neun Niete, so wäre es falsch, die Anordnung der Niete nach Abb. 64 zu gestalten, da sie den Abzug von drei Nietlöchern erforderlich macht, also der nutzbare Querschnitt nur die Größe $b \cdot \delta - 3d\delta$ besitzt. Man bildet den Stoß vielmehr nach Abb. 69 oder 70 aus.

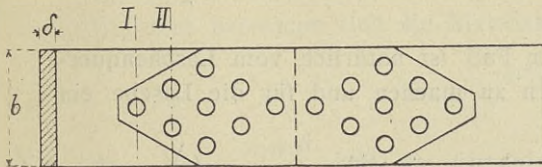


Abb. 69.

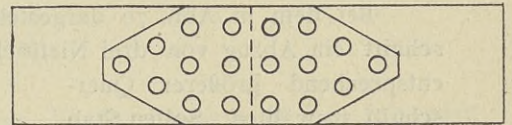


Abb. 70.

Unter einer gewissen Bedingung, der die folgende Betrachtung gilt, braucht bei dieser Anordnung der Niete vom Querschnitt $b \cdot \delta$ des Stabes nur ein Nietloch in Abzug gebracht zu werden, um aus der Beziehung:

$$a) \quad \sigma_1 = \frac{P}{\delta(b - d)}$$

die größte Spannung im Stabe zu errechnen. P bedeutet die im Stabe herrschende Zugkraft und d den Nietdurchmesser. Nimmt man an, daß die Kraft P sich

¹⁾ Siehe hierzu die Abb. 232 und die zugehörige Beschreibung.

gleichmäßig auf die n Niete der Verbindung verteilt, so nimmt jeder Niet $\frac{F}{n}$ auf und der erste Niet gibt an die Stoßlasche eine Kraft $= \frac{P}{n}$ ab.

Die Spannung im Querschnitt II ist:

$$\sigma_{II} = \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta (b-2d)}$$

Ist nun $\sigma_I > \sigma_{II}$, so ist die Gleichung a) für die Bestimmung der größten Spannung maßgebend. Die Bedingung $\sigma_I > \sigma_{II}$ läßt sich folgendermaßen umformen:

$$\begin{aligned} \frac{P}{\delta (b-d)} &> \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta (b-2d)} \\ (b-2d) n &> (b-d) (n-1) \\ nb - (n-1)b &> 2nd - (n-1)d \\ b &> (n+1)d. \end{aligned}$$

Ist also $b > (n+1)d$, so ist die Spannung im Querschnitt I, die aus der Gleichung $\sigma_I = \frac{P}{\delta (b-d)}$ errechnet wird, die größte.

Ist dagegen diese Bedingung nicht erfüllt, so ist die Spannung im Querschnitt II: $\sigma_{II} = \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta (b-2d)}$ größer als σ_I , und falls

$$\begin{aligned} \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta (b-2d)} &< \frac{\frac{n-3}{n} P}{\delta (b-3d)} \\ \text{d. h. } b &< \frac{d(n+3)}{2} \end{aligned}$$

ist, so ist sogar die Spannung in Querschnitt III $= \frac{\frac{n-3}{n} P}{\delta (b-3d)}$ größer als σ_{II} .

Die Bedingung $b > (n+1)d$ lehrt, daß die Zahl der Anschluß- oder Stoßniete nicht beliebig vermehrt werden darf, ohne den nutzbaren Querschnitt des Stabes zu vermindern.

Bei dem in Abb. 70 dargestellten Fall ist natürlich vom Laschenquerschnitt ein Abzug von drei Nietlöchern zu machen und für die Lasche ein entsprechend größerer Querschnitt zu wählen. Sollen Stab und Lasche denselben Querschnitt erhalten, so sind die Niete nach Abb. 69 anzuordnen. Handelt es sich um den Anschluß von gezogenen Stäben an Knotenbleche, so sind dieselben Regeln zu beachten. Das Knotenblech besitzt in der Regel reichlich

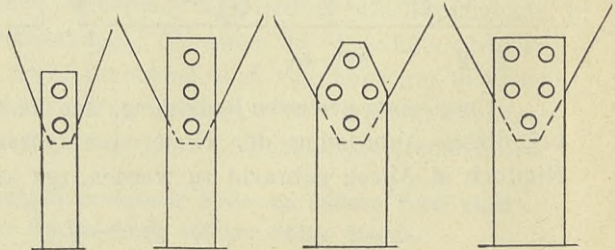


Abb. 71.

Abb. 72.

Abb. 73.

Abb. 74.

Querschnitt, so daß es auch beim Abzug von mehr als einem Niet nicht überanstrengt wird. Die Abb. 71 bis 74 zeigen einige zweckmäßige unmittelbare

Anschlüsse von Zugstäben an Knotenbleche. Beim Anschluß eines Zugstabes mittels einer Lasche ist die in Abb. 75 dargestellte Nietstellung erforderlich, um eine Überanstrengung der Lasche zu vermeiden. Der Querschnitt des Knotenbleches ist so reichlich, daß auch ein Abzug von drei Nietlöchern noch zulässig ist.

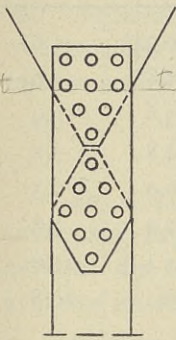


Abb. 75.

6. Berechnung der erforderlichen Anzahl von Nieten für einen Anschluß oder Stoß.

a) Einschnittige Vernietung.

1. Ist die Blechstärke δ größer als $0,393 d$ (vergl. S. 16), so erhält man die erforderliche Nietanzahl n aus der Gleichung:

$$n = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a}$$

2. Ist δ kleiner als $0,393 d$, so wird n berechnet aus der Bedingung:

$$n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l}$$

b) Zweischnittige Vernietung.

1. Ist $\delta < 0,785 d$, so folgt n aus der Bedingung:

$$n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l}$$

2. Ist $\delta > 0,785 d$, so ergibt sich n aus der Gleichung:

$$n = \frac{P}{\frac{2 \pi d^2}{4} \sigma_a}$$

Für die einschnittige Vernietung liegt in der Regel der Fall vor, daß $\delta > 0,393 d$ und infolgedessen die Schertragkraft der Niete maßgebend ist. Man verfährt dann auch häufig so, daß man die nutzbare Querschnittsfläche des Stabes in Nietquerschnitte umrechnet, wobei natürlich auf das Verhältnis der für den Stab und die Niete zugelassenen Spannungen Rücksicht zu nehmen ist. Nach den preußischen Vorschriften sind für die Scherspannung der Niete nur $\frac{9}{10}$ der für die anzuschließenden Stäbe erlaubten Beanspruchung zugelassen. Hiernach berechnet sich die Nietanzahl nach der einfachen Formel:

$$n = \frac{10 F}{9 \pi d^2}$$

Die Werte $\frac{9 \pi d^2}{4}$ sind für verschiedene Nietdurchmesser in der folgenden Tabelle, in der noch einmal die im Vorstehenden erwähnten Werte zusammengestellt sind, angegeben.

Für die zweischnittige Vernietung ist meist der Lochleibungsdruck für die Bestimmung der erforderlichen Anzahl n der Anschlußniete maßgebend. Man errechnet n aus der Bedingung:

$$n = \frac{F \cdot \sigma}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l} = \frac{F \cdot \sigma}{2 \cdot d \cdot \delta \cdot \sigma_a} = \frac{10 F}{18 \cdot d \cdot \delta}$$













Die nachstehende Tabelle enthält auch die Werte $18 \cdot d$.

Handwritten notes:
 Der Querschnitt des Knotenbleches ist so reichlich, daß auch ein Abzug von drei Nietlöchern noch zulässig ist.
 man die Zugkraft, die auf alle Nieten
 zu

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
0,393 d	0,51	0,63	0,71	0,786	0,865	0,904	0,943	1,02
0,785 d	1,02	1,26	1,41	1,57	1,73	1,805	1,88	2,04
1,5 d	1,95	2,4	2,7	3,0	3,3	3,45	3,6	3,9
2,0 d	2,6	3,2	3,6	4,0	4,4	4,6	4,8	5,2
2,5 d	3,25	4,0	4,5	5,0	5,5	5,75	6,0	6,5
3 d	3,9	4,8	5,4	6,0	6,6	6,9	7,2	7,8
6 d	7,8	9,6	10,8	12,0	13,2	13,8	14,4	15,6
8 d	10,4	12,8	14,4	16,0	17,6	18,4	19,2	20,8
$\frac{\pi d^2}{4}$	1,327	2,01	2,54	3,14	3,8	4,15	4,52	5,31
$\frac{9\pi d^2}{4}$	11,95	18,1	22,86	28,26	34,2	37,35	40,68	47,79
18 d	23,4	28,8	32,4	36,0	39,6	41,4	43,2	46,8

Es empfiehlt sich, bei einem Bauwerk möglichst wenig verschiedene Nietdurchmesser zu verwenden. Man wird bei kleineren Bauwerken mit zwei, bei größeren mit drei verschiedenen Nietdurchmessern auskommen. Bei einem Überbau mit Buckelplattenabdeckung der Fahrbahn z. B. erhalten die Hauptträger Niete von 2,6 cm Durchmesser, die Fahrbahnträger von 2,3 cm und die Buckelplatten zu ihrer Befestigung Niete von 1,3 cm Durchmesser.

7. Bezeichnung der verschiedenen Nietdurchmesser.

Durchmesser in cm	N i e t e				Schrauben
	normal	auf der dem Beschauer zu- gekehrten Seite versenkt	auf der dem Beschauer ab- gekehrten Seite versenkt	auf der Baustelle zu schlagen	
2,6					
2,4					
2,3					
2,2					
2,0					
1,8					
1,6					
1,3					

Auf den Zeichnungen werden die verschiedenen Nietdurchmesser in der Regel dadurch kenntlich gemacht, daß die Kreise, welche die Niete darstellen, mit bestimmten Zeichen versehen werden. In der vorstehenden Tabelle sind zweckmäßige Unterscheidungsmerkmale für die verschiedenen Nietdurchmesser und verschiedenen Nietarten angegeben.

8. ZerreiBversuche mit Nietverbindungen.

Dr. H. Zimmermann hat im Jahre 1878 mit Nietverbindungen ZerreiBversuche zur Erprobung ihrer Festigkeit und ihres Verhaltens beim Bruch angestellt, die noch nicht durch andere Versuche überholt sind und deren Ergebnisse im folgenden teilweise wiedergegeben sind.

a) Nietverbindungen, bei denen sich die verbundenen Stäbe unmittelbar berühren (Abb. 76), besitzen größere Festigkeit, als Nietverbindungen, bei denen



Abb. 76.

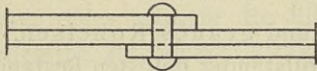


Abb. 77.

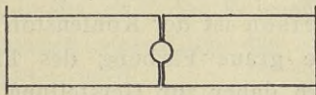


Abb. 78.

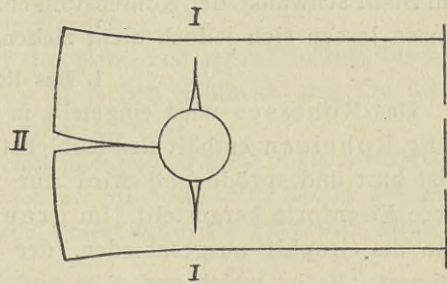


Abb. 79.

die gestoßenen Stäbe durch durchlaufende Stäbe getrennt sind (Abb. 77). Die Erscheinung erklärt sich dadurch, daß die gestoßenen Teile eine größere Nachgiebigkeit besitzen, als die durchlaufenden, und infolgedessen die letzteren stärker beansprucht werden, als die ersten. Der Bruch erfolgte bei Anordnungen nach Abb. 77 durch Zerreißen des durchgehenden Stabes am Nietloch. (Abb. 78). Als gefährliche Querschnitte bei der Anordnung nach Abb. 76 erwiesen sich die Querschnitte I und II (Abb. 79). Hierdurch werden die Erörterungen auf Seite 13 bestätigt.

b) Wird die Anzahl der Niete, die zwei durch eine durchlaufende Platte getrennte Stäbe verbinden, vergrößert, so wird dadurch die Festigkeit der ganzen Verbindung erhöht (Abb. 80 und 81).

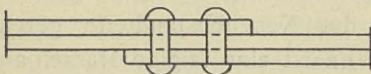


Abb. 80.

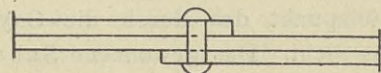


Abb. 81.

Erklärung: Durch die Vermehrung der Niete wird die Nachgiebigkeit der gestoßenen Teile vermindert und dadurch die durchlaufende Platte entlastet.

Abschnitt IV.

Das Material der eisernen Brücken.

A. Die verschiedenen Eisensorten.

Als Baumaterial für die eisernen Brücken findet Gußeisen, Schweißeisen, Schweißstahl, Flußeisen und Flußstahl Verwendung.

Das in der Industrie verwendete Eisen ist eine Legierung von Eisen und Kohlenstoff und geringen Mengen von Silicium, Phosphor, Schwefel und Mangan. Der Gehalt an Kohlenstoff bestimmt die Eisensorte.

Das im Hochofen erzeugte Roheisen ist das kohlenstoffreichste Eisen; es besitzt mehr als 2,3 vH. Kohlenstoff. Das Schweiß- und Flußeisen sind die kohlenstoffärmsten Eisensorten; ihr Kohlenstoffgehalt steigt etwa bis zu 0,5 vH. Beim Stahl schwankt der Kohlenstoffgehalt etwa zwischen 0,5 und 1,5 vH. Feste Grenzen lassen sich jedoch nicht ziehen.

1. Das Roheisen.

Das Roheisen wird eingeteilt in weißes und graues Roheisen. Das weiße Roheisen enthält den Kohlenstoff als vollständig gelösten Bestandteil. Es ist hart und spröde und wird nur zum Zweck der Umwandlung in eine andere Eisensorte hergestellt. Im grauen Roheisen ist der Kohlenstoff teilweise als Graphit ausgeschieden, der auch die graue Färbung des Eisens bestimmt. Es ist weich und zähe und eignet sich daher zur Herstellung von Guß. Das Gußeisen ist also graues Roheisen.

2 Das Schweißeisen.

Durch teilweise Entfernung der Nebenbestandteile des Roheisens, wie Silicium, Phosphor, Schwefel, Mangan und Kohlenstoff können die Eigenschaften einer hohen Festigkeit und einer großen Dehnbarkeit bedeutend verbessert werden.

Dies geschah früher allgemein durch das sogenannte Herdfrischen und Puddeln.

Beim Herdfrischen schmilzt man das Roheisen in Holzkohlenfeuer nieder und läßt es durch einen Luftstrom tropfen. Beim Puddelprozeß wird das Roheisen in einem wagerechten Flammofen unter Umrühren geschmolzen. Das Eisen kommt hierbei nicht mit dem Brennstoff selbst, sondern nur mit der Flamme in Berührung. In beiden Fällen übersteigt die Temperatur den Schmelzpunkt des durch die Oxydation der Nebenbestandteile gereinigten Eisens nicht. Das gewonnene Schweißeisen ist eine teigige Masse, aus der es in die Erstarrung übergeht. Die in die Masse eingeschlossene Schlacke läßt sich nicht vollständig durch Hämmern entfernen, sie bildet stets einen Bestandteil des Schweißeisens.

3. Das Flußeisen.

Im Gegensatz zum Schweißeisen wird das Flußeisen als eine flüssige Masse erhalten, die durch Abkühlung allmählich erstarrt. Durch geeignete Vorrichtungen wird die Temperatur beim Schmelzen so hoch getrieben, daß

sie den Schmelzpunkt des von den Nebenbestandteilen gereinigten Eisens weit übersteigt.

Man unterscheidet zwei Arten der Flußeisengewinnung:

- a) den Herdofenprozeß;
- b) den Birnenprozeß.

Beim ersteren erhält man das Flußeisen durch mischendes Schmelzen von Roheisen und Eisenschrott im Martinschen Flammofen, dessen Hitze durch Siemenssche Regenerativfeuerung auf 2000° gesteigert werden kann Sogenannter Siemens-Martin-Prozeß.

Bei den Birnenprozessen wird unter starkem Druck Luft von unten durch das flüssige Roheisen geblasen und hierdurch die Nebenbestandteile, namentlich der Kohlenstoff oxydiert. Die Birnengestalt des Gefäßes, in dem dies geschieht, hat dem Vorgang den Namen gegeben.

Man unterscheidet hier zwei Verfahren:

1. Das Bessemer- oder saure Verfahren.
2. Das Thomas- oder basische Verfahren.

Beim ersteren besteht das Futter der Birne fast ausschließlich aus Kieselsäure. Dies schließt die Bildung einer basischen Schlacke aus, die die Vorbedingung zur Verschlackung der Phosphorsäure ist.

Für den Bessemer-Prozeß ist also nur phosphorarmes Roheisen verwendbar, andererseits muß das Roheisen aber reich an Silicium sein, durch dessen Verbrennung wesentlich das Eisen bis zur Vollendung des Prozesses dünnflüssig erhalten wird.

Der Thomas-Prozeß läßt die Verwendung phosphorreichen Roheisens zu, weil die Birne mit einem basischen Futter, nämlich Dolomit versehen ist, das die Bildung einer basischen Schlacke verursacht.

Das basische Verfahren ist auch auf den Siemens-Martin-Prozeß durch entsprechende Ausfütterung des Flammofens übertragen worden. Früher war auch hier das saure Verfahren allein im Gebrauch.

4. Der Stahl.

Der Stahl wird dadurch erhalten, daß man bei den eben geschilderten Verfahren die Entkohlung des Eisens vor ihrer Vollendung unterbricht oder auf irgend eine Weise dem entkohlten Schweiß- oder Flußeisen Kohlenstoff wieder zuführt. Die letztere Herstellungsweise ist die allgemein übliche.

Das Flußeisen ist dem Schweiß Eisen an Festigkeit und Dehnbarkeit bedeutend überlegen. Trotzdem stand man ihm noch in den neunziger Jahren mit Mißtrauen gegenüber, weil es die Bearbeitung im kalten und warmen Zustande nicht so gut vertrug, wie Schweiß Eisen. Namentlich glaubte man, daß die Nietverbindungen der Stabanschlüsse an den Knotenpunkten sich nicht für das Flußeisen eigneten, und manche bedeutende Konstrukteure redeten deshalb der amerikanischen Gelenkbolzenverbindung das Wort. Durch die Vervollkommnung in der Herstellungsweise des Flußeisens sind diese Bedenken jedoch längst überwunden, und das Flußeisen hat das Schweiß Eisen aus dem Brückenbau verdrängt.

Lagerkörper und Säulen werden heute noch vielfach aus Gußeisen hergestellt. Für die Lager sollte jedoch an die Stelle des Gußeisens der Flußstahlguß treten und auch von der Verwendung für Säulen sollte man Gußeisen ausschließen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß hohe Säulen mit starken Wandungen häufig nicht sichtbare bedenkliche Fehlerstellen aufweisen. Es empfiehlt sich, die Säulen grundsätzlich aus Walzeisen zu bilden.

In Amerika wird neuerdings für die weitgespannten Brücken, bei denen das Eigengewicht den Einfluß der Verkehrslast erheblich übersteigt, zur Verringerung des Eigengewichtes ein neues Material mit sehr hoher Festigkeit, der sogenannte Nickelstahl verwendet. Nach den Ausschreibungsbedingungen für die Manhattanbrücke in New-York soll der Nickelstahl nicht weniger als 3,25 vH. Nickel und nicht mehr als 0,035 vH. Phosphor und 0,03 vH. Schwefel enthalten.

B. Bezeichnung der verschiedenen Eisensorten.

Erfahrungsgemäß sind noch immer recht unklare Bezeichnungen der einzelnen Eisensorten in Gebrauch. Es dürfte deshalb die Mitteilung der vom Ausschuß für technische Angelegenheiten des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen festgesetzten «Zusammenstellung der einheitlichen Benennungen der in der Güteprobenstatistik vorkommenden Eisen- und Stahlsorten» von Wert sein.

α. Bei Stücken, die durch Bearbeitung (Schmieden, Walzen, Pressen usw.) hergestellt sind, ist zu unterscheiden:

1. Schweißeisen, das ist das im teigigen Zustande hergestellte schmied- und schweißbare, aber nicht merklich härtbare Eisen.

2. Flußeisen, das ist das im flüssigen Zustande gewonnene und weiter bearbeitete, schmiedbare aber nicht merklich härtbare Eisen; je nach dem Herstellungsverfahren ist das Flußeisen zu benennen als:

- a) Bessemer-Flußeisen,
- b) Thomas-Flußeisen,
- c) saueres Martin-Flußeisen oder
- d) basisches Martin-Flußeisen.

3. Schweißstahl, das ist das im teigigen Zustande gewonnene schmied- und schweißbare, merklich härtbare Material.

4. Flußstahl, das ist das im flüssigen Zustande und weiter bearbeitete, schmiedbare und merklich härtbare Material; je nach dem Herstellungsverfahren ist dasselbe besonders zu bezeichnen als:

- a) Bessemer-Flußstahl,
- b) Thomas-Flußstahl,
- c) saurerer Martin-Flußstahl,
- d) basischer Martin-Flußstahl,
- e) Tiegel-Flußstahl,
- f) Nickel-Flußstahl oder
- g) Chrom-Flußstahl.

β. Bei Stücken, die durch Gießen hergestellt sind, ist zu unterscheiden:

1. Roheisenguß (Gußeisen), das ist das aus Roheisen in fertiger Form durch Guß hergestellte, nicht schmiedbare Erzeugnis. Eisengußstücke, welche durch Gießen in Metallformen an ihrer Oberfläche besonders hart gemacht werden, sind als «Hartguß» zu bezeichnen. Sind Eisenstücke nachträglich schmiedbar gemacht worden, so tritt die Bezeichnung «schmiedbarer Eisenguß» ein.

2. Flußeisenguß, das ist das aus Flußeisen in fertiger Form durch Guß hergestellte Erzeugnis; je nach der Herstellungsart des Flußeisens ist zu unterscheiden:

- a) Bessemer-Flußeisenguß,
- b) Thomas-Flußeisenguß,
- c) saurerer Martin-Flußeisenguß oder
- d) basischer Martin-Flußeisenguß.

3. Flußstahlguß, das ist das aus Flußstahl in fertiger Form durch Guß hergestellte Erzeugnis; je nach der Herstellungsart des Flußstahls ist zu unterscheiden:

- a) Bessemer-Stahlguß,
- b) Thomas-Stahlguß,
- c) saurerer Martin-Stahlguß,
- d) basischer Martin-Stahlguß,
- e) Tiegel-Stahlguß,
- f) Nickel-Stahlguß oder
- g) Chrom-Stahlguß.

C. Allgemeines über die Elastizität und Festigkeit des Eisens.

Unter der Annahme, daß sich zwei Kräfte P (Abb. 82) gleichmäßig über die beiden Endquerschnitte eines Stabes von überall gleichem Querschnittsinhalt F verteilen, erhält man die durch diese Kräfte P in einem Querschnitt hervorgerufene Spannung nach der Formel

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

Die Folge dieser Spannungen ist eine Längenänderung λ der Stablänge l .

Die auf die Längeneinheit bezogene Längenänderung $\epsilon = \frac{\lambda}{l}$ wird Dehnung genannt, sie ist positiv, wenn der Stab gezogen, negativ, wenn der Stab gedrückt wird.

Die Dehnung ist abhängig von der Größe der Spannung und der Dehnbarkeit des Materials. Bis zu einer bestimmten Grenze gilt für Flußeisen und andere Materialien das Gesetz, daß die Dehnungen geradlinig mit den Spannungen wachsen.

Dies Gesetz läßt sich in der Form niederschreiben:

$$\epsilon = \alpha \cdot \sigma.$$

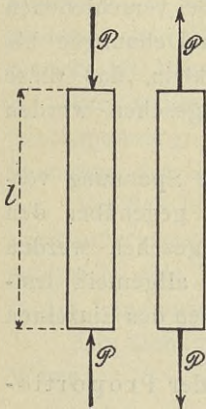


Abb. 82.

Hierin bedeutet α den Dehnungskoeffizienten des betreffenden Materials.

$$\alpha = \frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{\lambda}{l} \cdot \frac{1}{\sigma}$$

Setzt man hierin σ und $l = 1$, so erhält man α als die Längenänderung der Längeneinheit für das Kilogramm Spannung. Die Einführung des Dehnungskoeffizienten und seine Deutung rührt von Bach her.

In der technischen Welt ist heute noch allgemein die Gleichung für die Dehnung in der Form:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

in Gebrauch. E ist also der reziproke Wert von α und wird als Elastizitätsmodul bezeichnet. Dieser Elastizitätsmodul läßt sich als diejenige Spannung deuten, die einen in seiner Längenrichtung beanspruchten Körper um seine ganze Länge ausdehnt oder zusammendrückt. Bach spricht sich entschieden gegen die Beibehaltung des Elastizitätsmoduls als Begriff in der Festigkeitslehre deshalb aus, weil bei den Körpern, mit denen sich die Festigkeitslehre beschäftigt, solche Ausdehnungen unmöglich sind, und man sich unter einer Zusammendrückung um die ganze Länge nichts vorstellen kann. Dagegen ist der Dehnungskoeffizient α nicht allein ein stets vorstellbarer, sondern auch ein möglicher Begriff. Außerdem spricht für seine Einführung der Umstand, daß, wie es für eine anschauliche Vorstellung erwünscht ist, dem Material mit größerer Nachgiebigkeit auch ein größerer Dehnungskoeffizient entspricht; wegen die Tatsache, daß mit der Nachgiebigkeit des Materials der Elastizitätsmodul abnimmt, zu Unklarheiten im Denken Veranlassung gibt.

Wird nach der Belastung durch die Kraft P der Körper entlastet, so gehen die Dehnungen wieder zurück, aber nicht vollständig. Der Körper hat bleibende Dehnungen erlitten, die um so größer sind, je größer die Belastung war. Es gibt in Wirklichkeit keinen vollständig elastischen Körper, bei dem die Dehnungen nach der Entlastung vollständig verschwinden; bei verschiedenen Materialien, so auch bei Flußeisen sind jedoch die bleibenden Dehnungen bis zu einer gewissen Grenze der Belastung so verschwindend klein, daß diese Materialien unterhalb dieser Grenze als völlig elastisch angesehen werden können.

Hiernach muß unter der Elastizitätsgrenze diejenige Spannung verstanden werden, bis zu welcher die bleibenden Dehnungen gegenüber den wieder verschwindenden Dehnungen als unendlich klein angesehen werden können. Diese Grenze kann demnach nicht durch Versuche allgemein festgestellt werden, sondern ist auch von dem persönlichen Ermessen des Einzelnen abhängig.

Die Elastizitätsgrenze ist nicht zu verwechseln mit der Proportionalitätsgrenze, die diejenige Spannung angibt, bis zu der die Dehnungen im geradlinigen Verhältnis zu den Spannungen wachsen.

Bei vielen Materialien, so auch beim Flußeisen liegt gleich oberhalb der Proportionalitätsgrenze die sogenannte Fließ- oder Streckgrenze, bei der

der Stab ohne Zunahme der Belastung oder bei ganz geringem Zuwachs erhebliche Längenänderungen erfährt. Die Materialprüfungsmaschinen mit Hebel und Laufgewicht zeigen das Erreichen der Streckgrenze durch Sinken des Hebels an. Erfolgt während des Streckens ein Spannungsabfall, so unterscheidet man zwischen oberer und unterer Streckgrenze.

Der Zustand des Streckens hält nicht lange an, bald ist wieder eine Erhöhung der Belastung nötig, um die Längenänderung zu vergrößern. Die Belastung muß so lange zunehmen, bis die Bruchgrenze erreicht ist. Von da ab beginnt unter Spannungsabfall bei Zugbeanspruchung die Einschnürung des Stabes (Abb. 83), bis schließlich die Trennung erfolgt.



Abb. 83.

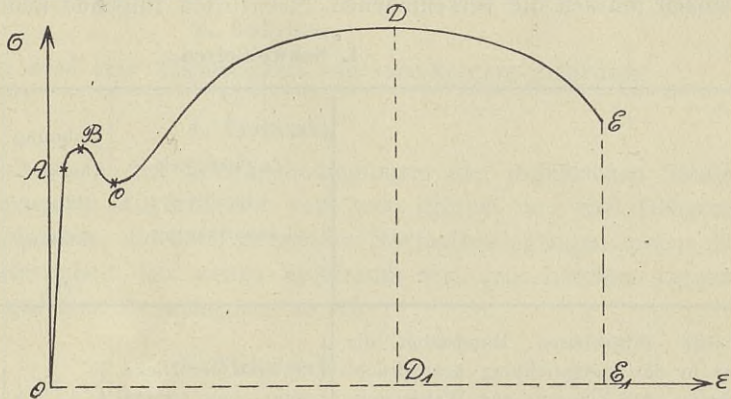


Abb. 84.

Trägt man z. B. für einen Flußeisenstab die Spannungen auf der Senkrechten und die zugehörigen Dehnungen auf der Wagerechten von zwei Koordinatenachsen auf und zieht durch die Endpunkte der einzelnen Größen Parallelen, so erhält man durch Verbindung der Schnittpunkte dieser Parallelen die in der Abb. 84¹⁾ dargestellte Kurve. Hierin gibt *A* die Proportionalitätsgrenze, *B* die obere und *C* die untere Streck- oder Fließgrenze an. Die Strecke *D*₁*D* stellt die größte Spannung dar, welche der Stab aufzunehmen imstande ist, die sogenannte Bruchspannung. Nachdem diese Spannung erreicht ist, beginnt der Stab an einer Stelle sich stark einzuschnüren (Abb. 83). Zu seiner weiteren Verlängerung genügt eine Spannung, die geringer als die Bruchspannung ist. Wenn die Verlängerung die Größe *OE*₁ und die zugehörige Spannung die Größe *E*₁*E* erreicht haben, tritt die Trennung des Stabes ein.

Mit den Längenänderungen des Stabes in der Längenrichtung sind stets Formänderungen in der Querrichtung verbunden. Einer Zunahme der Länge entspricht eine Verminderung des Querschnittes und einer Zusammendrückung in der Längenrichtung eine Vergrößerung des Querschnittes.

Die Dehnungskoeffizienten der verschiedenen Eisensorten haben folgende Werte:

$$\text{Gußeisen: } \frac{1}{750\,000} \quad \frac{1}{105\,000\,0}$$

$$\text{Flußeisen: } \frac{1}{2\,150\,000}$$

$$\text{Schweißeisen: } \frac{1}{2\,000\,000}$$

$$\text{Flußstahl: } \frac{1}{2\,200\,000}$$

¹⁾ Siehe Bach: Elastizität und Festigkeit.

D. Die an die Materialien der eisernen Brücken zu stellenden Anforderungen.

Die Behörden und Städte haben in ihren besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von Eisenkonstruktionen die an die Materialien, aus denen diese Konstruktionen hergestellt werden, zu stellenden Anforderungen niedergelegt. Diese sind selbstverständlich nicht willkürlich festgesetzt worden, sondern das Ergebnis eingehender Verhandlungen mit Vertretern der Eisenhüttentechnik und der Materialprüfungswissenschaft.

Danach müssen die verschiedenen Eisensorten folgende Bedingungen erfüllen.

1. Schweißisen.

	Zugfestigkeit in der Längsrichtung	Dehnung in der Längs- richtung vH.	Zug- festigkeit in der Quer- richtung kg/qcm	Dehnung in der Quer- richtung vH.
Bleche, Winkeleisen, Rundstäbe, die nur in der Längsrichtung beansprucht werden, und Flansche von Walzträgern der I -, Z -, und L -Form	je nach der Dicke 3600—3400 kg/qcm	12	—	—
Bleche mit ausgesprochener Längsrichtung, die vorwiegend auf Biegung beansprucht werden, z. B. Stegbleche von Blechträgern und Stege von Walzträgern der I -, Z - und L -Form	je nach der Dicke 3500—3300 kg/qcm	10	2800	3
Bleche ohne ausgesprochene Längsrichtung, die Spannungen in verschiedenen Richtungen aufzunehmen haben (z. B. Anschlußbleche)	Zugfestigkeit in der Hauptwalz- richtung 3500 kg/qcm	10	3000	4
Niete und Schrauben: bis zu 25 mm Durchmesser	3800 kg/qcm	18	—	—
von mehr als 25—40 mm Durchmesser	3600 „	15	—	—

2. Flußeisen.

Während die Vertragsbedingungen der preußischen Staatseisenbahnverwaltung für das Flußeisen ohne Unterschied für die Längs- und Querrichtung eine Zugfestigkeit von mindestens 3700 kg und höchstens 4400 kg für das Quadratcentimeter und eine Dehnung von 20 vH. verlangen, stellen z. B. die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau, aufgestellt von dem Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Verein deutscher Ingenieure und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute auch an das Flußeisen für die Längs- und Querrichtung verschiedene Anforderungen.

Es soll betragen:

in der Längsrichtung

die Zugfestigkeit mindestens 3700, höchstens 4400 kg/qcm; die
Dehnung mindestens 20 vH.;

in der Querrichtung

die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4500 kg/qcm; die
Dehnung mindestens 17 vH.;

bei Niet- und Schraubenmaterial

die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4200 kg/qcm; die
Dehnung mindestens 22 vH.

3. Gußeisen.

Für Gußeisen wird eine Zugfestigkeit von 1200 kg/qcm gefordert.

4. Flußstahl.

Für Flußstahl ist in den Vertragsbedingungen der preußischen Staats-
eisenbahnverwaltung eine Zugfestigkeit von 5200 kg/qcm und eine Dehnung
von 12 vH. vorgeschrieben, die oben genannten Normalbedingungen lassen da-
gegen für die Zugfestigkeit den weiten Spielraum von 4500 bis 6000 kg/qcm
zu und verlangen nur eine Dehnung von 10 vH.

5. Nickelstahl.

Für die Nickelstahlstäbe der Manhattanbrücke in New-York sind folgende
Mindestforderungen gestellt worden.

Bruchfestigkeit: 6000—6700 kg/qcm

Bruchdehnung: $\frac{113\,000}{\text{Bruchfestigkeit}}$ vH.

Die Preußische Staatseisenbahnverwaltung verlangt für das Material, das
zu den Lokomotivachsen aus Nickelflußstahl verwendet wird, eine Bruchfestig-
keit von 6000 kg/qcm und eine Dehnung von 18 vH. Es wird sogar beabsichtigt,
künftig eine Mindestfestigkeit von 7000 kg/qcm vorzuschreiben.

Für die verschiedenen Eisensorten wird außerdem noch eine Reihe von
Bearbeitungsproben gefordert, deren Aufzählung hier zu weit führen würde. Es
wird auf die betreffenden Vorschriften der Behörden verwiesen.*)

Abschnitt V.

Zulässige Beanspruchungen.

Allgemeines.

Für die Beurteilung der Frage, bis zu welcher Grenze die verschiedenen
Eisensorten im Brückenbau beansprucht werden dürfen, sind nicht die Bruch-
festigkeiten maßgebend. Diese geben diejenigen Spannungen an, bei denen durch

*) Z. B. Besondere Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung
von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen der preußischen Staatseisenbahnen.

einmalige, allmählich wachsende Belastung der Bruch herbeigeführt wird. Nun ist aber durch Versuche festgestellt worden, daß bei oft wiederholter Belastung, durch die die Elastizitätsgrenze überschritten, aber die Bruchgrenze noch nicht erreicht wird, der Bruch herbeigeführt werden kann. Diese Erscheinung findet darin ihre Erklärung, daß bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze die bleibenden Dehnungen nicht mehr verschwindend klein sind und sich nach jeder weiteren Belastung vergrößern. Andererseits steht aber auch die Tatsache fest, daß beliebig oft wiederholte Belastungen, die einen Stab unter der Elastizitätsgrenze beanspruchen, auch für den Fall, daß diese Belastungen zwischen Zug und Druck wechseln, den Bruch nicht herbeiführen und das Material nicht in seiner Beschaffenheit schädigen können. Wenn also die in den Gliedern einer eisernen Brücke herrschenden Spannungen unter Berücksichtigung sämtlicher Einflüsse errechnet werden könnten, so ständen hiernach keine Bedenken entgegen, die Glieder bis zur Elastizitätsgrenze zu beanspruchen. In den Festigkeitsberechnungen können nun aber die Einflüsse, die Montierungsfehler, ungleichmäßige Kraftaufnahme zusammengesetzter Querschnitte und die beim Walzen nicht zu vermeidenden, verschiedenen Dehnungskoeffizienten ein und desselben Gliedes auf die Spannungen ausüben, überhaupt nicht berücksichtigt werden. Ferner kann der Einfluß der Stoßwirkung bewegter Lasten auf die Spannkkräfte nur höchst unvollkommen in der Berechnung in die Erscheinung treten. Schließlich werden in der Regel die Berechnungen ohne Berücksichtigung des Einflusses der starren Knotenpunktverbindungen durchgeführt.

Unter den zugelassenen Spannungen sind demnach diejenigen zu verstehen, welche in den Gliedern einer eisernen Brücke von den rechnerisch nachgewiesenen Stabkräften hervorgerufen werden dürfen, und diese müssen in solchen Grenzen gehalten werden, daß auch die rechnerisch nicht nachgewiesenen oder nachzuweisenden Einflüsse auf keinen Fall eine Erhöhung der Spannungen über die Elastizitätsgrenze verursachen.

Die Stoßwirkungen bewegter Lasten werden von verschiedenen Verwaltungen durch Einführung eines Stoßkoeffizienten berücksichtigt, der entweder unabhängig von der Stützweite des Bauwerkes festgesetzt ist, oder dessen Größe mit wachsender Stützweite abnimmt. Letzteres Verfahren ist entschieden das richtigere von beiden, da mit der Stützweite die Masse der Brücke wächst und die Stoßwirkung abgeschwächt wird. Für Eisenbahnbrücken schwankt die Größe des Stoßkoeffizienten für die verschiedenen Stützweiten zwischen 1,4 und 2,0. Für Straßenbrücken ist der Stoßkoeffizient auch abhängig von der Beschaffenheit der Fahrbahndecke.

A. Eisenbahnbrücken.

Die preußische Staatseisenbahnverwaltung hat von der Einführung eines Stoßkoeffizienten Abstand genommen, dafür aber der Stoßwirkung bei der Festsetzung der zugelassenen Spannungen dadurch Rechnung getragen, daß für die Teile der Fahrbahn, die die Stöße unmittelbar aufzunehmen haben, und die Hauptträger von geringer Stützweite kleinere Spannungswerte als zulässig

erachtet sind, als für die Hauptträger von größerer Stützweite. In den betreffenden Vorschriften der preußischen Staatseisenbahnverwaltung ist eine Unterscheidung zwischen Spannungen, die ohne und mit Berücksichtigung des Winddruckes zugelassen werden, vorgesehen. Die letzteren sind größer als die ersten. Dies hat seine Berechtigung in der Überlegung, daß das Zusammen- treffen von größtem Winddruck und größter senkrechter Belastung nur selten vorkommen wird, und für die vereinzelt Fälle das Auftreten größerer Spannungen unbedenklich ist. In den nachstehenden Tabellen sind die zulässigen Spannungen für die verschiedenen Teile einer Brücke, für die Hauptträger verschiedener Stützweite, für Fluß- und Schweißeisen zusammengestellt. Die eingeklammerten Zahlen gelten für Schweißeisen, die übrigen für Flußeisen.

Hauptträger.

Stützweite bis zu	Zulässige Beanspruchung der Hauptträgereglieder		Zulässige Beanspruchung der Niete in den Hauptträgeregliedern	
	ohne Rücksicht auf Wind kg/qcm	mit Rücksicht auf Wind kg/qcm	auf Abscheren kg/qcm	in der Loch- leibung kg/qcm
10 m	800 (750)	1000 (900)	750	1500
20 m	850 (765)	1000 (900)	765	1530
40 m	900 (810)	1050 (945)	810	1620
80 m	950 (855)	1100 (990)	855	1710
120 m	1000 (900)	1150 (1035)	900	1800
160 m	1050 (945)	1200 (1080)	945	1890
200 m	1100 (990)	1250 (1125)	990	1980

Fahrbahn.

Art der Fahrbahn	Zulässige Be- anspruchung der Längs- und Quer- träger kg/qcm	Zulässige Beanspruchung der Anschlußniete	
		auf Abscheren kg/qcm	in der Lochleibung kg/qcm
Schotter oder Kiesbett	800 (750)	750	1500
Schienen auf Querschwellen	750 (700)	700	1400
Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längs- oder Querträgern }	700 (650)	650	1300

Die Brückenvorschriften der Preußischen Staatsbahnen enthalten keine Angaben über die zulässigen Beanspruchungen für Gußeisen und Flußstahl. Es können für diese Materialien folgende Spannungswerte als zulässig erachtet werden.

Gußeisen	{	Druck: 700 kg/qcm Zug: 200 kg/qcm Biegung: 250 kg/qcm
Flußstahl	{	Druck: 1500 kg/qcm Zug und Biegung: 1200 kg/qcm

Die Nickelstahlstäbe der amerikanischen Brücken werden bis zu 2750 kg/qcm beansprucht.

Kiefern- und Eichenholz	{	75 kg/qcm 125 kg/qcm bei Bauten kurzen Bestandes, wie Notbrücken, Gerüsten usw.
-------------------------	---	---

Druck auf den Auflagerquader: 50 kg/qcm.

B. Straßenbrücken.

Für die Fahrbahn und die Hauptträger der Straßenbrücken dürften folgende Spannungswerte als zulässig zu erachten sein.

Die eingeklammerten Zahlen gelten für Schweißeisen, die übrigen für Flußeisen.

Hauptträger.

Stützweite bis zu	Zulässige Beanspruchung der Hauptträgerglieder		Zulässige Beanspruchung der Niete in den Hauptträgergliedern	
	ohne Rücksicht auf Wind	mit Rücksicht auf Wind	auf Abscheren	in der Lochleibung
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
20 m	900 (810)	1000 (900)	810	1620
60 m	1000 (900)	1100 (990)	900	1800
100 m	1100 (990)	1200 (1080)	990	1980
über 100 m	1200 (1080)	1300 (1170)	1080	2160

Fahrbahn.

Zulässige Beanspruchung } 850
der Längs- und Querträger } (750) kg/qcm

Zulässige Beanspruchung der Niete

1. auf Abscheren 750
2. in der Lochleibung 1500

Für die übrigen Materialien sind dieselben Spannungen wie bei den Eisenbahnbrücken zugelassen.

Vianello gibt für die zulässigen Beanspruchungen der Hauptträger von Straßenbrücken bei schwerer Fahrbahn die Formel: $1,40 - \frac{8}{L+4}$ t/qcm und bei leichter Fahrbahn: $1,30 - \frac{6}{L+3}$ t/qcm. Hierin ist die Stützweite L in m einzuführen.

Abschnitt VI.

Belastungsannahmen.

A. Eisenbahnbrücken.

1. Verkehrslasten.

Die Verkehrslasten einer eisernen Eisenbahnbrücke bilden die verschiedenen über sie fahrenden Lokomotiven und Wagen. Es ist nun nicht gesagt, daß die schwersten dieser Lokomotiven mit den schwersten Wagen für die Berechnung der Brücke maßgebend sind. Eine im ganzen leichtere Lokomotive mit anderen Radständen und anderer Lastverteilung kann in einzelnen Gliedern des Hauptträgers und in den Fahrbahnträgern größere Beanspruchungen verursachen, als die schwerere Lokomotive. Man müßte also die Brücken für alle sich über sie bewegend, von einander verschiedenen Lastenzüge berechnen. Um einen so erheblichen Arbeitsaufwand zu umgehen, ist es angezeigt, einen ideellen Lastenzug anzunehmen, der in seinen Radständen und Achslasten so zu bemessen ist, daß er die einzelnen Glieder einer Brücke mindestens so hoch beansprucht, wie irgend einer der wirklich verkehrenden Lastenzüge. Bei der Festsetzung ideeller Lastenzüge in früheren Jahren ist nun zu wenig Rücksicht auf das Anwachsen des Gewichtes und der Lasten der Betriebsmittel genommen worden, ein Umstand, der die baldige Verstärkung oder Auswechslung der Brücken zur Folge hatte. Man hat deshalb bei der Einführung neuer Lastenzüge in gebührendem Maße auf eine weitere Zunahme des Gewichtes in den Lasten der Betriebsmittel Bedacht genommen. Im Jahre 1900 hat die Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen in den technischen

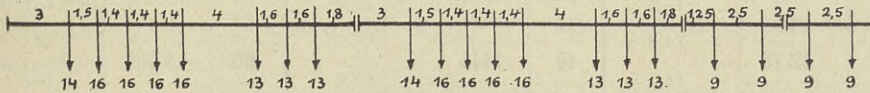


Abb. 85.

Vereinbarungen eine Bestimmung aufgenommen, nach der die Tragfähigkeit neu zu erbauender oder umzubauender Brücken mindestens nachstehendem Lastenzug entsprechen muß (Abb. 85).

Die Vereinsverwaltungen waren hiernach gezwungen, soweit ihr Lastenzug geringere Beanspruchungen für die Glieder der Brücken ergab, als der angegebene, entweder den vorgeschriebenen Lastenzug zu übernehmen oder selbständig einen neuen Lastenzug zu wählen. Mit Rücksicht darauf, daß man bei der Festlegung eines Lastenzuges innerhalb gewisser Grenzen doch auf

Schätzung angewiesen ist, empfiehlt es sich, zur Erleichterung bei der Berechnung und zur Erhöhung der Übersichtlichkeit möglichst wenig verschiedene Achslasten und Radstände einzuführen. Mustergültig ist in dieser Beziehung der im Jahre 1901 zur Einführung gelangte Lastenzug der preußischen Staats-eisenbahnen (Abb 86), der nur zwei verschiedene Achsdrucke von 17 t und 13 t

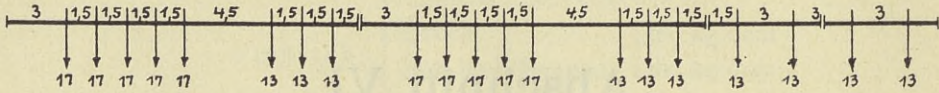


Abb. 86.

aufweist und bei dem alle Radstände gleich 1,5 m oder gleich einem vielfachen dieses Wertes sind. Auch Sachsen, Baden und Württemberg haben diesen Lastenzug angenommen, während die anderen Verwaltungen des Vereins etwas abweichende Lastenzüge vorgeschrieben haben, die jedoch in ihrer Wirkung nicht allzu sehr von dem preußischen Lastenzug abweichen. Da erfahrungsgemäß für einzelne Achsen, z. B. die Triebachsen der Schnellzugslokomotiven

L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$	L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$	L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$
m	mt	t	m	mt	t	m	mt	t
1,0	5,00	5,00	15	243,9	26,1	60	2 900	81,5
1,2	6,00	5,00	16	270,0	27,8	62	3 063	84,5
1,4	7,00	5,00	17	297,8	29,2	64	3 232	85,0
1,6	8,00	5,00	18	327,0	32,8	66	3 402	86,5
1,8	9,00	5,00	19	359,8	34,2	68	3 575	88,0
2,0	10,00	5,00	20	394,0	37,5	70	3 751	88,0
2,2	11,00	5,00	22	469,0	40,8	72	3 927	91,0
2,4	12,00	5,80	24	550,5	40,8	74	4 109	93,0
2,6	13,16	9,25	26	632,0	48,1	76	4 295	94,5
2,8	15,01	9,30	28	728,2	52,1	78	4 484	95,0
3,0	16,88	9,40	30	832,3	53,5	80	4 674	97,0
3,2	18,76	9,50	32	939,2	55,4	82	4 868	97,5
3,5	21,61	13,8	34	1050	57,5	84	5 063	100
4,0	28,50	14,2	36	1165	60,5	86	5 263	101
4,5	35,63	14,2	38	1286	65,0	88	5 464	103
5,0	42,75	14,3	40	1416	68,0	90	5 669	104
6	57,00	16,4	42	1552	68,5	92	5 876	107
7	73,45	20,1	44	1689	71,5	94	6 089	107
8	93,50	21,2	46	1832	72,0	96	6 303	109
9	114,7	21,2	48	1976	73,5	98	6 520	110
10	135,9	21,2	50	2123	75,0	100	6 740	118
11	157,1	21,3	52	2273	75,0	110	7 918	126
12	178,4	21,3	54	2423	77,0	120	9 176	134
13	199,7	21,3	56	2577	80,0	130	10 520	144
14	221,0	22,9	58	2737	81,5	140	11 965	155
15	243,9		60	2900		150	13 510	

und die Tenderachsen mit sehr hohen Lasten gerechnet werden muß, so sehen die preußischen Vorschriften mit Recht für die Hauptträger von kleiner Stützweite und die Fahrbahnträger noch folgende vier Lastgruppierungen (Abb. 87) vor, die überall da der Rechnung zugrunde zu legen sind, wo sie höhere Beanspruchungen ergeben, als der Lastenzug in der Abb. 86.

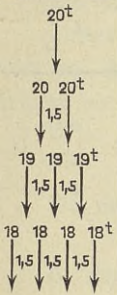


Abb. 87.

Um an Zeit bei der Aufstellung der Festigkeitsberechnungen zu sparen, hat die preußische Staatseisenbahnverwaltung die größten Momente für Balkenträger auf zwei Stützen mit Stützweiten von 1,0 bis 150 m für den von ihr vorgeschriebenen Lastenzug ein für allemal bestimmt, wobei außer den in den Abb. 86 u. 87 dargestellten Lastgruppierungen auch noch die Stellung der beiden Lokomotiven mit den Schörnsteinen aneinander in Rücksicht gezogen worden ist.

Die vorstehende Tabelle*) enthält diese Werte für die größten Momente.

Für nicht angegebene Stützweiten wird unter Benutzung der Werte $\frac{M_{\max}}{L}$ geradlinig eingeschaltet.

Beispiel:

Gesucht wird das größte auf einen Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 51,5 m Stützweite entfallende Moment. Aus der Tabelle ergibt sich:

$$M_{\max} = \frac{2123 + 75,0 \cdot 1,5}{2}$$

Trägt man die infolge des Lastenzuges entstehenden größten Momente für die verschiedenen Stellen eines Trägers auf zwei Stützen auf, so liegen die Endpunkte nicht auf einer Kurve, für die sich eine Gleichung aufstellen ließe, vor allem auch nicht auf einer Kurve, die den Kurven für die anderen Stützweiten ähnlich wäre. Es läßt sich aber eine Kurve angeben, die alle an den verschiedenen Stellen eines Balkens auf zwei Stützen auftretenden größten Momente umhüllt,

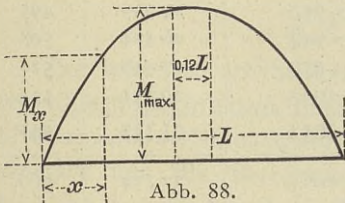


Abb. 88.

das heißt, auf alle Fälle mindestens gleich große Werte gibt wie die genaue Berechnung, dies ist eine gerade Linie im Abstände M_{\max} von einer Wagerechten und von der Länge $0,12 L$ mit anschließenden Parabelhälften (Abb. 88).

Aus dieser Kurve sind alle in der folgenden Tabelle enthaltenen Werte berechnet worden.

Soll z. B. das größte Moment für einen Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 50 m Stützweite an der im Abstände $x = 13,5$ m vom Auflager entfernt liegenden Stelle berechnet werden, so bestimmt man zunächst

den Wert $\frac{x}{L} = \frac{13,5}{50} = 0,27$ und den Wert M_{\max} für 50 m = $\frac{2123}{2}$ tm. Den zu

0,27 gehörigen Wert $\frac{M_x}{M_{\max}}$ findet man aus der Tabelle = $0,833 + 1,75 \cdot 0,01$.

Der Wert für M_x ist schließlich = $(0,833 + 1,75 \cdot 0,01) \frac{2123}{2}$.

*) Entnommen aus den Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1903.

$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$
0,00	0,0	4,45	0,20	0,703	2,35	0,40	0,992	0,30
0,02	0,089	4,25	0,22	0,750	2,15	0,42	0,998	0,10
0,04	0,174	4,00	0,24	0,793	2,00	0,44	1,0	0
0,06	0,254	3,85	0,26	0,833	1,75	0,46	1,0	
0,08	0,331	3,60	0,28	0,868	1,55	0,48	1,0	
0,10	0,403	3,40	0,30	0,899	1,35	0,50	1,0	
0,12	0,471	3,20	0,32	0,926	1,10			
0,14	0,535	3,00	0,34	0,948	0,95			
0,16	0,595	2,80	0,36	0,967	0,70			
0,18	0,651	2,60	0,38	0,981	0,55			
0,20	0,703		0,40	0,992				

Belastungslänge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t	Belastungslänge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t
			70,5—73,5	16 848	417
0,0 — 1,5	0,0	20	73,5—76,5	18 099	430
1,5 — 3,26	30	40	76,5—79,5	19 389	443
3,26 (3) — 5,1	85,5	57	79,5—82,5	20 718	456
5,1 (4,5)—7,15	162	72	82,5—85,5	22 086	469
7,15 (6) —10,5	255	85	85,5—88,5	23 493	482
10,5 —12	637,5	98	88,5—91,5	24 939	495
12 —13,5	784,5	111	91,5—94,5	26 424	508
13,5 —16,5	951,0	124	94,5—97,5	27 948	521
16,5 —19,5	1 323,0	137	97,5—100,5	29 511	534
			100,5—103,5	31 113	547
19,5—21	1 734,0	150	103,5—106,5	32 754	560
21 —22,5	1 957,5	175	106,5—109,5	34 434	573
22,5—24	2 220,0	192	109,5—112,5	36 153	586
24 —28,5	2 508,0	209	112,5—115,5	37 911	599
28,5—30	3 448,5	222	115,5—118,5	39 708	612
30 —31,5	3 781,5	235	118,5—121,5	41 544	625
31,5—34,5	4 134	248	121,5—124,5	43 419	638
34,5—37,5	4 828	261	124,5—127,5	45 333	651
37,5—40,5	5 661	274	127,5—130,5	47 286	664
40,5 43,5	6 483	287	130,5—133,5	49 278	677
43,5—46,5	7 344	300	133,5—136,5	51 309	690
46,5—49,5	8 244	313	136,5—139,5	53 379	703
49,5—52,5	9 183	326	139,5—142,5	55 488	716
52,5 55,5	10 161	339			
55,5—58,5	11 178	352			
58,5—61,5	12 234	365			
61,5—64,5	13 329	378			
64,5—67,5	14 463	391			
67,5—70,5	15 636	404			
70,5—73,5	16 848	417			

Die preußischen Vorschriften enthalten außerdem noch eine Tabelle zur schnellen Bestimmung der Querkräfte. (Siehe die zweite Tabelle auf Seite 40.)

Zur Erklärung dieser Tabelle diene folgende Betrachtung:

Unter der Annahme unmittelbarer Belastung erhält man für den Punkt m (Abb. 89) die größte Querkraft, wenn der Lastenzug bis zu diesem Punkte vorgerückt ist. Es ist dann der Auflagerdruck $A =$ der Querkraft Q .

$$Q \cdot L = A \cdot L = P_0 (b_0 + a) + P_1 (b_1 + a) + \dots + P_n \cdot a = P_0 b_0 + P_1 b_1 + \dots + a (P_1 + P_2 + \dots + P_n) = \Sigma P b + a \Sigma P.$$

Da nun $a = l - b_0$ ist, so erhält man

$$Q \cdot L = \Sigma P b + (l - b_0) \Sigma P.$$

In der Tabelle sind nun die Werte $\Sigma P b$ und ΣP für alle möglichen Belastungslängen l zusammengestellt worden. Die Länge b_0 stimmt im allgemeinen mit der ersten der in der Spalte «Belastungslänge» stehenden Zahl überein. Bei den drei Werten von l , wo dies nicht der Fall ist, sind die zugehörigen Werte von b_0 in Klammern dahinter gesetzt.

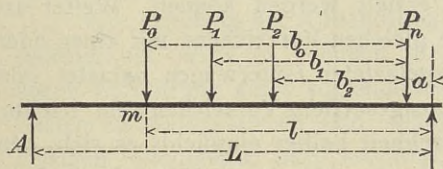


Abb. 89.

Beispiel: Gesucht ist die größte Querkraft, die aus den Verkehrslasten für einen Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 60 m Stützweite an der 25 m vom rechten Auflager entfernten Stelle entsteht. $l = 25$ m liegt zwischen den Werten 24 und 28,5 m und hierzu gehören die Werte $\Sigma P b = 2508$ $\Sigma P = 209$ und $b_0 = 24$ m. Hieraus erhält man

$$Q = \frac{2508 + (25 - 24) 209}{2 \cdot 60}.$$

Zur weiteren erheblichen Vereinfachung der Festigkeitsberechnung für eiserne Eisenbahnbrücken, namentlich für die Fahrbahnteile hat Dircks eine sehr brauchbare Zahlenzusammenstellung unter dem Titel «Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau» veröffentlicht, auf die hier besonders hingewiesen wird.¹⁾

Die in den vorstehenden Tabellen angegebenen Werte beziehen sich auf die Belastung eines Gleises. Für jeden Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahn kommt daher die Hälfte dieser Werte in Betracht.

Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken, deren Gleise im regelmäßigen Betriebe in entgegengesetzter Richtung befahren werden, ist die Wahrscheinlichkeit, daß die ungünstigste Belastung für irgend ein Glied eines Hauptträgers auf beiden Gleisen zugleich auftritt, sehr gering, und dieser Umstand hat einige Verwaltungen dazu bewogen, als Belastung jedes der beiden Hauptträger nicht den vollen Betrag des Lastenzuges anzunehmen. In der Regel werden jedoch die Hauptträger zweigleisiger Eisenbahnbrücken für den vollen Lastenzug berechnet.

Die Bestimmung der Stabkräfte statisch unbestimmter Systeme erfolgt im allgemeinen mit Hilfe von Einflußlinien, die oft aus mehreren positiven

¹⁾ Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

und negativen Teilen bestehen (Abb. 90). Es ist wiederholt in Vorschlag gebracht worden, zur Bestimmung der größten positiven und negativen Stabkraft nur denjenigen positiven oder negativen einzelnen Teil der Einflußlinie zu belasten, der den größten Wert ergibt. Man geht hierbei von der zutreffenden Annahme aus, daß Zugtrennungen auf den Brücken sehr unwahrscheinlich sind, übersieht aber, daß durch gleichzeitige Belastung positiver und

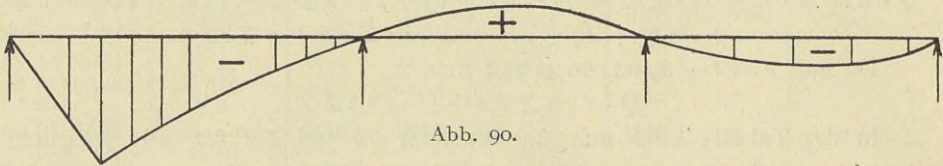


Abb. 90.

negativer Teile zusammen größere Werte erzielt werden können. Weiter ist der Fall zu berücksichtigen, daß die Teile gleichen Vorzeichens mit einer oder zwei führenden Lokomotiven und voll ausgelasteten Güterwagen belastet sein können, während auf den Teilen mit entgegengesetztem Vorzeichen sehr leichte, unbelastete Güterwagen stehen. Der Einfachheit halber empfiehlt es sich, den Einfluß dieser unbelasteten Wagen ganz zu vernachlässigen. Man gelangt dann z. B. zu dem in der Abb. 90 dargestellten Belastungsfall.

Um sich für die Nebenbahnen den bedingungslosen Übergang aller Betriebsmittel der Hauptbahnen nicht zu verschließen, ist es angezeigt, die Brücken der Nebenbahnen unter Zugrundelegung desselben Lastenzuges wie für die Hauptbahnen zu berechnen. Für unbedeutende Nebenbahnen, bei denen auf den Übergang der schweren Lokomotiven verzichtet werden kann und an eine Umwandlung in eine Hauptbahn in absehbarer Zeit nicht zu denken ist, kann entsprechend den leichteren Betriebsmitteln zur Kostenersparnis auch ein leichterer Lastenzug angenommen werden. So

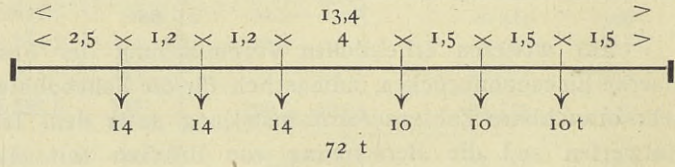


Abb. 91.

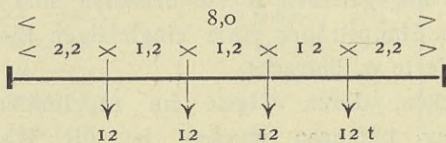


Abb. 92.

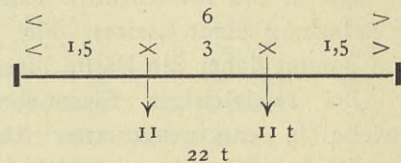


Abb. 93. Wagen.

schreibt z. B. die Verwaltung der österreichischen Staatsbahnen für ihre Nebenbahnen als Lastenzug zwei Lokomotiven von einer der in den Abb. 91 und 92 wiedergegebenen Lokomotivtypen mit einseitig angehängten Güterwagen (Abbildung 93) vor.

Falls bei der Berechnung weniger als drei Loko-

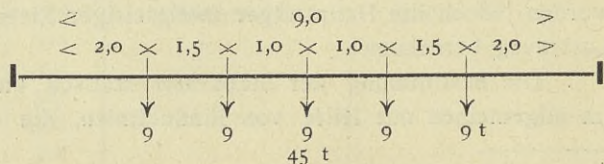


Abb. 94. Lokomotive.

motivachsen in Frage kommen, so ist das Gewicht der einen Achse auf 16 t zu erhöhen. Dieselbe Verwaltung sieht für ihre Schmalspurbahnen von 0,76 m Spurweite einen aus zwei Tenderlokomotiven (Abb. 94) und einseitig an-

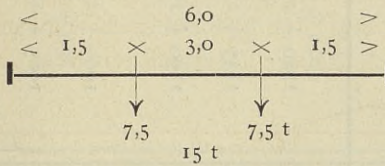


Abb. 95. Wagen.

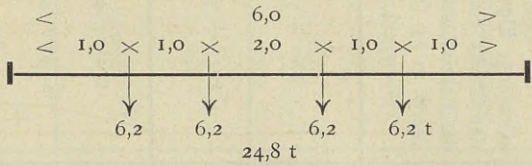


Abb. 96. Vollspurwagen auf Rollschemel.

gehängten Wagen nach Abb. 95 oder, falls Regelspurwagen auf Rollschemel übergehen, nach Abb. 96 bestehenden Lastenzug vor.

Wie schon in der Abhandlung über die zulässigen Beanspruchungen näher erläutert ist, wird in Preußen die Stoßwirkung der bewegten Lasten nicht durch Einführung eines sogenannten Stoßkoeffizienten, mit dem die einzelnen Lasten zu multiplizieren sind, sondern durch entsprechende Bemessung der zulässigen Spannungen berücksichtigt.

2. Ständige Belastung der Eisenbahnbrücken.

Für die Eigengewichte eingleisiger eiserner Eisenbahnbrücken, die für den neuen Lastenzug der Preußischen Staatsbahnen berechnet sind, gibt Dircksen in seinen «Hilfswerten» folgende Zahlen (Seite 44 und 45), die deshalb einen hohen Anspruch auf Genauigkeit haben, weil sie auf Grund sehr vieler Ausführungen aufgestellt sind.

Alle umstehenden Angaben gelten nur für Brücken mit rechtwinklig gegenüberliegenden Endauflagern und mit nicht beschränkter Bauhöhe, bei denen das Gleis in der Geraden liegt. Sobald eine dieser drei Voraussetzungen nicht erfüllt ist, muß das Gewicht der Brücke erhöht werden. Die erforderliche Vermehrung des Brückengewichtes ist abhängig von der Größe der Abweichung von den drei Voraussetzungen, die der Ermittlung der Formeln zugrunde gelegt wurden; sie erstreckt sich nur auf den durch die Abweichung betroffenen Brückenteil. Zum ungefähren Anhalt mögen die folgenden Angaben dienen.

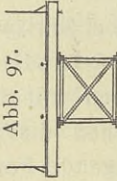
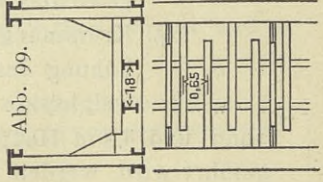
1. Höhe des vollwandigen Hauptträgers $\frac{1}{14}$ statt $\frac{1}{10}$, Erhöhung des Hauptträgergewichtes um 20 vH.
2. Höhe des Parallelträgers $\frac{1}{12}$ statt $\frac{1}{8}$, Erhöhung des Hauptträgergewichtes um 15 vH.
3. Sehr beschränkte Bauhöhe, Erhöhung des Fahrbahngewichtes bis zu 25 vH.
4. Schiefe Grundrißgestaltung der Brücke, Erhöhung des Fahrbahngewichtes bis zu 15 vH.
5. Krümmung des Gleises über 300 m bei Stützweiten unter 40 m, Erhöhung des Gesamtgewichtes bis etwa 12 vH.

Für zweigleisige Eisenbahn-Fachwerkbrücken mit unten liegender Fahrbahn und 8,5 m Hauptträgerentfernung, auf denen die Bettung nicht durchgeführt wird, werden für das Eisengewicht folgende Formeln vorgeschlagen:

1. Stützweite 20— 40 m: $1850 + 60 L$ kg/m
2. „ 40—100 m: $2400 + 60 L$ kg/m.

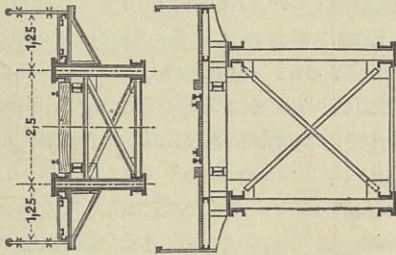
Eigengewichte eingleisiger Eisenbahnbrücken der preussischen Staatsbahnen.

Aufgestellt unter Zugrundelegung der Berechnungsvorschriften vom 1. Mai 1903.

Bauart der Brücke	Stützweite in m	Hauptträger-Abstand in m	Eisengewichte in kg für das Meter der Brücke (für Veranschlagungen)		Fahrbahn	Fahrt-Hauptträger mit Querverband, Windverband, Lager und L = Stützweite in m	Fahrbahn-tafel (Schienen, Schwellen und Bohlenbelag) bzw. (Schienen, Schwellen und Bettung) ohne Leitschienen, die 150 kg/m wiegen, kg/m	Gesamtes Eigengewicht der Brücke einschließlich der Fahrbahn-tafel für das Meter in kg (für Festigkeitsberechnungen)
			Hauptträger mit Querverband, Windverband u. Lager	Fahrt-Hauptträger mit Querverband, Windverband, Lager und L = Stützweite in m				
Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauf-lagerung. 	10 bis 25	1,8 2,0	240 + 54 L 240 + 54 L	240 + 54 L 240 + 54 L		640 775	880 + 54 L 1015 + 54 L	
	10 bis 25	3,0 3,3	270 + 44 L 270 + 44 L	380 430	650 + 44 L 700 + 44 L	595 630	1245 + 44 L 1330 + 44 L	
		3,7	270 + 44 L	520	790 + 44 L	660	1450 + 44 L	
Fachwerkträger, Fahrbahn versenkt, ohne besonderen Fußweg. 	20 bis 40	4,8 4,9 5,0	540 + 27 L 540 + 27 L 540 + 27 L	600 625 670	1140 + 27 L 1165 + 27 L 1210 + 27 L	680 680 680	1820 + 27 L 1845 + 27 L 1890 + 27 L	
	40 bis 80	4,8 4,9	680 + 27 L 680 + 27 L	600 625	1280 + 27 L 1305 + 27 L	680 680	1960 + 27 L 1985 + 27 L	
		5,0	680 + 27 L	670	1350 + 27 L	680	2030 + 27 L	

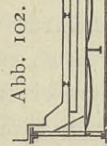
Fachwerkträger, Fahrbahn
oben.

Abb. 100.

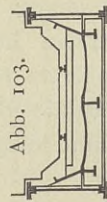


2,5	540 + 27 L	490	1030 + 27 L	550	1580 + 27 L
3,5	540 + 27 L	580	1120 + 27 L	550	1670 + 27 L
3,3	270 + 49 L	670	940 + 49 L	2840	3780 + 49 L
bis 25	270 + 49 L	840	1110 + 49 L	3260	4370 + 49 L
3,3	270 + 49 L	770	1040 + 49 L	2680	3720 + 49 L
bis 25	270 + 49 L	940	1210 + 49 L	2820	4030 + 49 L
10 bis 20	Eisengewicht für 1 qm Brücke 160 + 24 L			Gewicht für 1 qm Brücke 920	Eigengewicht für 1 qm Brücke 1080 + 24 L

Blechräger m. durchgehendem
Kiesbett nach Abb. 102.



Blechräger m. durchgehendem
Kiesbett nach Abb. 103.



Blechräger m. durchgehendem
Kiesbett über den Hauptträgern.

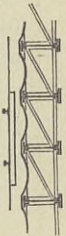


Abb. 104.

[Fortsetzung von Seite 43.]

Für die Schwellen, Schienen und Bohlenabdeckung ist außerdem ein Gewicht von 1360 kg/m in Rechnung zu stellen.

Für die Berechnung der Fahrbahn sind folgende Belastungsangaben von Wichtigkeit:

Eine Schiene wiegt einschließlich des Kleineisenzeuges 50 kg/m, ein 5 cm starker Bohlenbelag 50 kg/qm. Das Gewicht der Schwellen wird zu 1000 kg/cbm angenommen, das des Schotters und Kieses zu 2000 kg/cbm. 1 qm einer 8 mm starken Buckelplatte ist 70 kg schwer.

3. Wagerechte Kräfte.

a) Winddruck. *S. S. 336.*

Der Winddruck ist bei belasteter Brücke zu 150 kg/qm und bei unbelasteter Brücke zu 250 kg/qm anzunehmen. Für alle diejenigen Teile, die aus der senkrechten Belastung und dem Winddruck Beanspruchungen erfahren, ist daher der Winddruck von 150 kg/qm maßgebend, z. B. für die Gurtungen der Hauptträger, die zugleich Gurtungen des Windverbandes sind, dagegen für die Diagonalen und Pfosten des Windverbandes ein Winddruck von 250 kg/qm. Die Angriffsfläche des Windes ist nach den Abmessungen der Hauptträgerglieder und der Fahrbahn schätzungsweise zu ermitteln. Der Druck auf den zweiten Hauptträger ist je nach dem Abstände desselben und der Maschenweite nur mit dem $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ fachen Werte in die Rechnung einzuführen. Die dem Winde dargebotene Angriffsfläche des Zuges ist ein Rechteck von 3,0 m Höhe über Schienenoberkante. Durch den Winddruck erleiden die Hauptträger senkrechte Zusatzbelastungen. Nach den Preußischen Vorschriften brauchen diese jedoch nur in dem Falle berücksichtigt zu werden, daß die Fahrbahn oben angeordnet, nur ein Windverband in der Ebene des Untergurtes vorhanden ist und die Zusatzbelastungen 10 vH. der Belastungen durch Verkehr und Eigengewicht übersteigen.

Die Standsicherheit des ganzen Überbaues gegen Umkippen durch den Winddruck muß bei unbelasteter und belasteter Brücke nachgewiesen werden. Bei unbelasteter Brücke und einem Winddruck von 250 kg/qm soll die Standsicherheit mindestens noch $1\frac{1}{2}$ fach sein. Nimmt man die Brücke mit unbeladenen Wagen, die 1 t/m wiegen, belastet und einen Winddruck von 200 kg/qm an, so soll die Standsicherheit noch 1,2fach sein.

b) Seitenstöße der Fahrzeuge.

Durch das Schlingern der schnellfahrenden Lokomotiven werden nicht unerhebliche Seitenstöße auf die Schienen ausgeübt. Über die Größe dieser Kräfte, die in hohem Grade von der Unterhaltung des Gleises und der Betriebsmittel abhängig sind, fehlen zuverlässige Ermittlungen. Es dürfte genügen, an der ersten Lokomotivachse eine wagerecht und senkrecht zur Gleisachse wirkende Kraft von 5 t anzunehmen. Namentlich bei der Berechnung kleinerer Längsverbände übt diese Kraft einen ausschlaggebenden Einfluß auf die Querschnittsabmessungen der einzelnen Stäbe aus.

c) Fliehkraft

Bei Brücken, deren Gleise in Krümmungen liegen, ist der Einfluß der Fliehkraft zu berücksichtigen, die in 1,5 m Abstand über Schienenoberkante

wirkend angenommen wird. Diese wird nach der Formel $\frac{mv^2}{R}$ errechnet, in der $m = \frac{\text{Gewicht}}{\text{Fallbeschleunigung}} = \frac{G}{g} = \frac{G}{9,81}$, v die Geschwindigkeit des Zuges in Metern in der Sekunde und R der Krümmungsradius ist. Die nachstehende Tabelle¹⁾ enthält für verschiedene Krümmungshalbmesser und die für sie zugelassenen höchsten Geschwindigkeiten die Werte für $\frac{v^2}{9,81 \cdot R} = c$.

R Halbmesser m	Geschwindigkeit in km pro Stunde:												
	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
2000	0,006	0,008	0,010	0,012	0,014	0,017	0,019	0,022	0,025	0,028	0,032	0,036	0,039
1500	0,008	0,011	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026	0,029	0,033	0,038	0,043	0,047	0,052
1200	0,010	0,013	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,037	0,042	0,047	0,053	0,059	0,066
1000	0,013	0,016	0,020	0,024	0,028	0,033	0,038	0,044	0,050	0,057	0,064	0,071	0,079
900	0,014	0,018	0,022	0,027	0,032	0,037	0,043	0,049	0,056	0,063	0,071	0,079	0,087
800	0,016	0,020	0,025	0,030	0,035	0,042	0,048	0,055	0,063	0,071	0,08		
700	0,018	0,023	0,028	0,034	0,041	0,048	0,055	0,063	0,072				
600	0,021	0,027	0,033	0,040	0,047	0,056	0,064	0,074					
500	0,025	0,032	0,039	0,048	0,057	0,067	0,077						
400	0,031	0,040	0,049	0,060	0,071	0,083							
300	0,042	0,053	0,065	0,080	0,094								
v . m/Sek.	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8

Durch Multiplikation dieser Werte mit den aus den Tabellen zu entnehmenden Größen für die Momente und Querkräfte erhält man die durch die Fliehkräfte hervorgerufenen Momente und Querkräfte in den wagerechten Verbänden und durch Berücksichtigung eines weiteren Faktors die Zusatzmomente und Zusatzquerkräfte für die Hauptträger. Bei der Berechnung der senkrechten Zusatzbelastung durch die Fliehkräfte ist zu bedenken, daß infolge der Überhöhung der äußeren Schiene die Resultante aus Gewicht und Fliehkraft eines bewegten Fahrzeuges durch die Gleismitte hindurchgeht. Der Einfluß stehender Fahrzeuge, deren Schwerpunkte infolge der Überhöhung nach der inneren Schiene zu verlegt werden und die infolgedessen den dieser Schiene benachbarten Hauptträger mehr belasten als den anderen, kann aus dem Rahmen der Berechnung deshalb fortfallen, weil keine Stoßwirkungen vorhanden sind und deshalb die durch die veränderte Schwerpunktslage hervorgerufene höhere Beanspruchung wieder aufgehoben wird.

d) Bremskraft und Anfahrwiderstand.

Beim Bremsen und Anfahren übt ein Zug auf seine Unterstützung wagerechte Kräfte in der Längsrichtung des Gleises aus. Diese Kräfte müssen bei Berechnung der Fahrbahn und der Hauptträgerglieder, die von ihnen beansprucht werden, berücksichtigt werden. In vielen Fällen werden besondere wagerechte

¹⁾ Entnommen aus Rothenburg: „Hilfswerte“.

Verbände zu ihrer Aufnahme erforderlich. Auch bei der Ausbildung der Lager und hoher Pfeiler ist ihrem Einfluß Rechnung zu tragen. Für Brücken kleiner und mittlerer Stützweite nimmt man diese Kräfte gleich $\frac{1}{7}$ des gesamten Zuggewichtes an, bei großen Brücken dagegen nur gleich $\frac{1}{7}$ des Gewichtes von sämtlichen Lokomotiv- und Tenderachsen und von $\frac{1}{3}$ der Wagenachsen.

4. Einfluß der Temperatur.

Temperaturschwankungen rufen in allen den Trägersystemen Spannungen hervor, die sich nicht unbehindert bei gleichmäßiger Erwärmung ausdehnen können. Als Grenzen der Wärmeschwankungen sind in unseren Gegenden -25°C und $+45^{\circ}\text{C}$ anzunehmen. Man wird daher bestrebt sein, bei allen Trägersystemen, die infolge der Wärmeschwankungen Spannungen erleiden, bei einer Temperatur von $+10^{\circ}\text{C}$ die Schlußvernietung vorzunehmen, wodurch die für die Rechnung zu berücksichtigende Temperaturänderung auf das Mindestmaß von 35°C eingeschränkt wird.

B. Straßenbrücken.

1. Verkehrslasten.

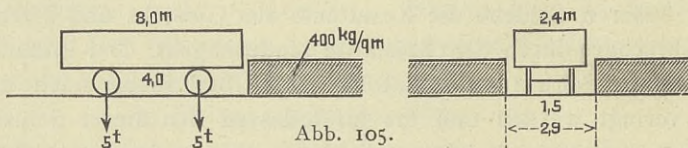
Je nach der Lage und der Bedeutung einer Straßenbrücke ist die Verkehrsbelastung sehr verschieden, sie besteht in der Regel aus Menschengedränge und Wagen. Die einzelnen Städte und Kreise haben nach den in ihrem Bezirk verkehrenden Wagen besondere Belastungsvorschriften für ihre Brücken erlassen. Es lassen sich also keine allgemein gültigen Angaben über die Größe der Verkehrsbelastung machen.

Die Stadt Berlin hat für ihre eisernen Brücken folgende Belastungsvorschriften erlassen:

a) Hauptträger.

- α) Belastung durch einen Wagen von 4,0 m Radstand und 1,5 m Spurweite, mit einem Raddruck von 5,0 t, und Menschengedränge 400 kg/qm neben und hinter dem Wagen.

Das Gewicht der Bespannung wird vernachlässigt.



- β) Bei größeren Brücken mit über der Fahrbahn liegenden Hauptträgern: Belastung nur durch Menschengedränge, ohne Wagen, mit 500 kg/qm.

b) Fahrbahnkonstruktion.

Dieselbe Belastung wie unter α , jedoch mit 20 vH. Zuschlag für die Stoßwirkung der Räder.

c) Bürgersteigkonstruktion.

Volle Belastung mit Menschengedränge: 500 kg/qm.

d) Widerlager und Pfeiler.

Dieselbe Belastung der ganzen Brückenöffnung.

Provisorische Brücken.

a) Ohne Straßenbahn.

Belastung durch einen Wagen von 3,5 m Radstand und 1,4 m Spurweite, mit einem Raddruck von 3,0 t, und Menschengedränge neben und hinter dem Wagen: 400 kg/qm.

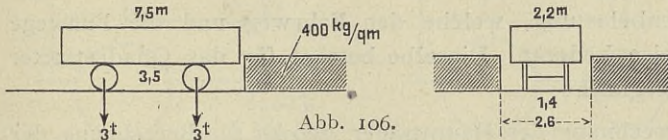


Abb. 106.

b) Mit Straßenbahn.

Belastung durch einen vierachsigen Motorwagen (15,6 t), mit einem Raddruck von 2,9 t bzw. 1,0 t, und Menschengedränge neben und hinter dem

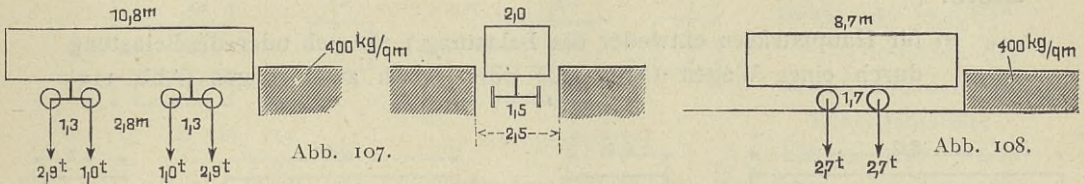


Abb. 107.

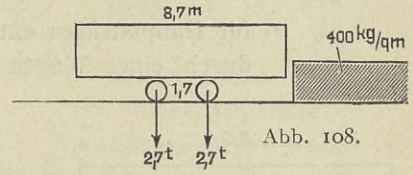


Abb. 108.

Wagen. Oder, wenn ungünstiger, Belastung durch einen zweiachsigen Motorwagen (10,8 t) von 1,7 m Radstand, mit einem Raddruck von 2,7 t, und Menschengedränge neben und hinter dem Wagen: 400 kg/qm.

Für die Berechnung der über den Teltow-Kanal bei Berlin führenden Straßenbrücken sind folgende Belastungsannahmen gemacht worden:

a) Für Chausseebrücken.

1. Belastung der Fußgängerwege durch Menschengedränge von 400 kg/qm.
2. Belastung der Fahrbahn entweder durch einen Wagen von 10 t Achsdruck, 3,0 m Achs- und 1,4 m Radentfernung und im übrigen durch Wagen von 6 t Achsdruck und 3,5 m Achsenentfernung oder durch eine 23 t schwere Dampfwalze, deren Vorderrad 10 t und deren Hinterräder 13 t wiegen und welche 2,75 m Achs- und 1,50 m Radentfernung besitzt.

b) Für Landstraßenbrücken.

1. 400 kg/qm wie oben.
2. Belastung der Fahrbahn durch Wagen von nur 6 t Achsdruck und 3,5 m Achs- und 1,4 m Radentfernung.

Das Gewicht zweier Pferde ist zu 0,8 t angenommen worden.

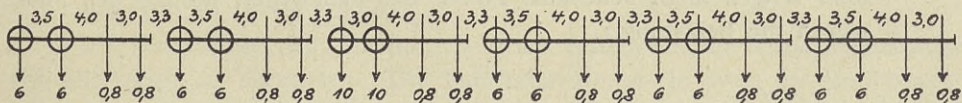


Abb. 109.

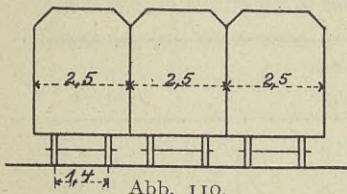


Abb. 110.

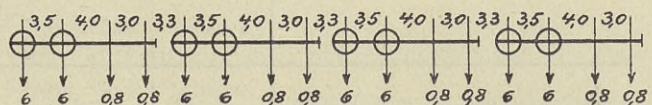


Abb. 111.

Mit den aus den angegebenen Wagen gebildeten Lastenzügen ist die Brücke in ihrer ganzen Breite belastet worden. Vergleiche die Abb. 190 bis 111.

Bayern hat die nachstehenden Belastungsvorschriften erlassen:

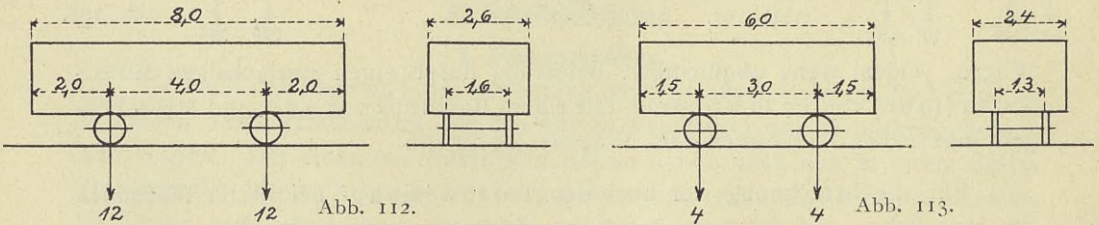
1. Für sämtliche Straßen- und Fußwegbrücken kommt zur gleichmäßigen Anwendung:

Eine Menschenbelastung, welche den Fahrweg und die Fußwege ganz oder teilweise bedeckt. Dieselbe beträgt für das Quadratmeter Fahr- oder Fußwegfläche:

360 kg für Berechnung der Hauptträger, 560 kg für Berechnung der Querträger, Zwischen-Längsträger, Konsolen und dergl.

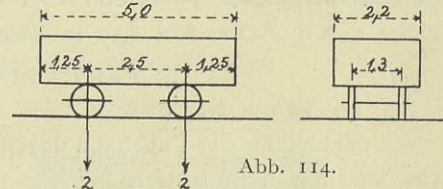
2. Zur Bestimmung der größten angreifenden Kräfte ist in Betracht zu ziehen:

α) für Hauptstraßen entweder die Belastung 1 für sich oder die Belastung durch einen Wagen (Abb. 112) oder durch zwei Wagen (Abb. 113)



und in beiden Fällen gleichzeitig, sowohl auf der von den Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung 1,

β) für Nebenstraßen entweder die Belastung 1 für sich oder die Belastung durch zwei Wagen (Abb. 113) und gleichzeitig, sowohl auf der von den Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung 1,



γ) für Ortsverbindungs- und Feldwege entweder die Belastung 1 für sich oder die Belastung durch einen Wagen (Abb. 114) und gleichzeitig, sowohl auf der von dem Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung 1.

Man kann im allgemeinen folgende 4 Klassen von Wagen unterscheiden:

	Achslast	Radstand	Ganze Länge	Spurweite	Ladebreite
Außergewöhnlich schwere Wagen	8—12	3—4,5	6—8	1,4—1,6	2,5—2,7
Schwere Wagen	5—7	3—3,5	5—7,5	1,2—1,5	2,3—2,5
Mittelschwere Wagen	3—4	2,5—3,0	4,6—6	1,3	2,3—2,4
Leichte Wagen	1,5—3	2,3—2,5	4,5—5	1,3	2,2—2,3

Für die Dampfwalzen kommen zwei Typen in Betracht, eine schwere nach Abb. 115 und eine leichtere nach Abb. 116.

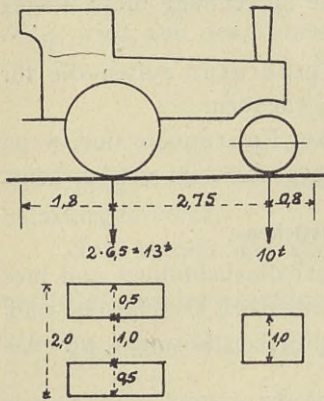


Abb. 115.

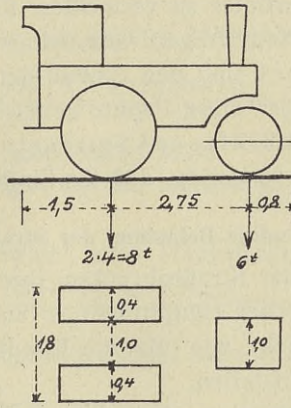


Abb. 116.

Das Gewicht des Menschengedränges schwankt zwischen 300 und 600 kg/qm. Bei einem Gedränge, dessen Gewicht 600 kg/qm erreicht, ist gerade noch eine langsame Bewegung möglich.

Die Größe der anzunehmenden Verkehrsbelastung hängt, wie schon

oben erwähnt wurde, von der Lage der Brücke ab. Man kann ganz allgemein folgende Unterscheidungen machen:

1. Brücken in Städten mit starker Industrie.

Die Hauptträger sind für außergewöhnlich schwere Wagen und ein Menschengedränge von 550 kg/qm zu berechnen. Dabei sind Wagenzüge, die aus einem außergewöhnlich schweren und sonst aus schweren Wagen bestehen, dicht neben einander und auf den Fußsteigen ein Menschengedränge anzunehmen. Bei größeren Brücken mit Hauptträgern, die über der Fahrbahn liegen, genügt auch eine Belastung nur durch Menschengedränge auf der Fahrbahn und den Fußsteigen. Die Fahrbahnteile sowie auch die Hauptträger von Brücken mit sehr kleiner Stützweite sind für außergewöhnlich schwere Lastwagen oder für eine schwere Dampfwalze zu berechnen.

2. Brücken in Städten ohne Industrie.

Hier genügen Lastenzüge aus einem schweren und sonst aus mittelschweren Wagen. Das Menschengedränge ist ebenso groß wie im Fall 1 anzunehmen. Für die Berechnung der Hauptträger weit gespannter Brücken mit tief liegender Fahrbahn gilt das unter 1 Gesagte. Für die Berechnung der Fahrbahn und der Hauptträger von sehr kleinen Stützweiten sind schwere Lastwagen oder eine Dampfwalze maßgebend.

3. Brücken in Chausseen.

Die Hauptträger sind für mittelschwere Wagen und ein Menschengedränge von 400 kg/qm zu berechnen. Die Fahrbahnteile sowie auch die Hauptträger von kleiner Stützweite müssen der Belastung mittelschwerer Wagen oder einer Dampfwalze gewachsen sein.

4. Brücken in Feldwegen.

Die Hauptträger und die Fahrbahnteile sind für leichte Wagen und für Menschengedränge von 400 kg/qm zu berechnen.

Es ist vielfach üblich, bei der Berechnung von Brücken mit Hauptträgern, die über der Fahrbahn liegen, anzunehmen, daß die außergewöhnlich schweren Wagen die Brücke nur in der Mitte zwischen den beiden Hauptträgern belasten. Es ist aber wohl kaum darauf zu rechnen, daß das Verbot für außergewöhnlich

schwere Wagen, nicht an den Seiten zu fahren, dauernd Beachtung findet, und es dürfte sich deshalb empfehlen, um zu hohe Beanspruchungen im Falle der Außerachtlassung des Verbotes zu vermeiden, für die Berechnung diese Wagen unmittelbar neben den Hauptträgern anzunehmen.

Für den Winddruck und den Einfluß der Temperatur gelten die für die Eisenbahnbrücken über diese Punkte gemachten Angaben.

Brems- und Fliehkräfte und Seitenstöße der Fahrzeuge sind, wenn sie überhaupt auftreten, so gering, daß ihr Einfluß vernachlässigt werden kann.

2. Ständige Belastung der Straßenbrücken.

Da die Belastung der Straßenbrücken, ihre Fahrbahnausbildung und ihre Breite, ferner die Anzahl der Hauptträger so außerordentlich verschieden sind, lassen sich nicht so leicht wie für die Eisenbahnbrücken Formeln für das gesamte Eigengewicht aufstellen.

Man verfährt allgemein so, daß man zunächst die Fahrbahn berechnet und nach den gewählten Abmessungen das Fahrbahngewicht ermittelt. Dabei sind folgende Gewichte anzunehmen:

Kiefern- und Eichenholz	1000 kg/cbm
Kies und Schotter	2000 „
Granitpflaster	2700 „
Beton	2200 „
Asphalt	1300 „
Buckelplatten und Belageisen	70 kg/qm.

Die Abmessungen der Träger des Fahrbahngerippes werden zunächst unter Vernachlässigung ihres eigenen Eigengewichtes ermittelt und dann unter Berücksichtigung des hiernach sich ergebenden Eigengewichtes verbessert.

Nach diesen Rechnungen läßt sich das Gewicht der Fahrbahn genau angeben.

Zur vorläufigen Ermittlung des Eigengewichtes der Hauptträger einfacher Balkenbrücken wird folgender Weg vorgeschlagen, der an einem Beispiele erläutert werden soll.

Es handle sich um eine 50 m weit gespannte Straßenbrücke mit 2 über der Fahrbahn liegenden Hauptträgern, die in 7 m Abstand von einander angeordnet sind, und schwerer Fahrbahnausbildung. Die Fußsteige sind auf beiden Seiten um 1,5 m ausgekragt. Die Fahrbahn wiege 900 kg/qm, der Fußsteig 150 kg/qm. Dann beträgt die ständige Belastung eines Hauptträgers aus diesen Gewichten: $g = (3,5 \cdot 900 + 1,5 \cdot 150)$ kg/m. Die Verkehrslast durch Menschengedränge werde zu 500 kg/qm angenommen, hierdurch wird der Hauptträger belastet mit $p = (3,5 + 1,5)$ 500 kg/m.

$$p + g = 3150 + 225 + 2500 = 7875 \text{ kg/m.}$$

Nun wird zum Vergleich die Belastung $p_1 + g_1$ eines Hauptträgers einer eingleisigen Eisenbahnbrücke bestimmt. Aus der Zusammenstellung für die Eigengewichte von Eisenbahnbrücken erhält man das Gewicht der Fahrbahn eines Fachwerkträgers mit versenkter Fahrbahn und 4,9 m Breite:

$$g_1 = \frac{625 + 680}{2} = \frac{1305}{2} \text{ kg/m.}$$

Die Belastung p_1 erhält man aus der Beziehung:

$$\frac{p_1 l^2}{8} = M_{\max.}$$

M_{\max} wird aus der Tabelle für die größten Momente entnommen $= \frac{2123}{2}$ tm.

$$p_1 = \frac{2 \cdot 123 \cdot 000 \cdot 8}{2 \cdot 50^2} = \frac{2 \cdot 123 \cdot 000 \cdot 8}{2 \cdot 2500} = 3400 \text{ kg/m}$$

$$g_1 + p_1 = 653 + 3400 = 4055 \text{ kg/m.}$$

Die Eigengewichte der Hauptträger werden annähernd in dem Verhältnis dieser Belastungen stehen.

Nun beträgt das Eigengewicht eines Hauptträgers der Eisenbahnbrücke nach der Zusammenstellung $= \frac{680 + 27 \cdot 50}{2} = \frac{2030}{2} = 1015 \text{ kg/m.}$

Demnach wird das Eigengewicht eines Hauptträgers der Straßenbrücke $= 1015 \cdot \frac{7875}{4055} \text{ kg/m} = \text{rd. } 1980 \text{ kg/m}$ betragen.

Für Bogenträger mit Zugband (Abb. 12 auf Seite 4) und versteifte Stabbögen (Abb. 13 auf Seite 4) wird empfohlen, das gleiche Eigengewicht wie für einfache Balkenbrücken für die erste Berechnung anzunehmen.

Für Bogenträger ohne aufgehobenen Horizontalschub (Abb. 9) dürfte folgendes Verfahren für die erste Rechnung genügende Ergebnisse liefern. Man nehme zunächst ein Zugband an, bestimme also das Eigengewicht für den einfachen Balken und errechne aus der Einflußlinie für den Horizontalschub H die Spannkraft Z des Zugbandes. Man erhält dann den rechnerischen Querschnitt des Zugbandes aus der Gleichung $F = \frac{Z}{\sigma}$, in der σ die zulässige Beanspruchung bedeutet. Dieser Wert für F ist noch mit einem Konstruktionskoeffizienten $= 1,25$ zu multiplizieren. Das Gewicht des laufenden Meters eines Zugbandes ist demnach $= 1,25 F \cdot 7850 \text{ kg/m}$, hierin ist F in qm zu messen, die Zahl 7850 gibt das Gewicht für 1 cbm Flußeisen an. Dieses Gewicht ist von dem errechneten Eigengewicht für den Bogenträger mit Zugband in Abzug zu bringen.

Auf Grund dieser so ermittelten Eigengewichte sind alsdann die Stabkräfte des Hauptträgers zu errechnen; man bilde weiter den Summenausdruck $\sum Ss$, in dem s die Stablänge und S die Stabkraft bedeutet. Das gesamte Eigengewicht des Hauptträgers wird dann dargestellt durch den Ausdruck:

$$G = \frac{\sum Ss}{\sigma} \cdot 1,25 \cdot 7850$$

Hierin ist die Zahl 1,25 der oben erwähnte Konstruktionskoeffizient. Weicht dies so gefundene Gewicht erheblich von dem zuerst der Rechnung zugrunde gelegten ab, so ist die Rechnung zu wiederholen.

Engesser macht in der Zeitschrift für Baukunde (1881) für die Eigengewichte von Straßenbrücken folgende Angaben:

1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag: Gewicht des Bohlenbelages 110 kg/qm, Eisengewicht der Brücke $= (105 + 2,3 l + 0,02 l^2) \text{ kg/qm}$,
 $l = \text{Stützweite.}$

Finden sich außerhalb der Hauptträger noch besondere, mit Holz gedeckte Fußwege, so entspricht denselben ein Eisengewicht pro qm (einschließlich der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ausschließlich der Geländer) von: $(60 + 2,3 l)$ kg/qm.

2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung: Gewicht des Schotters 400 kg/qm, Zoreisen 65 kg/qm, Eisengewicht der Brücke $(125 + 2,8 l + 0,025 l^2)$ kg/qm. Fußwege wie zu 1.

3. Stadtstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag: Gewicht des Bohlenbelages 140 kg/qm, Eisengewicht der Brücke $(155 + 2,7 l + 0,021 l^2)$ kg/qm. Für ausgekragte Fußwege ist zu setzen:

$$(80 + 2,7 l) \text{ kg/qm}$$

4. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung: Schottergewicht = 480 kg/qm, Zoreisen: 80 kg/qm, Eisengewicht = $(170 + 3,2 l + 0,028 l^2)$ kg/qm. Gewicht des Fußsteiges wie zu 3.

5. Stadtstraßenbrücken mit Pflasterung: Gewicht der Pflasterung 700 kg/qm, Zoreisen 80 kg/qm, Eisengewicht $(180 + 3,7 l + 0,029 l^2)$ kg/qm. Gewicht des Fußweges wie zu 3.

Für das Gewicht der Hauptträger der Straßenbogenbrücken gibt Engesser in seinem Werk: Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenke folgende Formel:

$$g = (\gamma b + 35 Z) \text{ kg,}$$

in der b die Brückenbreite in m und Z die Anzahl der Hauptträger bedeutet. γ ist der nachstehenden Zusammenstellung zu entnehmen:

Stützweite l in m	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Fahrbahn mit Beschotterung . . . $\gamma =$	32	62	94	129	168	209	255	300	350	410
Fahrbahn mit doppeltem Bohlenbelag . . . $\gamma =$	28	53	80	110	144	180	220	260	305	355

Abschnitt VII.

Bearbeitung der einzelnen Teile einer eisernen Brücke.

Es kann nicht im Rahmen dieses Buches liegen, eine ausführliche Darstellung der für den Bau einer eisernen Brücke notwendigen Werkstattarbeiten zu geben, zu der auch eine Beschreibung der für die Bearbeitung der Eisenteile erforderlichen Maschinen gehören würde. Es soll vielmehr nur so weit auf die verschiedenen Arbeitsvorgänge und auf die bei der Bearbeitung zu beachtenden Gesichtspunkte eingegangen werden, als für den Konstrukteur zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit und Ausführbarkeit der Einzelheiten seines Entwurfes dringend notwendig ist.

Die den Bau ausführende Brückenbauanstalt bestellt bei einem Walzwerk die einzelnen Flachbleche, Winkel-, **C**- und **I**-Eisen in den Längen, die nach dem Entwurf zu den einzelnen Gliedern der Brücke gebraucht werden. Die Bearbeitung der Stäbe und Träger ist Sache der Brückenbauanstalt. Die Walzwerke lassen sich jetzt nicht mehr auf irgend welche Bearbeitung ihrer Produkte ein, sie liefern nur in seltenen Fällen noch gebogene Flachbleche

A. Herstellung der Nietlöcher.

Die Nietlöcher werden auf zwei Arten hergestellt:

1. durch Bohren,
2. durch Stanzen.

Das Bohren geschieht durch Maschinen mittels Flach- oder Spiralstahlbohrer. Verschiedene Brückenbauanstalten bevorzugen den Flachbohrer, weil er sich nicht so schnell abnutzt wie der Spiralbohrer. Das Bohren erfordert viel Zeit,*) ist aber ein Verfahren, bei dem das Material an dem Rand des Bohrloches nicht beschädigt wird, und wird deshalb von den meisten Verwaltungen grundsätzlich vorgeschrieben.

Beim Stanzen wird das Loch mittels eines Stempels durchgestoßen; durch diese gewaltsame Bearbeitung tritt fraglos eine Beschädigung des Materials am Lochrande ein. Will man das Herstellen der Löcher durch Stanzen erlauben, so ist es erforderlich, zunächst durch die Stanze ein Loch mit geringerem Durchmesser, als das Nietloch endgültig erhalten soll, herzustellen, und dies Loch auf den erforderlichen Durchmesser mittels eines Bohrers aufzuweiten.

B. Beschneiden der Flacheisen, Winkel-, **C**- und **I**-Eisen.

Sollen Flacheisen nach einer Form mit Ecken, die nach außen springen (Abb. 117), zugeschnitten werden, so geschieht dies mit der Schere, einer Maschine, die die Eisenteile durch Abscheren von einander trennt. Diese Art der Bearbeitung ist ziemlich gewaltsam, das dem Schnitt unmittelbar benachbarte Material leidet hierunter und muß durch eine Fräs- oder Hobelmaschine fortgenommen werden. Soll eine einspringende Ecke (Abb. 118) hergestellt werden, so werden zunächst in der Ecke 3 bis 5 Bohrlöcher gebohrt und dann die übrig bleibenden Strecken *ab* mit der Schere geschnitten.

Schweifungen (Abb. 119) werden am zweckmäßigsten in der Weise hergestellt, daß man Loch an Loch bohrt und die zwischen

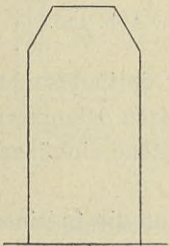


Abb. 117.

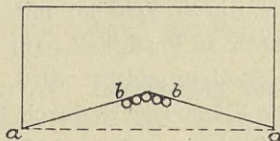


Abb. 118.

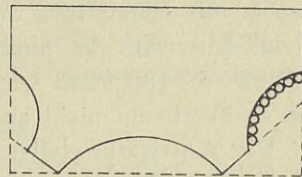


Abb. 119.

je zwei Löchern stehen gebliebenen Vorsprünge mit Meißel und Hammer wegnimmt. Diese Art der Bearbeitung ist zwar zeitraubend und teuer, aber für das

*) Das Bohren eines Loches von 13 mm Durchmesser in einem 10 mm starken Blech erfordert ungefähr $\frac{1}{4}$ Minute.

Material am besten. Werden die Löcher durch Stanzen hergestellt oder der Schnitt durch eine geschweifte Schere bewirkt, so müssen die Ränder nachgefräst werden.

Schnitte an **I**-, **C** und **L**-Eisen werden grundsätzlich durch Kreissägen ausgeführt, ein Verfahren, das zwar ziemlich viel Zeit in Anspruch nimmt, aber das Material sehr wenig beschädigt. Das Durchschneiden eines **I**-Eisens (N.P. 40) erfordert ungefähr 20 bis 25 Minuten. Die Schnittkanten bedürfen noch der Nachbearbeitung, die durch eine Schmirgel- oder Fräsmaschine vorgenommen wird.

C. Biegen.

Schwache Biegungen von **L**-Eisen und in der Pfeilrichtung von \rightarrow **I**- und \rightarrow **C**-Eisen von geringen Abmessungen können im kalten Zustande hergestellt werden. Alle schärferen Biegungen und auch schwache Biegungen von großen Profilen, ebenso alle Biegungen von **I**- und **C**-Eisen senkrecht zur Pfeilrichtung sind im warmen Zustande zu bewirken. Wiederholen sich dieselben Biegungen oft, so ist es ratsam, eine Leere herzustellen, diese mit einer festen Unterlage in Verbindung zu bringen und hiernach die warmen Eisen durch Ziehen und Hämmern zu biegen.

Flacheisen werden parallel zur hohen Kante, je nach der Größe der Biegung und ihrer Stärke, kalt oder warm gebogen.

Die Herstellung hochkantig gebogener Flachbleche macht große Schwierigkeiten.

Flache Kurven mit einem Radius über 30 m können bei niedrigen Blechen von nicht zu geringer Stärke (Flacheisen bis zu 200/20 mm) durch Biegung im kalten Zustande hergestellt werden

Die geraden Flacheisen werden flachliegend in eine Presse gelegt (Abb. 120) und mit einem flachköpfligen Stempel gegen zwei Rollen gedrückt. Durch diesen Druck entsteht ein örtlicher schwacher Knick. Indem man das Blech langsam verschiebt und immer wieder drückt, geht dasselbe allmählich in die gewünschte kreis- oder parabelförmige Kurve über. Bei höheren und schwachen Blechen ist dies Verfahren deshalb zu verwerfen, weil die innere (konkave) Kante durch das Stauchen sich falten wird.

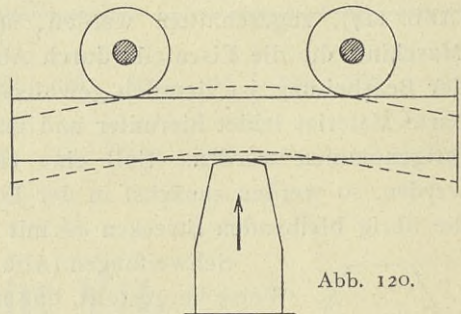


Abb. 120.

Unter allen Umständen zu ver-

boten ist die Herstellung der Biegung durch das Strecken, das darin besteht, daß das Eisen auf der äußeren Seite durch Schläge mit schweren Hämmern gelängt wird. Das Eisen wird hierdurch an Festigkeit ganz bedeutend einbüßen, wenn es überhaupt nicht an einigen Stellen zerstört wird.

Die Walzwerke stellen gebogene Flacheisen dadurch her, daß sie in einer Vorwalze das Flacheisen zunächst keilförmig walzen (Abb. 121), und dann beim Fertigwalzen das Material an der Seite *a* zum Strecken bringen. Leider lassen sich die Walzwerke jetzt nur noch selten auf das Her-

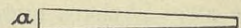


Abb. 121.

Eine andere Herstellungsweise besteht darin, daß die glühenden Flacheisen in einer langen Presse nach der in Abb. 122 dargestellten Anordnung in die ge-

bogene Form gebracht werden. Dies Verfahren setzt aber voraus, daß die Brückenbauanstalt mit großen Flammöfen ausgerüstet ist, in denen die Flacheisen auf die

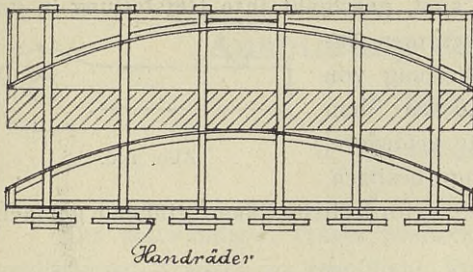


Abb. 122.

ganze Länge glühend gemacht werden können. Da unsere deutschen Brückenbauanstalten nicht derartig eingerichtet sind, so sind diese darauf angewiesen, die Flacheisen mit gebogenen Kanten aus umschriebenen Rechteckblechen auszuarbeiten. Dies kann erfolgen:

1. Auf der konvexen Seite durch Schneiden mit der Schere, bei großen Radien auch durch Hobeln (der Arbeiter muß in diesem Fall das Hobelmesser während der Bewegung längs des Bleches noch senkrecht zum Blech von Hand verschieben, was nach einiger Übung ohne weiteres geht).

2. Auf der konkaven Seite durch Abbohren oder Ausstanzen. Beim Abbohren wird Loch an Loch gebohrt und später mit dem Meißel die Kante glatt gearbeitet. Beim Ausstanzen wird mit einem viereckigen Stempel stückweise längs der Kante das Material ausgedrückt. Bei sehr flachen Kurven kann auch auf der konkaven Seite mit verstellbarem Hobeisen gehobelt werden, doch muß der Hobler dann außerordentlich vorsichtig sein.

Die Kröpfungen von Winkel- und E-Eisen müssen grundsätzlich im warmen Zustande hergestellt werden. Das an der Stelle der Kröpfung glühend gemachte Winkeleisen wird auf einen Block *B* gelegt, auf dem eine Erhöhung *A* von der Stärke der Kröpfung angebracht ist (Abb. 123). Ein Stempel einer Presse oder der Dampfhammer drücken mittels der Zwischenlage *C* den Winkel auf den Block *B* nieder und stellen so die Kröpfung her.

D. Kröpfungen.*)

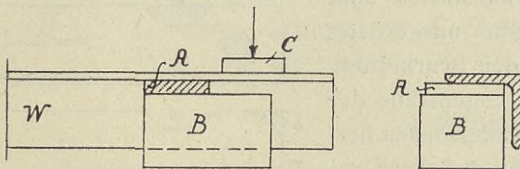


Abb. 123.

Die Kröpfungen von Winkel- und E-Eisen müssen grundsätzlich im warmen Zustande hergestellt werden. Das an der Stelle der Kröpfung glühend gemachte Winkeleisen wird auf einen Block *B* gelegt, auf dem eine Erhöhung *A* von der Stärke der Kröpfung angebracht ist (Abb. 123). Ein Stempel einer Presse oder der Dampfhammer drücken mittels der Zwischenlage *C* den Winkel auf den Block *B* nieder und stellen so die Kröpfung her.

Die Kröpfungen von Winkel- und E-Eisen müssen grundsätzlich im warmen Zustande hergestellt werden. Das an der Stelle der Kröpfung glühend gemachte Winkeleisen wird auf einen Block *B* gelegt, auf dem eine Erhöhung *A* von der Stärke der Kröpfung angebracht ist (Abb. 123). Ein Stempel einer Presse oder der Dampfhammer drücken mittels der Zwischenlage *C* den Winkel auf den Block *B* nieder und stellen so die Kröpfung her.

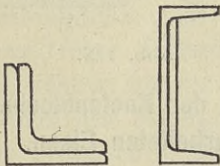


Abb. 124. Abb. 125.

E. Abrundungen von scharfen Ecken

werden z. B. in dem Falle nötig, daß ein Winkeleisen in ein anderes eingepaßt (Abb. 124) oder ein auf dem Steg eines E-Eisens liegendes Flacheisen hart bis an die Flansche geführt werden soll (Abb. 125). Diese Abrundungen werden durch die Hobelmaschine hergestellt.

F. Herstellung von Schlitzten.

Schlitzte am Ende oder in der Mitte von Blechen werden durch Aneinanderreihung von Bohrlöchern und nachträgliche Bearbeitung durch Meißel und Hammer oder auch durch eine Fräsmaschine mit einem Fräser, der einer Kreissäge ähnlich ist, hergestellt.

*) Kröpfungen sind Abbiegungen aus der ursprünglichen Richtung. So entsteht z. B. eine Kröpfung, wenn ein senkrechter Aussteifungswinkel eines Blechträgers vom Stegblech auf den Schenkel eines Gurtwinkels geführt werden soll (Abb. 151).

G. Herstellung von Augenstäben.

In Amerika, wo die Augenstäbe (Abb. 126) bei den Bolzenverbindungen für alle gezogenen Stäbe gebräuchlich sind, geschieht ihre Herstellung in der Regel durch Anpressen der Köpfe im warmen Zustande. Die Flacheisen, die zur Herstellung von Augenstäben verwendet werden, müssen dem Material, das die anzupressenden Köpfe erfordern, entsprechend einen Überschuß an Länge besitzen. Sie werden in einem Flammofen auf die erforderliche Länge glühend gemacht und darauf in die Presse gebracht.

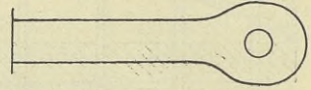


Abb. 126.

Zwei Backen *a* (Abb. 127) entsprechen dem Übergang des Kopfes. Durch Vordrücken eines Stempels von der Form *b* wird der Kopf angestaucht. Zwischen den Formen *a* und *b* bleibt auch in der Endstellung ein kleiner Zwischenraum, um dem überschüssigen Material die Möglichkeit zum Ausweichen zu geben. Ebenso wird der zweite Kopf hergestellt. Darauf werden die Augen mit einem Durchmesser, der 2,5 cm kleiner als der endgültige ist, gestanzt. Nachdem die Stäbe dann noch 4 Stunden in einem mit Petroleum geheizten Ofen zum Zweck des Beseitigens von inneren Spannungen ausgeglüht sind, werden die Augen auf den endgültigen Durchmesser ausgebohrt.

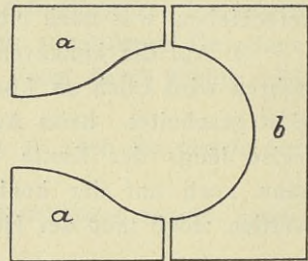


Abb. 127.

Unsere deutschen Brückenbauanstalten sind nicht mit derartigen Vorrichtungen ausgerüstet und deshalb auf eine andere Art der Bearbeitung von Augenstäben angewiesen. Die Augenstäbe der Hängebrücke in Budapest sind folgendermaßen hergestellt worden. Eine Bearbeitung durch Schere und Stanze war streng verboten. Zunächst wurden durch eine Ausschneidemaschine die Teile *a* weggenommen und die Augen gebohrt (Abb. 128). Dann fräste eine Maschine die Teile *b* weg, und schließlich entfernte eine Hobelmaschine die Teile *c*.

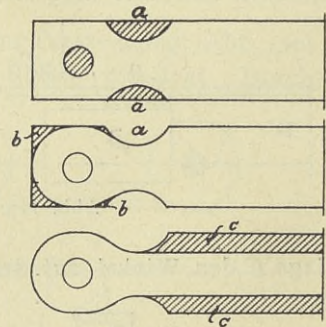


Abb. 128.

H. Übertragung der Entwurfseinzelheiten, wie Formen der Knotenbleche und der Stabenden, Nietabstände usw. auf die unbearbeiteten Eisen.

Am gebräuchlichsten und zuverlässigsten ist das sogenannte Schablonenverfahren. Die Knotenpunkte werden in natürlicher Größe mit allen Einzelheiten auf starkes Papier aufgetragen. Man legt dann diese Schablonen auf die einzelnen Bleche und Stäbe auf und körnt die Umrißlinien und Nietmittelpunkte mittels eines sogenannten Körners mit scharfer Stahlspitze durch. Die so durch einzelne Punkte gekennzeichneten Umrißlinien werden dann mittels eines scharfen Werkzeuges auf dem Eisen ausgezogen und die Nietmittelpunkte weiter durch sie umgebende Kreise deutlich hervorgehoben. Das letztere geschieht durch den sogenannten Kontrollkörner, der mit einer Stahlspitze und einer kreisförmigen Stahlschneide versehen ist.

Abschnitt VIII.

Ausbildung der Hauptträger.

A. Balkenbrücken.

1. Vollwandige Hauptträger.

a) Allgemeines.

Die vollwandigen Träger besitzen bei kleinen Stützweiten gegenüber den gegliederten Trägern so erhebliche Vorteile, daß sie jetzt fast ausschließlich bis zu Stützweiten von 20 m zur Ausführung gelangen. In Amerika bevorzugt man die vollwandigen Träger sogar bis zu 30 m Stützweite. Ihre hauptsächlichsten Vorteile bestehen in der Einfachheit ihrer Berechnung, Herstellung und Unterhaltung und in ihrem geringen Einheitspreis, durch den sie sich etwa bis 22 m Stützweite trotz größeren Gewichtes für die Einheit billiger stellen, als die gegliederten Träger. Bei noch größeren Stützweiten fällt jedoch die Masse des vollen Stegbleches so ins Gewicht, daß sie erheblich schwerer und damit auch teurer als gegliederte Träger werden; außerdem geht bei sehr großen Stegblechhöhen der Vorteil des geringen Einheitspreises verloren.



Abb. 129.

b) Ausbildung der Träger.

Für die vollwandigen Träger werden Walzprofile, meist in I-Form, weniger in C-Form oder zusammengesetzte Profile (Abb. 129) verwendet.

α) Walzträger.

Soweit es die zulässigen Beanspruchungen und Durchbiegungen gestatten, ist den Walzträgern vor den zusammengesetzten Trägern der Vorzug zu geben, da sie sich noch günstiger in der Unterhaltung und in der Regel auch im Einheitspreis stellen, als die zusammengesetzten Profile. Wo die deutschen Normalprofile nicht mehr ausreichen, werden mit Vorteil die breitflanschigen Grey-Träger (Differdinger Hütte) verwendet, deren Güte besonders hinsichtlich des Fehlens innerer Spannungen neuerdings durch umfangreiche Versuche im Königlichen Material-Prüfungsamt in Groß-Lichterfelde, die auf Veranlassung der Preußischen Staatseisenbahnverwaltung angestellt wurden, nachgewiesen ist. Aus dem errechneten größten Momente M und der für die betreffende Brückengattung zugelassenen Spannung σ erhält man durch die Beziehung
$$W = \frac{M}{\sigma}$$
 das erforderliche Widerstandsmoment und kann hiernach aus einer Profiltabelle ein Profil mit ausreichender Tragfähigkeit entnehmen.¹⁾ Man hat sich schließlich noch zu überzeugen, ob die Durchbiegung des Trägers in der Mitte unter den größten Lasten die als zulässig erachtete Grenze nicht über-

¹⁾ Im Anhang sind für die Walzträger Tabellen angefügt, die über die Gewichte, Trägheits- und Widerstandsmomente, die größten Walzlängen und die größten Längen, die ohne Überpreis erhältlich sind, Auskunft geben,

steigt. Für Eisenbahnbrücken sind große Durchbiegungen namentlich für kleine Stützweiten wegen der Gefahr einer Entgleisung durchaus zu vermeiden. Das Verhältnis der größten Durchbiegung zur Stützweite soll hier zwischen $\frac{1}{1000}$ und $\frac{1}{1500}$ liegen. Die Größe der Durchbiegung in der Mitte der Walzträger, die überall den gleichen Querschnitt besitzen, erhält man unter der Voraussetzung gleichförmiger Belastung aus der Gleichung

$$d = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E J} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{J} \cdot \alpha.$$

Hierin bedeutet J das Trägheitsmoment des Trägers, E den Elastizitätsmodul und α den Dehnungskoeffizienten.

Die Preußische Staatseisenbahnverwaltung verwendet die Walzträger neuerdings sehr vielfach bei Eisenbahn- und Straßenüberführungen in Verbindung mit Betonkappen bis zu einer Stützweite von 11,0 m (Abb. 130). Infolge der dichten Lage der Walzträger und der festen Verbindung derselben durch den Beton verteilt sich die Belastung auf eine größere Anzahl von Trägern, und es kann hierdurch trotz der verhältnismäßig niedrigen Höhe der Walzträger eine solche Beanspruchung erzielt werden, daß die Durchbiegung die zulässige Grenze nicht überschreitet. Diese Bauwerke erfordern aber eine ziemlich große Bauhöhe, die nicht

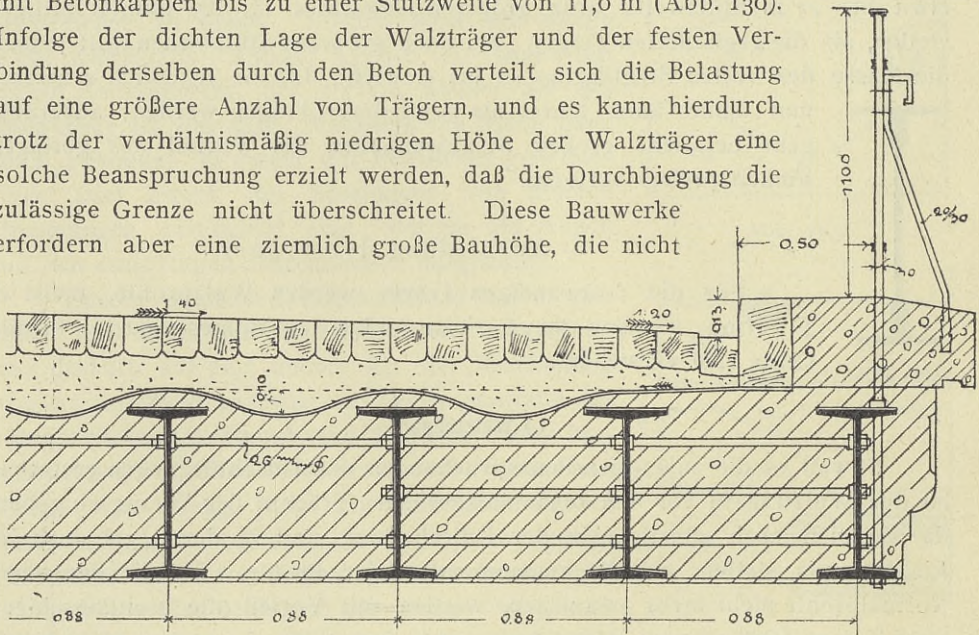


Abb. 130.

in allen Fällen zur Verfügung steht. Man wird deshalb oft gezwungen sein, auch bei Stützweiten unter 10 m Bauarten anzuwenden, die kleinere Bauhöhen gestatten, z. B. eine Anordnung nach Abb. 131.

Für die Hauptträger dieser Brücken reicht unter Zugrundelegung der neuesten Berechnungsvorschriften der preußischen Staats-

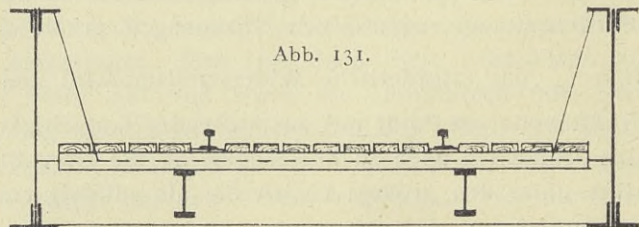


Abb. 131.

eisenbahnen das größte I N. P. 55 nur bis zu einer Stützweite von 5,5 m und das größte Differdinger I-Eisen Nr. 75 nur bis zu einer Stützweite von 8,4 m,

β) Genietete Träger.

Man wird also auch bei kleinen Stützweiten schon seine Zuflucht zu zusammengesetzten Profilen nehmen müssen. Diese bestehen aus einem Stegblech, das oben und unten mit Winkeln gesäumt ist, und Kopfplatten, die auf beziehungsweise unter den wagerechten Winkelschenkeln liegen (Abb. 132). Die Winkel bilden im Verein mit den Kopfplatten den Ober- und Untergurt des Blechträgers.

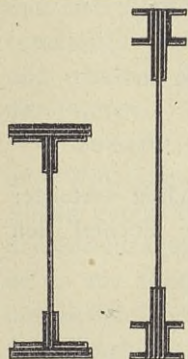


Abb. 132. Abb. 133.

Der in Abb. 133 dargestellte, in Amerika gebräuchliche Querschnitt, bei dem die Gurtungen durch \square -Eisen und senkrecht gestellte Flacheisen gebildet sind, hat in Deutschland keine Verbreitung gefunden, weil durch wagerechte Kopfplatten bei bedeutend geringerem Materialverbrauch dasselbe Widerstandsmoment erreicht wird.

1. Stärke des Stegbleches.

Zur Erzielung eines möglichst großen Widerstandsmomentes würde es sich empfehlen, das Stegblech so schwach wie möglich zu machen, und das hier ersparte Material in den Gurtungen zu verwenden, auch zur Aufnahme der Querkraft an den Auflagern würden sehr geringe Stegblechstärken genügen. Mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck der wagerechten Nieten in den Winkeln und der Anschlußnieten der Querträger, ferner mit Rücksicht auf die Gefahr des Faltens in dem Druckteil und des Rostens empfiehlt es sich, die Stärke nicht unter 10 mm, bei höheren Blechen nicht unter 12 mm zu nehmen.

2. Querschnittsbestimmung und Ausbildung.

Liegt das Rechnungsergebnis für das größte Moment in der Mitte des Trägers $= M_{\max}$ vor, so verfährt man nach Müller-Breslau zur Ermittlung eines geeigneten Querschnittes folgendermaßen: Die größte Durchbiegung in der Mitte eines Trägers, der überall das gleiche Trägheitsmoment besitzt, erhält man unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Last für die Längeneinheit nach der Formel:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EJ},$$

wo E den Elastizitätsmodul und J das Trägheitsmoment des Querschnittes bedeutet. Nun ist $J =$ dem Widerstandsmomente mal der halben Höhe des Querschnittes $= W \cdot \frac{h}{2}$, also

$$\delta = \frac{5}{48} \cdot \frac{\frac{p l^2}{8} l^2}{E \cdot W \cdot \frac{h}{2}}$$

Der Träger wird so montiert, daß er unter dem Gewicht der ständigen Belastung wagerecht liegt. Für die Durchbiegung kommt also lediglich die Verkehrslast p in Frage.

Das erforderliche Widerstandsmoment muß natürlich aus dem größten Moment, das die Verkehrsbelastung und die ständigen Lasten ergeben, errechnet

werden. Bezeichnet g die ständige Belastung des Trägers für die Längeneinheit, so ist die Gesamtlast $q = p + g$ für die Längeneinheit. Das erforderliche Widerstandsmoment muß sein $W \geq \frac{Mq_{\max}}{\sigma} = \frac{ql^2}{8\sigma}$, wo σ den Wert für die zugelassene Beanspruchung darstellt.

Durch Einsetzen dieses Wertes geht die obige Formel über in

$$\delta = \frac{5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{p}{q} \frac{l^2}{h}$$

Für Träger gleicher Festigkeit, bei denen also bei gleichmäßig verteilter Last überall die gleiche Beanspruchung herrscht, nimmt die Formel den Wert an:

$$\delta = \frac{6}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{p}{q} \frac{l^2}{h}$$

Für die Blechträger liegt die Wirklichkeit zwischen beiden Fällen, daher ist es angezeigt, mit der Formel

$$\delta = \frac{5,5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{p}{q} \frac{l^2}{h}$$

zu rechnen.

Ist die Belastung nicht gleichmäßig verteilt, sondern z. B. eine Lokomotivbelastung, so bestimmt man das größte Moment dieser Belastung für die Trägermitte $M_{P_{\max}}$ und errechnet einen Belastungsgleichwert aus der Beziehung:

$$M_{P_{\max}} = \frac{pl^2}{8}$$

$$p = \frac{8 M_{P_{\max}}}{l^2}$$

Nimmt man z. B. das Verhältnis der Durchbiegung zur Stützweite $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{1200}$ an, so ist man imstande, aus der eben angeführten Formel die Höhe zu bestimmen. Alsdann sucht man unter Beachtung dieses errechneten Wertes, wobei natürlich Abweichungen um 2—3 cm ohne Belang sind, aus Tabellen für die Trägheits- und Widerstandsmomente genieteter Träger¹⁾ den Querschnitt heraus, der das erforderliche Widerstandsmoment besitzt. Es sei dies ein Querschnitt mit drei Platten (Abb. 134 a und b). Die Kopfplatten werden nur so weit durchgeführt, als die auftretenden Momente dies verlangen. Die zeichnerische Ermittlung der Plattenlängen ist die übersichtlichste und daher für die Berechnungen am

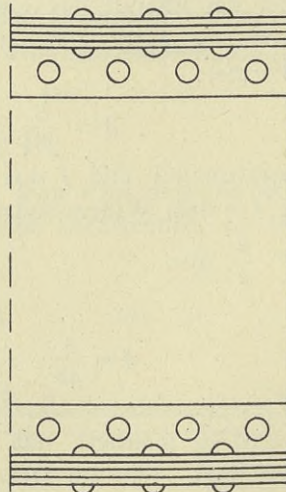


Abb. 134a.

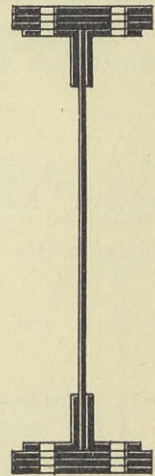


Abb. 134b.

¹⁾ Am geeignetsten sind die Tabellen von Dr. H. Zimmermann und von Böhm und John.

meisten zu empfehlen. Man zeichnet die Kurve der größten Momente (Abb. 135) und trägt auf einer Senkrechten die verschiedenen mit der zulässigen Spannung multiplizierten Widerstandsmomente für den Querschnitt mit drei und zwei Platten, einer Platte und ohne Platten, die eben falls den Tabellen zu entnehmen sind, auf, zieht durch die Endpunkte dieser Ordinaten Wagerechte und erhält in den Schnittpunkten dieser Linien mit der Kurve die Endpunkte der Platten.

Bemerkt sei gleich an dieser Stelle, daß bei der Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente die Niete im gezogenen Teile des Querschnittes in Abzug gebracht werden müssen, und daß es üblich ist, bei der Berechnung der Blechträger auch die Niete im Druckteil abzuziehen. Selbstverständlich ist es nur nötig, die Niete, die in einem senkrechten Schnitt sitzen, hierbei zu berücksichtigen. So sind für die Berechnung des Trägheitsmomentes eines Querschnittes mit Kopfplatten nur die senkrechten Niete abzuziehen (Abb. 134). Für einen Querschnitt ohne Kopfplatten kommen nur die wäge-

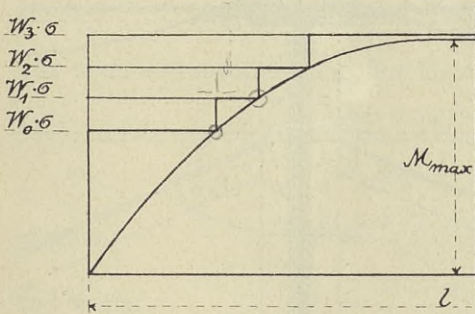


Abb. 135.

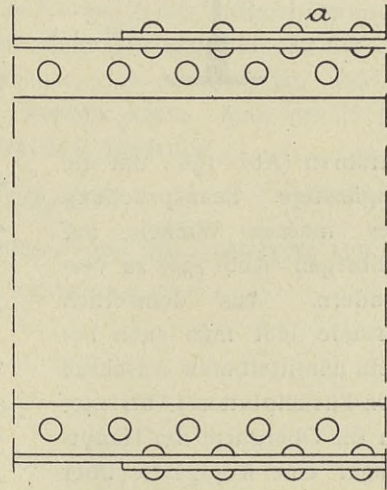


Abb. 136.

rechten Niete in den senkrechten Winkelschenkeln in Frage.

Eine Kopfplatte ist erst an der Stelle in voller Wirksamkeit, an der sie mit der erforderlichen Anzahl von Nieten angeschlossen ist. Bedeutet σ die Normalspannung, die die Kopfplatte erleidet, und F den nutzbaren Querschnitt nach Abzug der Nietlöcher, so ist zum Anschluß der Platte eine der Kraft $P = \sigma \cdot F$ entsprechende Anzahl von Nieten erforderlich. Erfordert der Anschluß z. B. sechs Niete, so tritt die Kopfplatte in Abb. 136 erst am Punkte a in volle Wirksamkeit.

Aus der Abb. 135 geht ohne weiteres hervor, daß die Platten an den errechneten Endpunkten noch nicht voll angeschlossen zu sein brauchen, sondern der Anschluß erst hier zu beginnen braucht. Zur Erzielung eines gewissen Überschusses an Querschnitt empfiehlt es sich jedoch, die Platten über ihren rechnerischen Endpunkt mit der Hälfte der Anschlußniete überschießen zu lassen. Sind beispielsweise zum Anschluß der Kopfplatte acht Niete erforderlich, so ergibt sich die in Abb. 137 dargestellte Anordnung. Im Falle

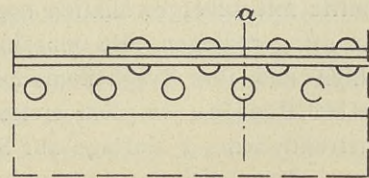


Abb. 137.

der unmittelbaren Auflagerung der Schwellen auf den Hauptträgern von Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich, eine Gurtplatte im Obergurt ganz durch-

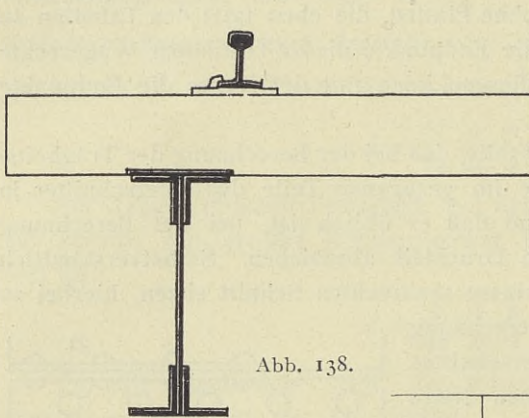


Abb. 138.

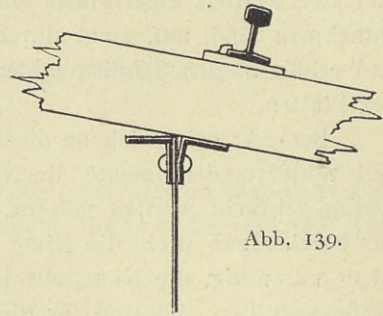


Abb. 139.

zuführen (Abb. 138), um die ungünstige Beanspruchung des inneren Winkels auf Abbiegen (Abb. 139) zu verhindern. Aus demselben Grunde läßt man auch bei dem unmittelbaren Anschluß von Buckelplatten (Abb. 140) an die Obergurte der Hauptträger eine Kopfplatte über die ganze Länge des Trägers reichen. Die Platte wird um die Breite der Auflagerfläche der Buckelplatte (5 bis 8 cm) breiter als die darüber liegenden Platten ausgeführt, weil hierdurch für die

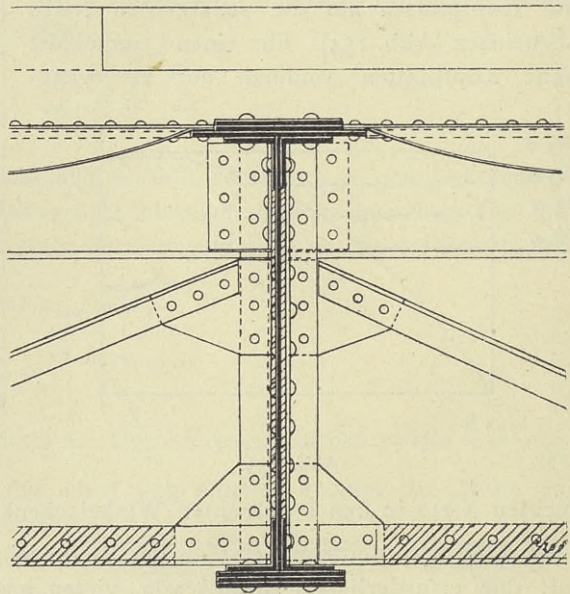


Abb. 140.

Buckelplatten die zweckmäßigste Auflagerung erzielt wird, und die Hauptträgergurtungen in der Werkstatt fertig genietet werden können. Näheres hierüber siehe unter dem Abschnitt «Fahrbahn».

Die angeführten Tabellen für die Trägheits- und Widerstandsmomente genieteter Träger sind nur bis zu einer Trägerhöhe von 1,40 m durchgeführt. Größere Trägerhöhen werden aber vielfach verwendet, auch sind häufig Querschnitte mit außergewöhnlich breiten Gurtungen erforderlich. Man ist daher sehr oft gezwungen, die einzelnen Abmessungen der Querschnitte selbst zu wählen und ihre Trägheitsmomente zu berechnen. Nach den Angaben von Müller-Breslau in dem ersten Band seiner «Graphischen Statik der Baukonstruktionen», 3. Auflage auf Seite 203 empfiehlt sich hierbei folgendes Verfahren. Man bestimmt die zweckmäßige Höhe nach der auf Seite 62 angeführten Formel, nimmt die Höhe h_0 des Stegbleches etwas kleiner an, verfügt dann

über die Winkelprofile und berechnet das Trägheitsmoment J_0 dieses Querschnittes mit Abzug der Nietlöcher in den wagerechten Winkelschenkeln. Das Widerstandsmoment dieses Querschnittes ist

$$\text{dann } W_0 = \frac{2J_0}{h_0} \quad (\text{Abb. 141}).$$

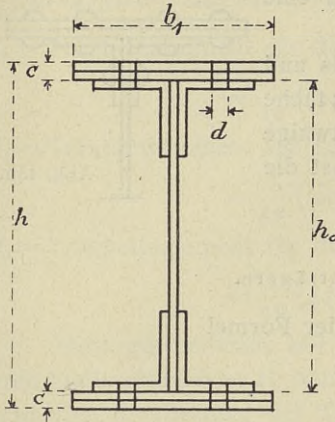


Abb. 141.

Werden nun unten und oben Kopfplatten mit dem nutzbaren Querschnitt $F_k = b \cdot c$ für jede Gurtung hinzugefügt, so wächst das auf die wagerechte Schwerachse bezogene Trägheitsmoment um die Größe $2J_k + 2F_k \left(\frac{h_0 + c}{2}\right)^2$. c bedeutet die Gesamtstärke der Kopfplatten jedes Gurtes, b die nutzbare Breite nach Abzug der Nietlöcher $= b_1 - 2d$, J_k das Trägheitsmoment der Kopfplatten einer Gurtung bezogen auf die eigene Schwerachse, das so klein ist, daß es vernachlässigt werden kann. Man erhält für

das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes den Ausdruck

$$J = J_0 + \frac{1}{2} F_k (h_0^2 + 2c h_0 + c^2)$$

und unter Vernachlässigung des kleinen Gliedes c^2 und mit Beachtung von

$$h_0^2 + 2c h_0 = h_0 (h_0 + 2c) = h_0 \cdot h$$

$$J = J_0 + \frac{1}{2} F_k h_0 \cdot h.$$

Hieraus:

$$W = \frac{2J_0}{h} + F_k \cdot h_0$$

und weiter

$$F_k = \frac{W}{h_0} - \frac{2J_0}{h_0} \cdot \frac{1}{h} = \frac{W}{h_0} - \frac{W_0}{h}.$$

Die Werte h_0 und W_0 liegen bereits fest. W wird aus der Beziehung: $W = \frac{M_{\max}}{\sigma}$ erhalten.

h wählt man dann $= h_0 +$ einem Vielfachen einer gebräuchlichen Plattenstärke, z. B. $= h_0 + 4 \cdot 1,2$ cm. Dies bedeutet, daß für jede Gurtung zwei Platten von 1,2 cm Stärke hinzutreten. Die nutzbare Breite b dieser Platten wird dann aus der Beziehung $b = \frac{F_k}{2 \cdot 1,2}$ berechnet. Die wirkliche Breite der Platten ist dann $= b + 2d$, wo d den Durchmesser der Niete bezeichnet.

Man hat sich nun zu überzeugen, daß die Breite b nicht zu groß ausfällt. im andern Falle ist die Plattenstärke oder die Anzahl der Platten größer zu wählen.

Hierbei sind folgende Regeln zu beachten:

Falls die Gurtplatten außerhalb des Winkelrandes keine besondere Verankerung erhalten (Abb. 141), ist die Breite dieser Platten so zu wählen, daß der Abstand ihrer Kanten von dem Mittelpunkt des nächsten Nietes höchstens das 2,5 fache des Nietdurchmessers beträgt, da sonst die Plattenfugen klaffen und dem Wasser den Eintritt ermöglichen. Bei besonders starken Gurtungen

verwendet man ungleichschenklige Winkel, deren kurze Schenkel an dem Stegblech liegen, oder man läßt die Platten so weit über die Winkel überstehen, daß sie noch einmal außerhalb der Winkel durch eine Nietreihe verbunden werden können (Abb. 142).

Die Stärke des wagerechten Winkelschenkels und der Gurtplatten zusammen darf höchstens das 4,5 fache des Nietdurchmessers erreichen, wobei auch auf etwaige Stoßplatten Rücksicht zu nehmen ist, da sich sonst die Niete nicht mehr gut stauchen lassen.

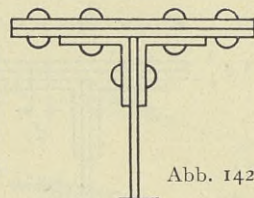


Abb. 142.

3. Günstigste Höhe von Blechträgern.

Die Berechnung der Höhe des Trägers aus der Formel

$$\delta = \frac{5,5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{p}{q} \frac{l^2}{h}$$

erübrigt sich in der Regel, da durch Vergleichsrechnungen festgestellt ist, daß die günstigste Höhe des Stegbleches für einen Träger auf zwei Stützen ungefähr = $\frac{1}{10}$ der Stützweite ist. Mit zunehmender Trägerhöhe verringert sich die Querschnittfläche der Gurtungen, die für ein gewisses Trägheitsmoment erforderlich ist, dagegen wächst der Querschnittsinhalt des Stegbleches. Es muß also eine Höhe für das Stegblech geben, bei welcher für das erforderliche Trägheitsmoment sich der geringste Materialaufwand ergibt, und diese ist zu $\frac{1}{10}$ der Stützweite ermittelt worden, eine Höhe, bei der auch die Durchbiegungen günstige Werte annehmen. Man wird jedoch in vielen Fällen gezwungen sein, geringere Höhen als $\frac{1}{10}$ der Stützweite in Anwendung zu bringen. Man kann unbedenklich bis zu Höhen von $\frac{1}{16}$ der Stützweite heruntergehen, ja es sind sogar Höhen von $\frac{1}{20}$ der Stützweite ausgeführt worden. Selbstverständlich sind hierbei die zugelassenen Spannungswerte so zu vermindern, daß die Durchbiegungen keine gefährlichen Werte annehmen.

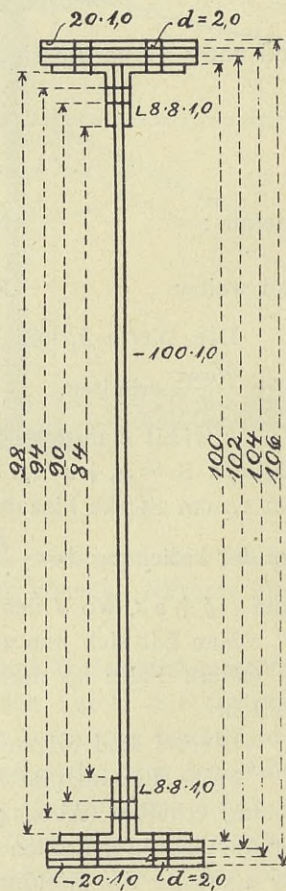


Abb. 143.

4. Berechnung von Trägheitsmomenten.

Eine übersichtliche Berechnung von Trägheitsmomenten zusammengesetzter, symmetrischer Querschnitte, bezogen auf die Schwerachse, ist an dem folgenden Beispiele vorgeführt. Zu beachten ist dabei, daß für ein Rechteck von der Breite b und der Höhe h das Trägheitsmoment $= \frac{1}{12} b h^3$ ist (Abb. 143).

$J_3 =$ Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 3 Kopfplatten

$$= \frac{1}{12} \left\{ (20-4) \left[\overbrace{[(106^3 - 104^3)]}^{\text{I}} + \overbrace{[(104^3 - 102^3)]}^{\text{II}} + \overbrace{[(102^3 - 100^3)]}^{\text{III}} \right] + \overbrace{[(17-4)(100^3 - 98^3)] + 3(98^3 - 84^3) + 1 \cdot 84^3}^{\text{IV}} \right\}$$

$J_2 =$ Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 2 Kopfplatten

$$= \frac{1}{12} \left\{ (20 - 4) [\text{II} + \text{III}] + \text{IV} \right\}$$

$J_1 =$ Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 1 Kopfplatte

$$= \frac{1}{12} \left\{ (20 - 4) \text{III} + \text{IV} \right\}$$

$J_0 =$ Trägheitsmoment für den Querschnitt ohne Kopfplatten

$$= \frac{1}{12} \left\{ 4(100^3 + 98^3) + \text{IV} - 3(94^3 - 90^3) \right\}$$

Sehr gute Dienste bei dem Berechnen der Trägheitsmomente leisten die vom Diplomingenieur H. Nitzsche herausgegebenen «Graphischen Hilfstafeln zur schnellen Ermittlung der Trägheitsmomente genieteter Trägerquerschnitte».*)

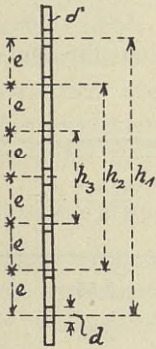


Abb. 144.

5. Verlust an Widerstandsmoment durch eine senkrechte Nietreihe im Stegblech.

Vielfach ist es bei der Ausbildung der Hauptträger nicht zu vermeiden, daß in dem Schnitt, in dem die Niete der Gurtplatten sitzen, auch eine über die ganze Stegblechhöhe sich erstreckende senkrechte Nietreihe angeordnet werden muß. Es ist klar, daß für diesen Fall bei der Berechnung des Trägheitsmomentes diese Nietreihe in Abzug gebracht werden muß.

Würden die Nietlöcher nicht vorhanden sein, so würden die an Stelle der Nietlöcher sitzenden Materialteilchen folgenden Beitrag zum Trägheitsmoment liefern (Abb. 144):

$$AJ = 2 d \delta \left\{ \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{2} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{2} \right)^2 + \dots \right\},$$

wobei die kleinen Trägheitsmomente der Teilchen, bezogen auf ihre eigene Schwerachse, vernachlässigt sind.

$$AJ = \frac{d \delta}{2} [h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots]$$

Ist m die Anzahl der Nietteilungen e , so bestehen die Beziehungen

$$\begin{aligned} h_1 &= m \cdot e \\ h_2 &= h_1 - 2 \frac{h_1}{m} \\ h_3 &= h_1 - 4 \frac{h_1}{m} \end{aligned}$$

Also:

$$\begin{aligned} AJ &= \frac{d \delta}{2} \left[m^2 e^2 + h_1^2 \left(\frac{m-2}{m} \right)^2 + h_1^2 \left(\frac{m-4}{m} \right)^2 + \dots \right] \\ &= \frac{d \delta}{2} \left[m^2 e^2 + m^2 e^2 \left(\frac{m-2}{m} \right)^2 + m^2 e^2 \left(\frac{m-4}{m} \right)^2 + \dots \right] \\ &= \frac{d \delta}{2} \cdot e^2 [m^2 + (m-2)^2 + (m-4)^2 + \dots] \end{aligned}$$

*) Erschienen im Verlage von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1907.

$$= \frac{d\delta}{2} e^2 m \frac{(m+1)(m+2)}{6}$$

$$= \frac{d\delta}{2} e^2 m^2 \frac{(m+1)(m+2)}{6m}$$

Nun ist $m = n - 1$, wenn n die Anzahl der Niete in der Reihe bedeutet.

$$AJ = \frac{d\delta}{2} e^2 m^2 \frac{n(n+1)}{6(n-1)} = \frac{d\delta}{2} h_1^2 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

Hieraus erhält man den Verlust an Widerstandsmoment durch die Nietlöcher in der senkrechten Nietreihe:

$$AW = \frac{\frac{d\delta}{2} h_1^2}{h} \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

Hierin bedeutet h die Trägerhöhe. Macht man noch die erlaubte Annahme, daß die Trägerhöhe $= h_1$ ist, dann erhält man für AW den einfachen Ausdruck

$$AW = d\delta h_1 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

In nachstehender Tabelle sind für verschiedene Nietzahlen die entsprechenden Werte von $\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$ angegeben worden.

Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$
		10	2,037	20	3,684
		11	2,200	21	3,850
		12	2,364	22	4,016
		13	2,526	23	4,182
4	1,111	14	2,692	24	4,348
5	1,250	15	2,857	25	4,514
6	1,400	16	3,022	26	4,680
7	1,555	17	3,188	27	4,846
8	1,714	18	3,353	28	5,012
9	1,875	19	3,519	29	5,177
10	2,037	20	3,684	30	5,345

6. Nietteilung der Gurtungen.

Die Entfernung der wagerechten Niete in den Winkeln berechnet sich aus der Formel $e = \frac{P \cdot J}{Q \cdot S}$ (Abb. 145). Hierin bedeutet P die Tragkraft eines

Nietes, J das Trägheitsmoment des gesamten Querschnittes ohne Abzug der Nietlöcher, Q die größte der an betreffender Stelle auftretende Querkraft und S das statische Moment der anzuschließenden Teile, also für den vorliegenden Fall zweier Winkel und zweier Kopfplatten, ohne Abzug der Nietlöcher, bezogen auf die



Abb. 145.

Schwerachse des ganzen Querschnittes. Der Niet wird zweischnittig beansprucht. Bei den gebräuchlichen Stegblechstärken ist daher für die Tragfähigkeit des Nietes der Druck in der Lochleibung maßgebend, also $P = d \cdot \delta \cdot \sigma_l$. Hierin bedeutet d den Nietdurchmesser, δ die Stegblechstärke und σ_l den für den Druck in der Lochleibung zugelassenen Wert. Die Nietteilung ergibt sich also aus der Beziehung $e = \frac{d \cdot \delta \cdot \sigma_l \cdot J}{Q \cdot S}$. Erhält man für die Stellen des Hauptträgers, an denen die größten Querkräfte auftreten, für e Werte, die $\geq 4,5d$ sind, so führt man oft diese Nietteilung ganz durch. Erhält man dagegen für e sehr kleine Werte, so empfiehlt es sich, zur Ersparung an Nietarbeit, die Nietentfernung an den anderen Stellen entsprechend den hierfür errechneten Werten größer zu wählen.

Die Hauptträger werden durch Aussteifungswinkel oder auch die Anschlußwinkel der Querträger in Felder geteilt (Abb. 146). Die Niete, die diese Winkel mit den Gurtwinkeln verbinden, legen bestimmte Punkte fest, zwischen denen die Niete so unterzubringen sind, daß die errechnete Nietteilung nicht überschritten wird. Man verfährt hierbei nun so, daß man entweder die Entfernung a in eine Anzahl gleicher Teile $\frac{a}{n}$ teilt, die = oder $< e$ sind, oder, von einem festen Punkte beginnend, die errechneten Werte für die Nietteilung einträgt, wobei es vorkommen kann, daß nur der Abstand des letzten Nietpaares $< e$ oder der beiden letzten Nietpaare $< e$ wird (Abb. 146).

Bei versetzter Nietung (Abb. 147) ist unter der Nietteilung e die wagerechte Entfernung der Niete zu verstehen.

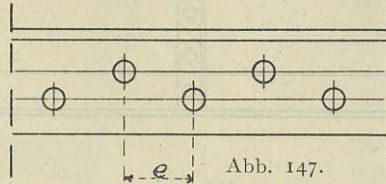


Abb. 147.

Der Abstand der Niete in den Gurtplatten (Abbildung 145) braucht nicht errechnet zu werden, weil er sich kleiner als der der Niete in den senkrechten Winkelschenkeln ergibt, wie aus einer Betrachtung der Formel $e = \frac{P \cdot J}{Q \cdot S}$ hervorgeht. Hierin bedeutet S das statische Moment der beiden Gurtplatten, bezogen auf die Schwerachse des ganzen Querschnittes, und P die Tragkraft zweier Niete, für die bei den gebräuchlichen Abmessungen der Winkel und Platten die Beanspruchung auf Abscheren maßgebend ist. Es ist klar, daß dieser Wert für e kleiner ausfallen muß, als der für die Entfernung der Niete in den senkrechten Winkelschenkeln.

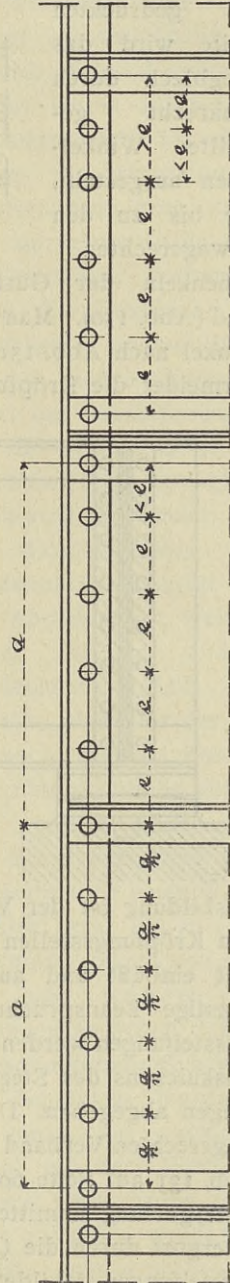


Abb. 146.

Die Niete in den Gurtplatten werden versetzt gegen die wagerechten Niete angeordnet (Abb. 148 und 149).

7. Aussteifung des Stegbleches.

Zur Verhinderung des Falzens und Ausknickens im gedrückten Teile wird das Stegblech durch senkrecht gestellte Winkel-eisen ausgesteift, die bis zu den wagerechten

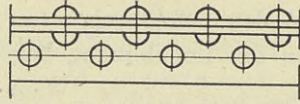


Abb. 148 a.

Grundriß.

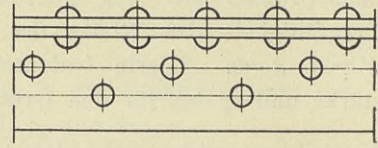


Abb. 149 a.

Grundriß.

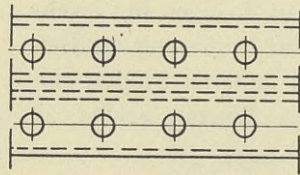


Abb. 148 b.

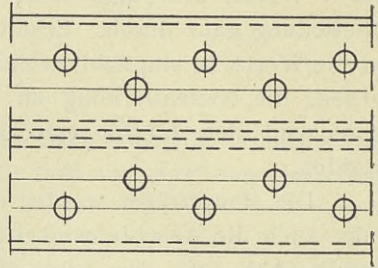


Abb. 149 b.

Schenkeln der Gurtungswinkel zu führen sind (Abb. 150). Man kröpft die Aussteifungswinkel nach Abb. 151 über die senkrechten Schenkel der Gurtungswinkel oder vermeidet die Kröpfung durch Anordnung eines Futters (Abb. 152). Letzterer

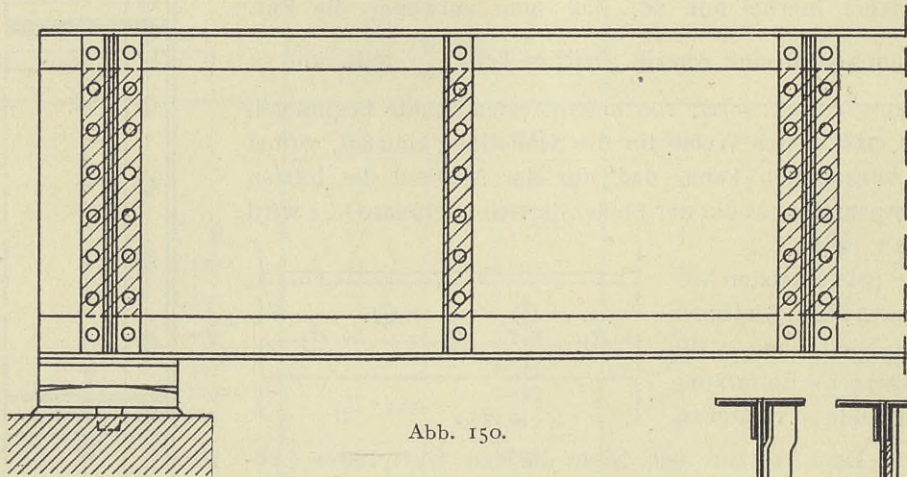


Abb. 150.

Ausbildung ist der Vorzug zu geben, da das Material an den Kröpfungsstellen durch die Bearbeitung stets an Festigkeit einbüßt und außerdem an diesen Stellen recht ungünstige Beanspruchungen auftreten können. Durch die Aussteifungen werden die Kräfte, die aus dem Bestreben des Ausknickens des Stegbleches entstehen, an die steifen Gurtungen abgegeben. Die Gurtungen sind ihrerseits gegen den wagerechten Verband des Überbaues festgelegt. Bei der in Abb. 131 auf Seite 60 dargestellten Anordnung ist z. B. die Untergurtung unmittelbar an den Windverband angeschlossen, während der Obergurt durch die Querversteifungen, die von den Querträgern und den Eckversteifungen gebildet werden, gegen diesen Verband festgelegt ist. Für die

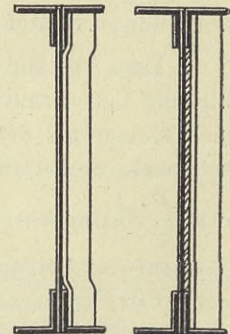


Abb. 151.

Abb. 152.

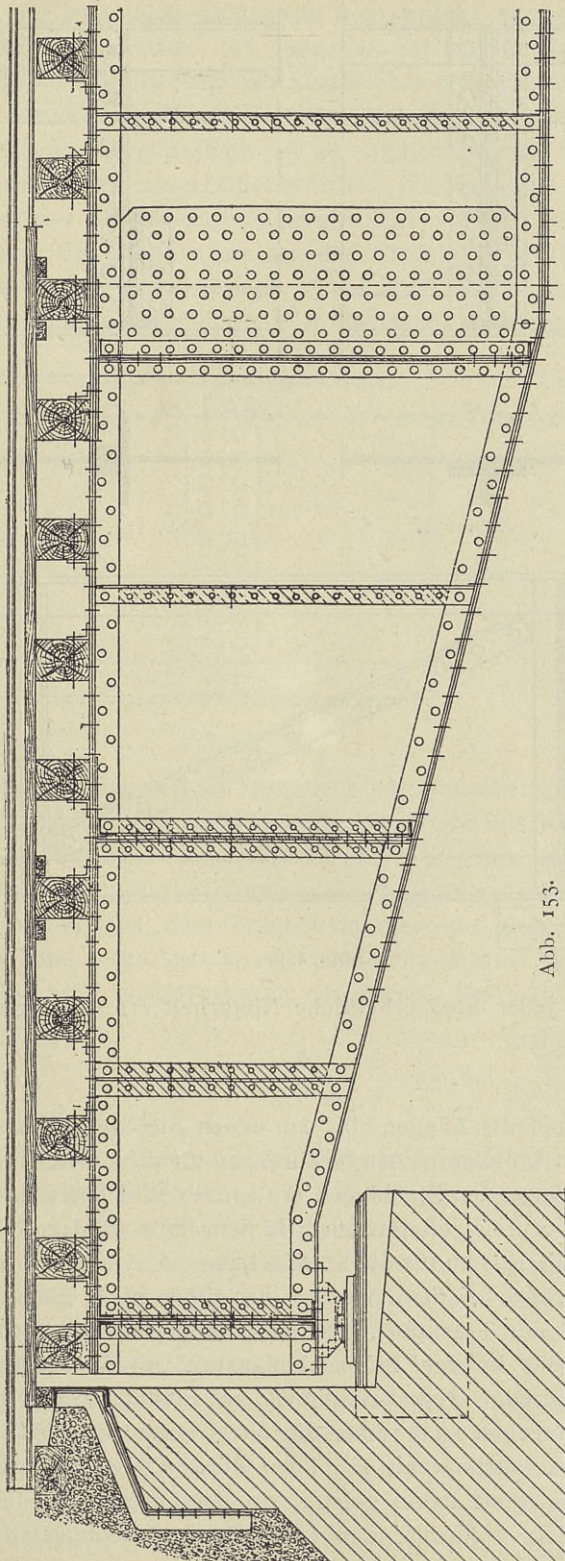


Abb. 153.

Aussteifungswinkel sind die Profile $7 \cdot 7 \cdot 0,9$, $8 \cdot 8 \cdot 1,0$ und $9 \cdot 9 \cdot 1,1$ gebräuchlich. Bei unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen auf die Hauptträger von Eisenbahnbrücken findet man bei vielen Ausführungen unter jeder Schwelle eine Aussteifung, eine Anordnung, die sehr viel Material erfordert und des Guten zu viel tut. Es genügt auch für diese Brücken, die Aussteifungen in Entfernungen von 1,0 bis 1,6 m zu setzen (Abb. 153). Sind Querträger vorhanden, die an die Stegbleche der Hauptträger angeschlossen sind, so dienen diejenigen Winkel des Anschlusses, die über die ganze Höhe des Stegbleches reichen, zugleich als Aussteifungswinkel. Bei zwei durchgehenden Anschlußwinkeln erübrigt sich die Anordnung weiterer Winkel auf der anderen Stegblechseite (Abb. 154). Im Falle, daß nur der eine der Anschlußwinkel über die ganze Stegblechhöhe geführt wird, ordnet man meist auch auf der anderen Stegblechseite noch einen Winkel an (Abb. 155). Bis zu Querträgerentfernungen von 2,0 m kann von weiteren Versteifungen zwischen den Anschlußpunkten abgesehen werden. Bei hohen Stegblechen und auch bei geringeren Höhen in der Nähe der Auflager, wo große Querkräfte auftreten, werden mit Vorteil ungleichschenklige

Winkel zu den Aussteifungen verwendet. Der von dem Stegblech abstehende lange Schenkel erhöht die Steifigkeit in dieser Richtung. In der Nähe der Lager ordnet man zweckmäßig auch schräg liegende Winkel an, die das Stegblech gut versteifen (Abbildung 156). Die senkrechte Aussteifung über dem Lager selbst ist so kräftig, in der Regel aus vier Winkeln bestehend, auszubilden, daß sie den gesamten Auflagerdruck aufnehmen kann. Die Nietteilung in den Steifen wird zu dem Sechsbis Siebenfachen des Nietdurchmessers gewählt.

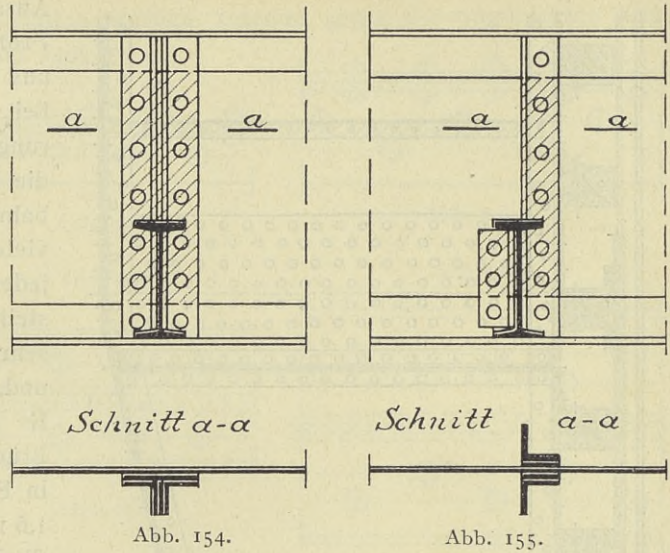


Abb. 154.

Abb. 155.

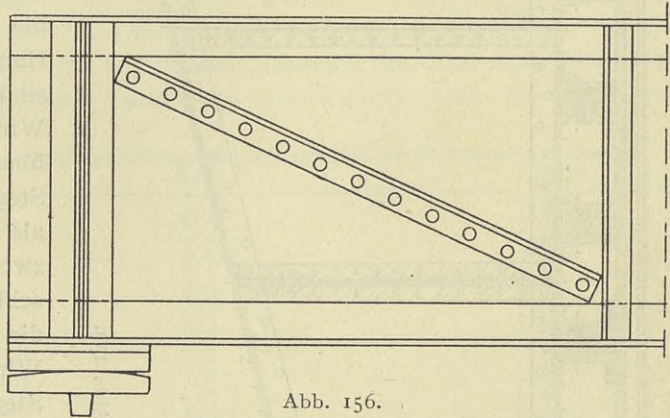


Abb. 156.

8. Stoßdeckung.

Die Anordnung von Stößen ist nach

Möglichkeit zu vermeiden, da jeder Stoß erhebliche Nietarbeit erfordert und mit Materialaufwand verbunden ist.

Stegblechstoß.

Die größten Walzlängen und die Längen, bis zu denen die Bleche ohne Überpreis geliefert werden, sind im allgemeinen bestimmend für die Entfernung der Stöße. Man wird für die Länge der Stegbleche die größte Walzlänge und nicht nur die Länge, die ohne Überpreis geliefert wird, in dem Falle wählen, daß der Überpreis geringer ist, als die Kosten für die Stoßdeckung. Andererseits wird man auch über eine gewisse Größe bei dem Abstand der Stöße nicht hinausgehen, da die Handhabung und der Transport der Teile zu schwierig wird. Hierbei sind natürlich auch die in der Brückenbauanstalt zur Verfügung stehenden Transport- und Hebezeuge von bestimmendem Einfluß. Im allgemeinen läßt sich als Regel angeben, daß man die Stegbleche nicht über 12 m lang ohne Stoß anwendet, auch wenn sie über diese Länge gewalzt werden. Mit Vorteil werden die Stöße dahin gelegt, wo der Querschnitt des Trägers nicht voll ausgenutzt ist. Dadurch, daß man die Stoßdeckungssteile

bis zur zulässigen Grenze voll beansprucht, kann der Materialaufwand für diese vermindert werden. An manchen Stellen ist der Überschuß an Querschnitt so groß, daß ein Stoß des Stegbleches rechnerisch überhaupt nicht erforderlich ist, sondern die Gurtungen für sich allein zur Kraftübertragung stark genug sind, und es ist deshalb oft an solchen Stellen die Deckung des Stegbleches sehr schwach ausgebildet worden. Die Annahme, daß die Gurtungen den Stegblechstoß ganz entlasten, beruht aber auf der Voraussetzung, daß die Spannungen des Stegbleches an der Stoßstelle zu den Gurtungen wandern, wie in Abb. 157 angedeutet ist. Dies steht jedoch in Wirklichkeit nicht mit der Formänderung des Trägers in Einklang, nach der die Niete des Stegblechstoßes

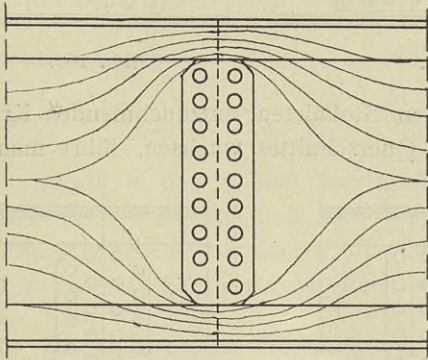


Abb. 157.

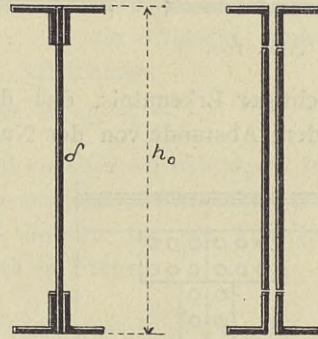


Abb. 158.

Abb. 159.

annähernd die auf das Stegblech entfallenden Spannungen aufnehmen müssen. Es empfiehlt sich deshalb stets, die Stärke des Stegblechstoßes so zu bemessen, daß er den Spannungen des Stegbleches gewachsen ist. Der Stoß wird beiderseits des Stegbleches durch je eine Lasche gedeckt, deren Trägheitsmomente zusammen gleich dem Trägheitsmoment des Stegbleches sein müssen, falls die Spannung σ im Gurt an der Stoßstelle ebenso groß sein soll, wie im Querschnitt mit ungestoßenem Stegblech. Soll also $\sigma_1 = \sigma_2$ sein, so besteht die Gleichung:

$$\sigma_1 = \frac{M}{J_g + J_s} \frac{h_0}{2} = \sigma_2 = \frac{M}{J_g + J_b} \frac{h_0}{2} \quad (\text{Abb. 158 und 159}).$$

Das heißt: $J_s = J_b$.

Hierin bedeutet J_g das Trägheitsmoment der Gurtungen, J_s das Trägheitsmoment des Stegbleches, J_b das Trägheitsmoment der Deckplatten, M das an der Stoßstelle wirksame Moment.

Die Deckplatten werden nicht unter 8 mm, gewöhnlich 10 mm stark gemacht, in gewissen Fällen erhalten sie auch die Stärke der Gurtwinkel. Die Deckplatten läßt man nach den in Deutschland gebräuchlichen Anordnungen entweder nur von der unteren Kante des Obergurtwinkels bis zur oberen Kante des Untergurtwinkels reichen (Abb. 160), oder erstreckt sie über die ganze Stegblechhöhe (Abb. 161). In letzterem Falle vereinigt man zweckmäßig mit dem Stegblechstoß einen Winkeleisenstoß. Die Gurtwinkel stoßen stumpf gegen die Deckplatten. Die Deckwinkel liegen über diesen. Im ersteren Falle empfiehlt es sich, den Stoß des Stegbleches

unter den Winkeln noch durch besondere Laschen, die auf den Winkeln liegen, zu decken, da sonst die Winkel leicht überbeansprucht werden können (Abb. 162).

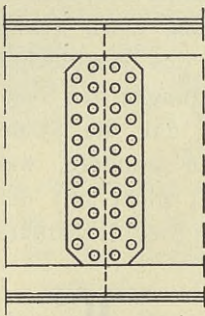


Abb. 160.

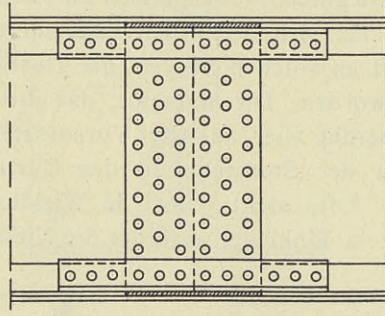


Abb. 161.

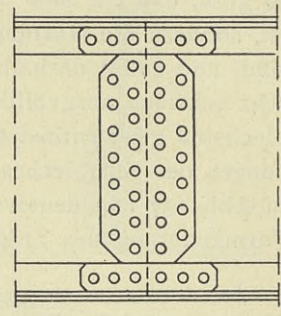


Abb. 162.

In richtiger Erkenntnis, daß die von den Stoßnieten aufzunehmenden Kräfte mit dem Abstände von der Nulllinie des Querschnittes wachsen, führt man in

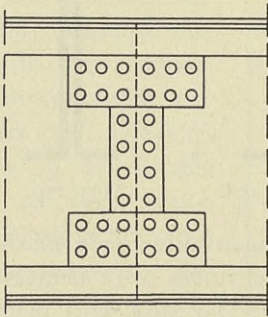


Abb. 163.

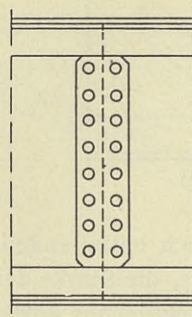


Abb. 164.

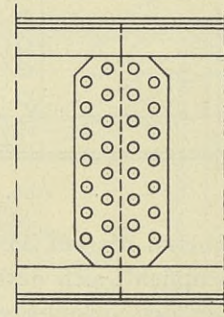


Abb. 165.

Amerika die Stegblechstoßdeckung nach Abb. 163 aus. Die Entfernung der Niete vom Rande des Stegbleches und der Decklaschen wählt man $= 2d$ und den Abstand der Nietreihen $= 2,5-3d$. Auf diese Weise erhält man nicht zu breite Laschen. Der lotrechte Abstand der Niete in einer Reihe unter sich wird bei Anordnung mehrerer Reihen $= 3,0-5,0d$ gewählt. Die Niete werden zu beiden Seiten des Stoßes symmetrisch in ein bis vier Nietreihen angeordnet (Abb. 164 bis 167).

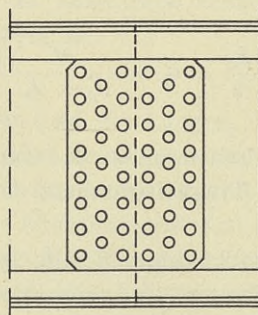


Abb. 166.

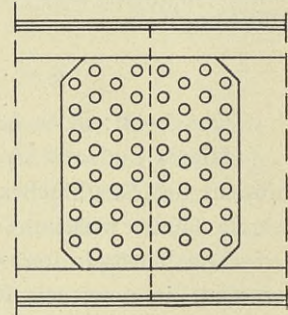


Abb. 167.

Berechnung des Stegblechstoßes.

Die Berechnung der Nietbeanspruchung im Stegblechstoß geschieht unter der Annahme, daß die Niete entsprechend dem Gesetz der Spannungsverteilung

im Stegblech beansprucht werden, d. h. daß also bei Anordnung je einer Nietreihe zu beiden Seiten des Stoßes (Abb. 168) die Beanspruchungen der Nieten sich verhalten wie ihre Abstände von der Nulllinie:

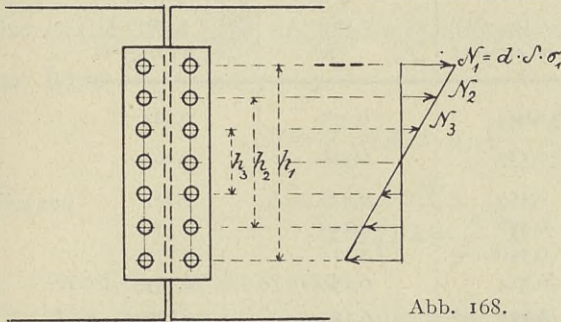


Abb. 168.

$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = h_1 : h_2 : h_3$.
 Der auf das Stegblech entfallende Momentenanteil ist $M = \frac{\delta \cdot h_0^2 \cdot \sigma}{6}$, wo δ die Stärke, h_0 die Höhe des Stegbleches und σ die Beanspruchung an der äußersten Kante bedeutet.

Es besteht dann die Gleichung:

$$M = d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \cdot h_1 + d \cdot \delta \cdot \sigma_2 \cdot h_2 + d \cdot \delta \cdot \sigma_3 \cdot h_3 + \dots$$

Mit σ_1 , σ_2 und σ_3 sind hierin die Lochleibungsbeanspruchungen in den einzelnen Nietlöchern und mit d der Nietdurchmesser bezeichnet. Bei den gebräuchlichen Abmessungen des Stegbleches kommt für die Tragfähigkeit der zweischnittigen Nieten der Lochleibungsdruck in Frage.

Durch Einsetzen der Beziehung $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 h_2}{h_1}$ und $\sigma_3 = \frac{\sigma_1 h_3}{h_1}$ in die vorige Gleichung geht diese über in:

$$\begin{aligned} M &= d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \left(h_1 + \frac{h_2^2}{h_1} + \frac{h_3^2}{h_1} + \dots \right) \\ &= d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \left(\frac{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots}{h_1} \right) \\ &= \frac{d \cdot \delta \cdot \sigma_1}{h_1} (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots). \end{aligned}$$

Hieraus erhält man durch die gleiche Betrachtung wie auf Seite 67 und 68.

$$M = d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \cdot h_1 \cdot \frac{n \cdot (n + 1)}{6 \cdot (n - 1)}.$$

Der Druck in der Lochleibung des äußersten Nietes ergibt sich dann aus der Gleichung:

$$\sigma_1 = f \cdot \frac{1}{d \cdot \delta} \cdot \frac{M}{h_1}, \text{ wo } f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \text{ ist.}$$

Bei zwei-, drei- und vierreihigen Vernietungen nehmen die Ausdrücke für f andere Werte an. In der nachstehenden Tabelle¹⁾ sind für verschiedene Nietzahlen und für ein-, zwei-, drei- und vierreihige Vernietungen die Werte für f angegeben. Voraussetzung für die Anwendung der Formel $\sigma_1 = f \cdot \frac{1}{d \cdot \delta} \cdot \frac{M}{h_1}$ ist eine gleiche Nienteilung.

¹⁾ Aus den «Hilfswerten» von F. Dircksen.

Anzahl der Nieten n	Einreihige Vernietung	Zweireihige Vernietung	Dreireihige Vernietung	Vierreihige Vernietung
	$f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)}$	$f = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	$f = \frac{2(n-1)}{n^2}$	$f = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)}$
4	0,900	0,643	0,375	0,322
5	0,800	0,533	0,320	0,267
6	0,714	0,455	0,278	0,227
7	0,643	0,396	0,249	0,198
8	0,583	0,350	0,219	0,175
9	0,533	0,314	0,198	0,157
10	0,491	0,284	0,180	0,142
11	0,455	0,260	0,165	0,130
12	0,423	0,239	0,153	0,120
13	0,396	0,222	0,142	0,111
14	0,371	0,206	0,133	0,103
15	0,350	0,193	0,124	0,097
16	0,331	0,181	0,117	0,091
17	0,314	0,171	0,111	0,086
18	0,298	0,162	0,105	0,081
19	0,284	0,153	0,100	0,077
20	0,271	0,146	0,095	0,073
21	0,260	0,139	0,0907	0,070
22	0,249	0,132	0,0868	0,066
23	0,239	0,128	0,0832	0,064
24	0,230	0,122	0,0799	0,061
25	0,222	0,118	0,0768	0,059
26	0,214	0,113	0,0740	0,0566
27	0,206	0,109	0,0713	0,0545
28	0,200	0,105	0,0689	0,0526
29	0,193	0,102	0,0666	0,0508
30	0,187	0,098	0,0644	0,0492

Liegt eine Stoßdeckung nach Abbildung 169 vor, bei der die äußersten Nieten einen anderen Abstand von den Nachbarnieten der Reihe haben, als die übrigen unter sich, die in gleichen Abständen angeordnet sind, so gestaltet sich die Nietberechnung folgendermaßen:

Bezeichnet σ_1 die Lochleibungsbeanspruchung in den äußersten Nieten, σ_2 die in den darauffolgenden Nieten, so verhält sich wieder unter der Annahme, daß

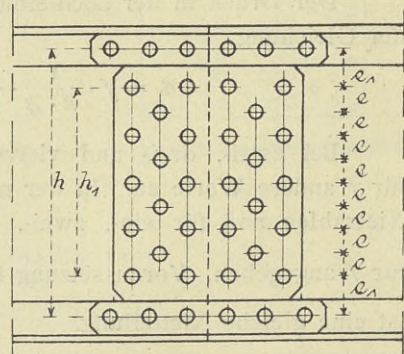


Abb. 169.

die Spannungsnulllinie in der Mitte des Querschnittes liegt, $\sigma_1 : \sigma_2 = h : h_1$. Das Moment M muß nun sein

$$M = 3 \cdot d \cdot \delta \cdot h \cdot \sigma_1 + \frac{d \cdot \delta \cdot h_1 \cdot \sigma_2}{f}$$

Das zweite Glied geht aus den Betrachtungen auf Seite 75 hervor. Für σ_2 wird der Wert $\frac{\sigma_1 \cdot h_1}{h}$ eingesetzt.

$$M = 3 \cdot d \cdot \delta \cdot h \cdot \sigma_1 + \frac{d \cdot \delta \cdot h_1^2 \cdot \sigma_1}{f \cdot h}$$

Hieraus

$$\sigma_1 = \frac{M}{d \cdot \delta \left(3h + \frac{h_1^2}{f \cdot h} \right)}$$

Stoß der Winkeleisen:

Aus den bereits im Vorstehenden angegebenen Gründen werden die Winkel im allgemeinen nicht über 12 m ungestoßen verwendet. Zu ihrer Deckung wählt man Winkel oder zwei Flacheisen. Im ersteren Falle muß die scharfe Ecke des Winkelpunktes des Deckwinkels so bearbeitet werden, daß sie in die Ausrundung des zu stoßenden Winkels hineinpaßt (Abb. 170). Muß

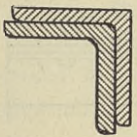


Abb. 170.

aus Rücksicht auf ein gutes Aussehen oder aus Konstruktionsgründen darauf gesehen werden, daß die Deckwinkelschenkel nicht über die Schenkel des zu deckenden Winkels hinausragen, so verwendet man zur Deckung Winkel von einem niedrigeren Profile, als der zu stoßende Winkel aufweist, aber von größerer Stärke. Es empfiehlt sich hierbei, für die Winkel und deren Deckung die mittlere Stärke eines Profiles und die größte Stärke des nächst niedrigeren Profiles (deutsche Normalprofile) zu wählen, wodurch man fast die gleiche Querschnittsfläche erzielt. Z. B. Winkeleisen $12 \cdot 12 \cdot 1,3$, $F = 29,7$ qcm und Winkeleisen $11 \cdot 11 \cdot 1,4$, $F = 29,0$ qcm.

Werden die Winkel durch zwei Flacheisen gestoßen, so ist darauf zu achten, daß für die Berechnung des erforderlichen Stoßquerschnittes in jedem Flacheisen ein Niet in Abzug gebracht wird, weil die Flacheisen zwei getrennte Stücke darstellen, während im Winkel für die Berechnung des Trägheitsmomentes nur ein Niet, bei dem in der Abb. 171 vorliegenden Falle mit Gurtplatten, in dem wagerechten Schenkel abzuziehen ist. Die Flacheisen für die

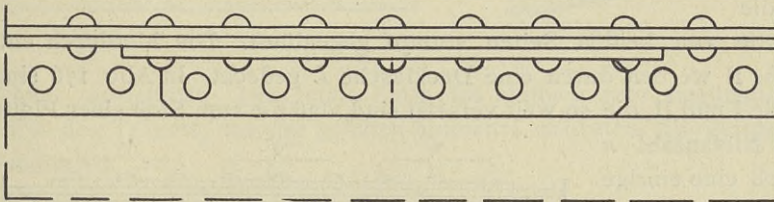


Abb. 171.

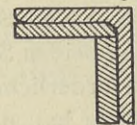


Abb. 172.

Winkeldeckung erhalten zweckmäßig Querschnitte von annähernd gleichem Inhalte, was dadurch erreicht wird, daß das eine Flacheisen nach Abb. 172 eine größere Stärke erhält als das andere. Jedem der beiden Flacheisen entspricht die sich aus seinem Querschnitt ergebende Anzahl von Anschlußnieten. Die Anzahl der Niete, die zum Anschluß der den Stoß deckenden Teile auf

beiden Seiten des Stoßes notwendig sind, ergibt sich am einfachsten durch Umrechnung der einzelnen Querschnitte in Nietquerschnitte, wobei auf das Verhältnis der für die Hauptträgererteile und die Niete zugelassenen Spannungen Rücksicht zu nehmen ist. Nach den preußischen Vorschriften sind für die Scherspannung der Niete nur $\frac{9}{10}$ der für die Hauptträgererteile erlaubten Spannung zugelassen. Hiernach berechnet sich die Nietanzahl nach der einfachen Formel: $n = \frac{10 F}{9 \pi d^2}$, wobei von der Voraussetzung ausgegangen wird, daß

$$4$$

die Schertragkraft der Niete maßgebend ist. Vergleiche Seite 23.

Stoß der Kopfplatten:

Die Länge der Kopfplatten wird im allgemeinen wegen der Schwierigkeit in der Handhabung auch nicht über 12 m angenommen. Die Deckplatte erhält denselben Querschnitt wie die zu stoßende Platte. Die Nietanzahl n , die zum Anschluß der Deckplatte je auf beiden Seiten des Stoßes erforderlich ist, wird nach dem eben angegebenen Grundsatz berechnet. Der direkte Stoß wird nach Abb. 173 ausgebildet. Oft ist es auch möglich, eine Platte durch Ver-

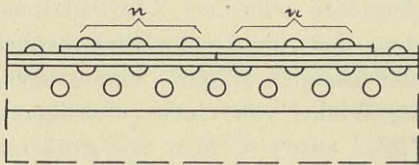


Abb. 173.

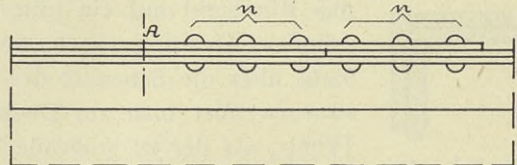


Abb. 174.

längerung über ihren rechnerischen Endpunkt A zum Stoß der unter ihr liegenden Platte heranzuziehen (Abb. 174).

Handelt es sich um den Stoß von zwei Platten, so erfolgt die Stoßanordnung entweder nach Abb. 175 oder Abb. 176. In Abb. 175 ist die unterste Kopfplatte durch

eine besondere, unmittelbar auf ihr liegende Deckplatte gestoßen, gegen die die

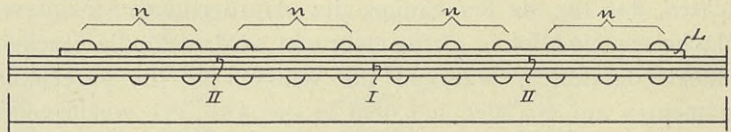


Abb. 175.

obere Kopfplatte von beiden Seiten stumpf gegenläuft. Die hierdurch entstehenden Stöße II werden durch eine Decklasche L gedeckt. In Abb. 176 sind die beiden Stöße I und II, die so weit versetzt sind, daß die zum Stoß einer Platte erforderliche Nietanzahl n Platz hat, durch eine einzige Deckplatte gedeckt. Die Kraftübertragung ist in

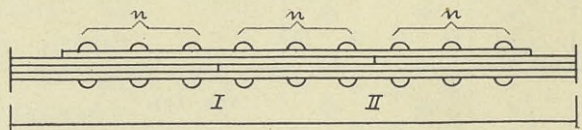


Abb. 176.

Abb. 177 durch schraffierte Flächen dargestellt, die nicht schraffierten Teile sind spannungslos. Hieraus geht hervor, daß zwischen A

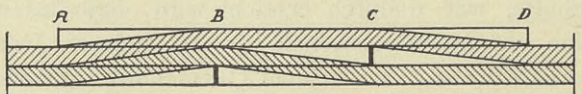


Abb. 177.

und B , B und C und C und D je die Nietanzahl n notwendig ist, die der Anschluß einer Platte erfordert. Aus der Abb. 177 ist weiter ersichtlich, daß die Stoßniete nur in dem Teil AB in zwei Schnitten beansprucht werden. Ihre Formänderung ist in Abb. 178 dargestellt, die nicht als günstig zu bezeichnen ist. Es ist deshalb auch gebräuchlich, im Teil AB $1,5 \cdot n$ Niete zu setzen.

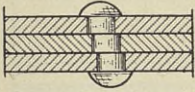


Abb. 178.

Die Schwierigkeiten des Transportes von der Brückenbauanstalt bis zur Baustelle erfordert oft die Zerlegung der Hauptträger in einzelne Teile und

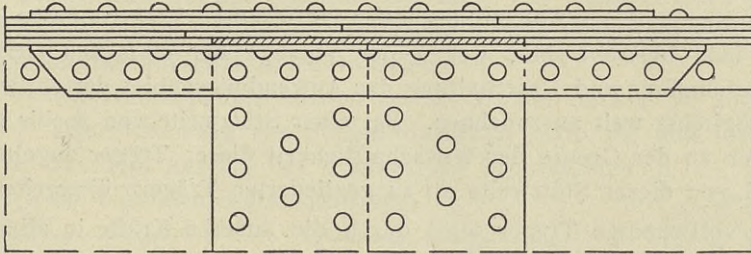


Abb. 179.

macht dann die Anordnung von Stößen, die sich über alle Teile erstrecken, notwendig. Ein solcher Stoß ist in Abb. 179 wiedergegeben.

9. Form der Hauptträger.

Die vollwandigen Träger der einfachen Balkenbrücken erhalten in der Regel Rechteckform (Abb. 180), doch werden auch Formen mit geknicktem

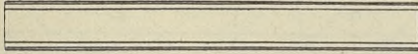


Abb. 180.

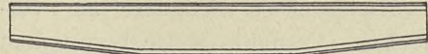


Abb. 181.

Untergurt zum Zweck der Materialersparnis (Abb. 181) und mit gekrümmtem Ober- oder Untergurt nach Abb. 182 und 183 zur Erzielung eines guten Aus-

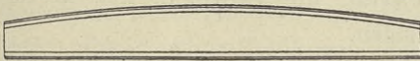


Abb. 182.

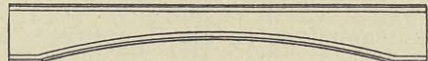


Abb. 183.

sehens ausgeführt. Die letzte Form ist statisch sehr ungünstig, weil in der Mitte des Trägers, wo die größten Momente auftreten, die geringste Höhe vorhanden ist.

10. Ausbildung des Hauptträgers am Ende.

Am Ende läßt man den Hauptträger so weit über die Auflageraussteifung übergreifen, als es die Größe des Lagers erfordert. Eine Besäumung des Trägerendes wird in Deutschland für überflüssig angesehen (Abb. 184). In Amerika wird jedoch der Hauptträger am Ende, namentlich bei Eisenbahnbrücken, nach Abb. 185 ausgebildet. Diese Ausbildungsweise, die recht erhebliche Kosten verursacht, ist in dem Bestreben begründet, unvorschrifts-

mäßigen Ladungen, die gegen die Hauptträger stoßen, infolge der Abrundung ein Gleiten über die Brücke zu ermöglichen.

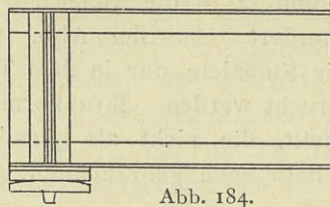


Abb. 184.

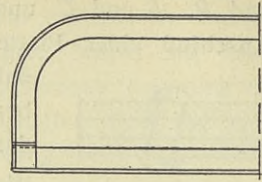


Abb. 185.

2. Gegliederte Träger.

a) Allgemeines.

Wie eingangs der Abhandlung über vollwandige Träger bereits erwähnt ist, wird man bestrebt sein, wegen der Vorzüge der einfachen Herstellung billigen Beschaffung und Unterhaltung das Anwendungsgebiet der vollwandigen Träger möglichst weit auszudehnen. Bei einer Stützweite von 20 bis 22 m ist man jedoch an der Grenze der Wirtschaftlichkeit dieser Träger angelangt und man wird von dieser Stützweite ab zu gegliederten Trägern übergehen.

Der vollwandige Träger wird durch die äußeren Kräfte in allen seinen Teilen auf Biegung und in den meisten Fällen auch auf Abscheren beansprucht, während beim gegliederten Träger in den einzelnen Stäben, die in den Knotenpunkten gelenkig zusammengefügt sind oder doch gelenkförmig zusammengefügt angenommen werden, in dem Falle, daß die äußeren Kräfte nur an den Knotenpunkten angreifen, lediglich nur in den Stabachsen wirkende Zug- oder Druckkräfte auftreten.

Die Fahrbahn soll im allgemeinen nur in den Knotenpunkten an den Hauptträgern ihre Unterstützung finden (Abb. 186 a), um Biegebungsbeanspruchungen in den Fachwerkgliedern zu vermeiden. Ausnahmsweise lagert man auch wohl die Fahrbahn auf den Gliedern des Hauptträgers nach Abb. 186 b und beansprucht diese Teile auf Biegung.

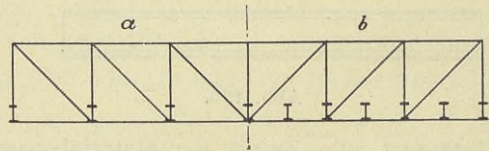


Abb. 186.

Als Regel ist jedoch zu betrachten, die Fahrbahn nur in den Knotenpunkten an die Hauptträger anzuschließen.

Die wesentlichen Bestandteile eines gegliederten Trägers sind: 1. der Untergurt, 2. der Obergurt und 3. die Füllungsglieder, die beide Gurte verbinden. Bei senkrecht abwärts gerichteten Lasten erhält der Obergurt nur Druck, der Untergurt nur Zug, während die Füllungsglieder Zug und Druck erhalten können. Die Verbindung der einzelnen Stäbe erfolgt entweder durch Gelenkbolzen (Abb. 293) oder durch feste Vernietung untereinander in den Knotenpunkten (Abb. 296). Erstere Verbindung ist namentlich in Amerika gebräuchlich, während in Deutschland allgemein der festen Vernietung der Vorzug gegeben wird. Siehe hierüber auch unter «Ausbildung der Knotenpunkte». Die feste Verbindung der Stäbe erfolgt entweder, wie in Abb. 297 dargestellt, mit Hilfe von Knotenblechen, oder auch durch unmittelbaren Anschluß der Füllungsglieder an den Gurt (Abb. 295). Die Berechnung erfolgt auch in dem Falle

der festen Vernietung fast stets nur unter der Annahme gelenkförmiger Verbindung. Damit nun die Wirklichkeit einigermaßen mit der Rechnung in Einklang steht, ist darauf zu achten, daß die Glieder, senkrecht zu ihrer Längsachse in Richtung der Trägerebene gemessen, nicht unnötig hoch ausgebildet und so die durch die festen Vernietungen hervorgerufenen Nebenspannungen in engen Grenzen gehalten werden. Nähere Angaben hierüber finden sich in der Abhandlung über die Gestaltung der Gurtquerschnitte.

b) Ausbildung des Trägernetzes.

Wie bereits im Abschnitt II unter D erwähnt wurde, erhält man ein starres, statisch bestimmtes Gebilde dadurch, daß man, von einem Dreieck ausgehend, weitere Knotenpunkte nur durch zwei Stäbe an das fertige Gebilde anschließt. Man kann hierbei auf zwei Arten vorgehen:

1. Die Knotenpunkte werden an das Grunddreieck D so angefügt, daß keine Kreuzung von Stäben stattfindet (Abb. 187 und 188).
2. Bei dem Aufbau des Fachwerkes kreuzen sich die einzelnen Stäbe (Abb. 189).

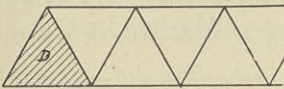


Abb. 187.

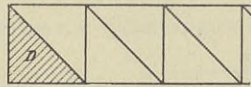


Abb. 188.

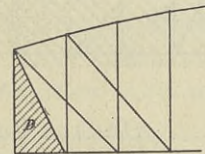


Abb. 189.

Einfaches Fachwerk.

Abb. 190 stellt ein auf die erste Art erhaltenes, statisch bestimmtes Fachwerk dar; es wird als einfaches Fachwerk bezeichnet.

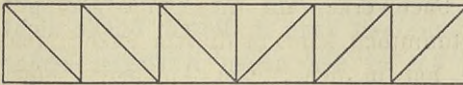


Abb. 190.



Abb. 191.

In Abb. 191 ist ein Fachwerk dargestellt, das sich von dem vorigen nur dadurch unterscheidet, daß in jedem Felde gekreuzte Diagonalen angeordnet sind. Werden die Diagonalen so ausgebildet, daß sie nur Zugkräfte aufzunehmen imstande sind, so ist dies Fachwerk dem obigen in der Wirkung gleich, da in jedem Felde nur eine Diagonale gespannt sein kann. Werden dagegen die Diagonalen druckfest ausgebildet, so nehmen beide Diagonalen in jedem Felde an der Aufnahme der Kräfte teil und das Fachwerk ist in der Wirkung von dem in Abb. 190 gezeichneten verschieden. Es ist sovielfach statisch unbestimmt, als Felder mit Doppeldiagonalen vorhanden sind.

Zweifaches Fachwerk.

Abb. 192 zeigt ein Fachwerk, das auf die zweite Art entstanden ist. Es ist ein sogenanntes zweifaches Fachwerk. Seine Eigentümlichkeit besteht darin,

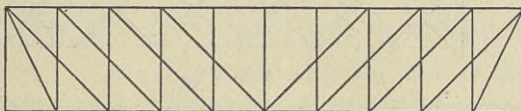


Abb. 192.

daß sich zwei Stabzüge der Füllungsstäbe kreuzen. Die beiden sich kreuzenden Stabzüge sind in den Abb 193 und 194 getrennt dargestellt. Das Fachwerk ist

statisch bestimmt. Die beiden durch Schraffierung unterschiedenen starren Scheiben I und II in Abb 195 kann man sich dadurch entstanden denken, daß

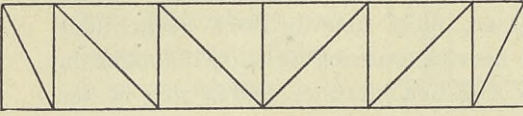


Abb. 193.

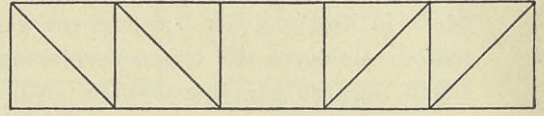


Abb. 194.

man, von den Grunddreiecken D_I und D_{II} beginnend, weitere Knotenpunkte durch je zwei Stäbe an die starren Gebilde anschließt.

Schließlich werden die beiden Scheiben I und II durch ein Gelenk G und einen Stab A starr und in statisch bestimmter Weise mit einander verbunden.

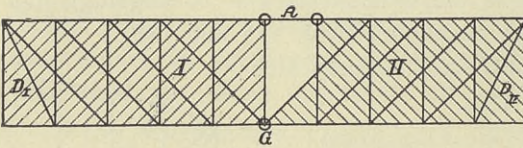


Abb. 195.



Abb. 196.

n faches Fachwerk.

Kreuzen sich n -Stabzüge von Füllungsstäben, so entsteht ein n faches Fachwerk. Abb. 196 zeigt ein vierfaches Fachwerk.

Gitterwerk.

Werden die Maschen durch Anordnung vieler sich kreuzender Stabzüge sehr klein, so nennt man ein solches Fachwerk ein Gitterwerk.

Auf die Theorie der mehrfachen Fachwerke, auf die Untersuchungen ihrer statischen Bestimmtheit oder Unbestimmtheit kann in diesem Buche nicht eingegangen werden. Müller-Breslau hat in den neuen Auflagen seiner graphischen Statik der Baukonstruktionen die mehrteiligen Fachwerke sehr eingehend behandelt und endlich Klarheit auf dem schwierigen Gebiete dieser Fachwerke, die sehr oft ohne das rechte Verständnis für ihr statisches Verhalten Anwendung gefunden haben, geschaffen.

Im folgenden sind einige mehrteilige Fachwerke mit Angabe ihres statischen Verhältnisses angegeben.

Die Abb. 197, 198 und 199 zeigen zweifache, statisch bestimmte Fachwerke.

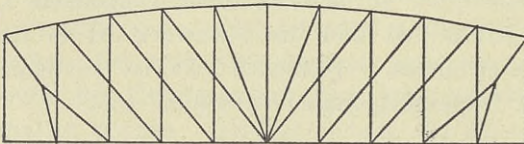


Abb. 197.

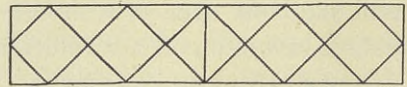


Abb. 198.



Abb. 199.



Abb. 200.

Dagegen ist in der Abb. 200 ein zweifaches, einfach statisch unbestimmtes Fachwerk dargestellt.

Zur Entstehungsgeschichte der mehrteiligen Fachwerke läßt sich folgendes bemerken. Die engmaschigen Gitterträger wurden an Stelle von vollwandigen Trägern verwendet, um an Material für die Trägerwand zu sparen, oder auch in den Fällen, wo Stegbleche in der erforderlichen Höhe nicht beschafft werden konnten.

Die mehrfachen Fachwerke verdanken ihre Entstehung dem Bestreben bei großen Stützweiten, die große Trägerhöhen erfordern, verhältnismäßig kleine Querträgerentfernungen zu erhalten, ohne den Diagonalen eine sehr steile Neigung geben zu müssen, da diese stets mit Schwierigkeiten beim Anschluß verbunden ist.

In neuerer Zeit werden die mehrfachen Fachwerke nur in seltenen Fällen noch ausgeführt, weil man bestrebt ist, möglichst einfache, klare, leicht zu berechnende Gebilde als Trägernetze anzuwenden, ferner, weil schlaffe Diagonalen wegen ihrer schlechten Bewährung im Brückenbau den steifen, druckfesten Diagonalen haben weichen müssen und die Durchführung druckfester Querschnitte an den Kreuzungspunkten der Füllungsstäbe auf Schwierigkeiten stößt. Bei großen Stützweiten und Trägerhöhen lassen sich durch Einschaltung von Zwischenfachwerken angemessene Querträgerabstände erzielen (Abb. 201).



Abb. 201.

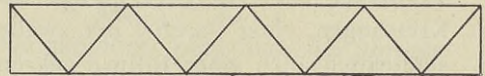


Abb. 202.

Streben- und Ständerfachwerk.

Nach der Gestaltung des Netzes der Füllungsglieder unterscheidet man Strebenfachwerke und Ständerfachwerke. Die Strebenfachwerke weisen außer den Endpfosten nur geneigte Füllungsglieder, sogenannte Diagonalen oder Streben auf (Abb. 202), während die Ständerfachwerke auch senkrechte Füllungsglieder, sogenannte Pfosten oder Ständer besitzen (Abb. 203).

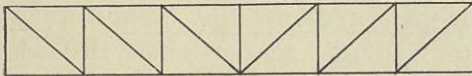


Abb. 203.



Abb. 204.

Auch das in Abb. 204 dargestellte Fachwerk ist ein Strebenfachwerk. Die Pfosten gehören nicht zum System, sie dienen vielmehr zum Querträgeranschluß und teilweise zur Halbierung der Knicklänge der Obergurtstäbe für die senkrechte Richtung.

Neuerdings ist auch eine Trägerform mit **K**-förmiger Füllungsgliederanordnung in Aufnahme gekommen, die zwar die Knicklängen der Füllungsglieder verringert und auch bei großen Trägerhöhen verhältnismäßig kleine Feldweiten ermöglicht, aber in schönheitlicher Beziehung zu wünschen übrig läßt. Die Dreieckspitzen in den Mitten der Pfosten wirken unruhig (Abb. 205).

Unterscheidung nach der Gestaltung der Gurtungen.

Die Linienführung der Gurtungen gibt ein weiteres Unterscheidungsmerkmal für die Fachwerkträger. Man unterscheidet darnach:

1. Hauptträger mit zwei geraden Gurten,
2. mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt und
3. mit zwei gekrümmten Gurten.

Bemerkung zu 2 und 3:

Die Gurtstäbe folgen in der Regel nicht der Kurve, auf der die Knotenpunkte liegen, sondern verbinden die Knotenpunkte geradlinig.

Träger mit zwei geraden Gurten.

Träger der ersten Art sind sogenannte Parallelträger. Je nach der Ausbildung des Trägerendes unterscheidet man Parallelträger mit senkrechtem



Abb. 205.

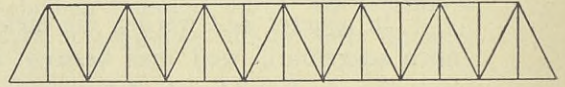


Abb. 206.

Endpfosten und mit abgeschrägtem Ende (Abb. 205 und 206). Letztere werden auch Trapezträger genannt.

Träger mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt.

Bei den Trägern mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt ist in der Regel der Untergurt gerade und der Obergurt nach einer Kurve, einem Kreisbogen, einer Parabel der zweiten Ordnung oder einer kubischen Parabel, schließlich auch einer Ellipse gekrümmt. Die Kurven laufen entweder an den

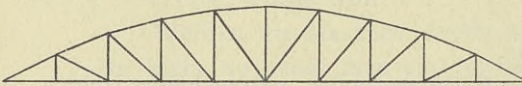


Abb. 207

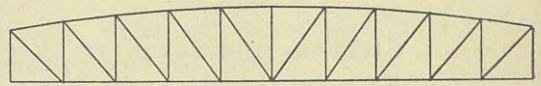


Abb. 208.

Auflagerpunkten aus oder enden in einer gewissen Höhe über den Auflagern. Ist die Kurve beispielsweise eine Parabel, so erhält man im ersten Falle einen Parabelträger (Abbildung 207), im

zweiten Falle einen Halbparabelträger

(Abb. 208). Der Halbparabelträger

wird auch mit abgeschrägten Enden

ausgebildet (Abbildung 209). Bei

hochgelegenen Überführungen werden

diese Trägerarten auch umgekehrt angewendet,

wie in den Abb. 210 bis 212

dargestellt ist. Zu der Trägergattung mit einem gekrümmten und einem geraden Gurt gehören auch der sogenannte Schwedler- und Pauliträger. Der

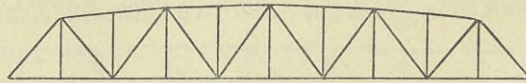


Abb. 209.

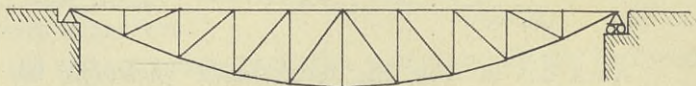


Abb. 210.

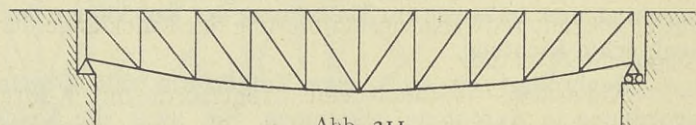


Abb. 211.

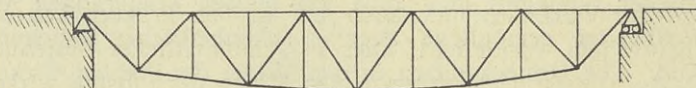


Abb. 212.

Schwedlerträger besitzt die Eigentümlichkeit, daß in allen Feldern trotz schlaffer Ausbildung keine doppelten Streben erforderlich sind. Die Trägerform läßt sich sehr leicht aus der Bedingung, daß die Druckkraft in allen Streben = 0 sein oder gar in eine Zugkraft übergehen soll: $D_{\min} \geq 0$ bestimmen. D_m bezeichne die zwischen den Knotenpunkten $m-1$ und m liegende Diagonale (Abb. 213). Ihre Spannkraft läßt sich nach der bekannten Formel $D_m \cos \varphi_m = \frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}$ berechnen. Hierin bedeuten M_m und M_{m-1} die Momente der äußeren Kräfte in Bezug auf die Punkte m und $m-1$. Die Bedeutung der übrigen Größen geht aus der Abb. 213 hervor. Bestimmt man nun für die-

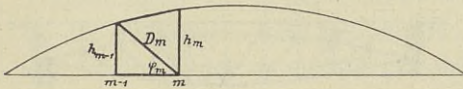


Abb. 213.

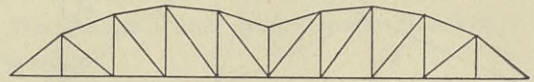


Abb. 214.

jenige Laststellung, für die die Druckkraft in D den größten Wert annehmen würde, die Werte M_m und M_{m-1} , so erhält man aus der Bedingung $D_{\min} = \frac{1}{\cos \varphi_m} \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right) \geq 0$ die Beziehung $\frac{M_m}{M_{m-1}} \geq \frac{h_m}{h_{m-1}}$. Indem man

nun für eine Höhe h_m eine bestimmte Größe annimmt, kann man die übrigen Werte der Höhen aus dieser Beziehung herleiten. Der hieraus abgeleitete Träger erhält die in Abb. 214 dargestellte Form, die in Bezug auf ein schönes Aussehen wenig befriedigt. Man verbindet daher die höchsten Punkte der beiden Kurven wagerecht und führt diesen mittleren Teil mit Gegendiagonalen aus (Abb. 215). Die Schwedler-

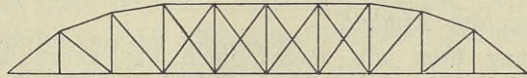


Abb. 215.

träger, die früher sehr oft ausgeführt worden sind, bieten insofern Gefahren für den Betrieb, als bei der Belastung durch

Betriebsmittel, die schwerer sind, als die der Berechnung zugrunde gelegten der Fall eintreten kann, daß für ein Feld mit nur einer schlaffen Diagonale

für eine gewisse Belastung $\frac{M_m}{h_m} < \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}$ wird. Rechnungsgemäß ist dann

überhaupt kein Gleichgewicht mehr möglich, und der Träger würde einstürzen, wenn nicht die steifen Nietverbindungen in den Knotenpunkten die fehlende Druckfestigkeit der Diagonale ersetzen würden. In der Tat sind manche Schwedlerträger, die sich sonst in einem tadellosen Zustande befanden und in allen ihren übrigen Teilen schwereren Betriebslasten als den für die Berechnung ursprünglich maßgebenden gewachsen waren, nur durch die steifen Nietverbindungen vor dem Einsturz bewahrt worden. Aus diesem Grunde werden Schwedlerträger mit schlaffen Diagonalen heute nicht mehr ausgeführt.

Der Pauliträger ist so gestaltet, daß in allen Obergurtstäben die gleiche größte Spannkraft herrscht. Bekanntlich ist die Spannkraft in einem

Obergurtstab: $O_m = -\frac{M_m}{r_m}$, wo M_m das Moment der äußeren Kräfte in Bezug auf

den Knotenpunkt m und r_m das Lot von m auf den betreffenden Obergurtstab bedeutet (Abb. 216). Bestimmt man nun für alle Knotenpunkte m die größten Momente M_m und nimmt einen Wert für r an, so kann man alle übrigen Werte von r aus der Bedingung: $\frac{M_1}{r_1} = \frac{M_2}{r_2} = \frac{M_3}{r_3} = \frac{M_m}{r_m}$ ausrechnen.

Die auf diese Weise erhaltene Trägerform befriedigt meist in schönheitlicher Beziehung wenig, und man wird deshalb eine Verbesserung der Linie des Obergurtes vornehmen, wobei ein geringer Unterschied in den größten Spannkraften der Obergurtstäbe mit in Kauf genommen wird.

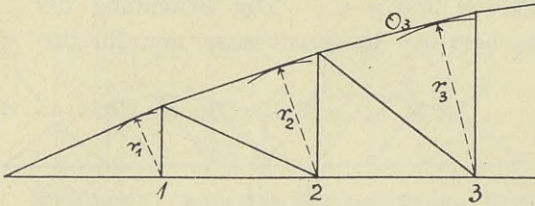


Abb. 216.

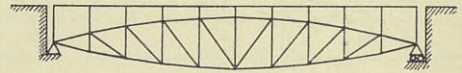


Abb. 217.

Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen.

In Abb. 217 ist der sogenannte Fischbauch- oder Linsenträger dargestellt, eine Trägerform, die neuerdings nur wenig ausgeführt wird. Auch Trägerformen nach Abb. 218 sind ausgeführt worden, z. B. bei der Wechselbrücke bei Dirschau.

Fachwerke mit Unterteilung.

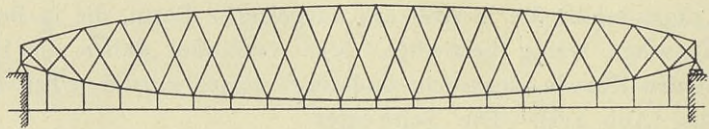


Abb. 218.

Wie schon bei der Abhandlung über die mehrteiligen Fachwerke kurz erwähnt worden ist, werden neuerdings bei großen Stützweiten häufig Träger ausgeführt, bei denen zur Erzielung zweckmäßiger Querträgerentfernungen Zwischenfachwerke in das

Hauptfachwerk eingeschaltet werden. Die Abb. 219, 220 und 221 zeigen derartige Fachwerkträger.

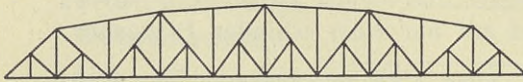


Abb. 219.



Abb. 220.

Bei dem in Abb. 219 dargestellten Träger sind Sprengwerke, in den Träger-

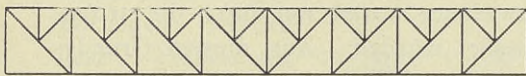


Abb. 221.

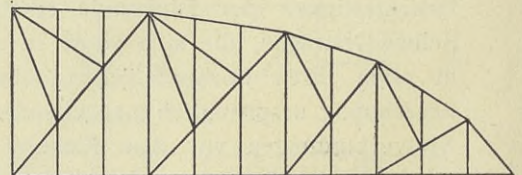


Abb. 222.

netzen (Abb. 220 und 221) dazwischen Hängewerke eingefügt.

Müller-Breslau hat in neuerer Zeit für Eisenbahnbrücken über die Wolga für Stützweiten bis zu 192,5 m nebenstehende Trägerform ausgeführt, die eine sehr zweckmäßige Unterteilung besitzt (Abb. 222).

Abb. 223 zeigt das Trägernetz der Rheinbrücke bei Thusis, bei der jeder zweite Querträger durch eine Senkrechte auf den Kreuzungspunkt der Streben abgestützt ist.



Abb. 223.

c) Zweckmäßigste Höhen für Fachwerk-Balkenträger.

Mit zunehmender Höhe verringern sich bei gleicher Stützweite die Spannkraften im Ober- und Untergurt, dagegen nehmen die Längen und damit die Gewichte der Füllungsglieder zu. Es folgt daraus, daß es ebenso wie für den vollwandigen Träger auch für den Fachwerkträger eine zweckmäßigste Höhe geben wird. Diese ist bei Parallel- und Trapezträgern zu $\frac{1}{8}$ der Stützweite, bei Halbparabel- und Parabelträgern zu $\frac{1}{7}$ der Stützweite ermittelt worden. Die Höhen früher ausgeführter Brücken sind in der Regel zu niedrig gewählt worden.

d) Zweckmäßigste Feldweite bei Fachwerkbrücken.

Unter der Feldweite wird der Abstand der Knotenpunkte verstanden, in denen die Querträger an dem Hauptträger ihre Unterstützung finden. Bei feststehender Höhe wachsen mit zunehmenden Feldweiten die Längen der Streben und infolge ihrer flacheren Neigung auch ihre Spannkraften, andererseits verringert sich die Anzahl der Streben, Pfosten und Knotenpunkte und damit auch der Materialaufwand. Weiter sind bei der Bemessung der Feldweiten auch die Teile des Fahrhängerippes ausschlaggebend. Besteht das Fahrhängerippe aus Querträgern, die an den Hauptträgern angeschlossen werden, und aus Längsträgern, die ihr Lager an den Querträgern finden, so ist klar, daß mit zunehmender Feldweite der Materialaufwand für die Querträger unter Umständen abnehmen kann, dagegen stets für die Längsträger wächst. Alle diese Umstände müssen bei der Ermittlung der günstigsten Feldweite Berücksichtigung finden. Allgemein läßt sich sagen, daß man die günstigsten Feldweiten für Träger mit zwei wagerechten Gurtungen wohl bei Neigungen der Streben von 45° gegen die Horizontale und für Träger mit gekrümmten Gurtungen in dem Falle erhält, daß die Strebe des mittelsten Feldes zwischen Trägerende und Mitte unter 45° gegen die Horizontale geneigt ist. Als Regel ist ferner anzuführen, daß man große Querträgerabstände anstreben soll. Man wird daher bei kleinen Stützweiten und geringen Höhen der Träger auch Neigungen unter 45° anwenden und erst dann bei großen Stützweiten von der Neigung der Streben von 45° Abstand nehmen, wenn sich größere Querträgerabstände als 5,5—6 m ergeben. Ist die Trägerhöhe so groß, daß bei Neigung der Streben von 45° die Knotenpunkte 8—10 m Abstand erhalten, so weicht man von dieser Neigung nicht ab, sondern sieht eine Unterteilung vor (Abb. 219).

Die Feldweiten sind gleich groß anzunehmen, um die Werkstattarbeiten für die Längsträger zu vereinfachen. Von dieser Regel soll nur in besonderen Fällen abgewichen werden.

e) Querschnitte der Stäbe.

a) Allgemeines.

Die Berechnung der Stabkräfte gegliederter einfacher Balkenträger gestaltet sich in der Regel sehr einfach. Auf die Berechnungsarten kann hier nicht ein-

gegangen werden, es sei nur bemerkt, daß für die Eisenbahnbrücken von den betreffenden Behörden ausgearbeitete Tabellen vorliegen, aus denen die größten Momente für die einzelnen Knotenpunkte, mittels derer die Stabkräfte der Gurtungen errechnet werden, und die Querkräfte, die für die Berechnung der größten Stabkräfte in den Füllungsgliedern maßgebend sind, entnommen werden können. (Vergleiche Abschnitt VI.) Handelt es sich um die Entwurfsbearbeitung einer großen Anzahl von Straßenbrücken, die unter Zugrundelegung ein und desselben Lastenzuges berechnet werden sollen, so empfiehlt es sich stets, zur wesentlichen Vereinfachung der Festigkeitsberechnung ähnliche Tabellen aufzustellen.


In übersichtlichen Zusammenstellungen werden dann die einzelnen Werte für die Stabkräfte infolge der ständigen Belastung, der Verkehrslast, des Winddruckes und der Bremskraft, weiter die Werte für die größten Zug- und Druckkräfte in den Stäben infolge der ständigen Belastung und der Verkehrslast zusammen einerseits und infolge der ständigen Belastung, der Verkehrslast, des Winddruckes und der Bremskraft zusammen andererseits eingetragen. Die zuletzt aufgeführte Unterscheidung ist notwendig, weil in der Regel für den Fall, daß auch die wagerechten Kräfte berücksichtigt werden, größere Beanspruchungen zugelassen werden, als für den Fall, daß nur die senkrechten Kräfte in Rechnung gestellt werden. Es ist also von vornherein nicht klar, welche größte Spannkraft für die Querschnittsbemessung maßgebend ist.

Bedeutet S_g die Spannkraft infolge der ständigen Belastung, S_P die Spannkraft infolge der Verkehrslast, S_W die Spannkraft infolge des Winddruckes, S_B die Spannkraft infolge der Bremskraft und σ_1 die für den Fall der Außerachtlassung der wagerechten Kräfte zugelassene Spannung¹⁾ und σ_2 die für den Fall der Berücksichtigung dieser Kräfte als zulässig erachtete Spannung, so leuchtet ein, daß die Querschnittsbemessung nach dem von den beiden Werten $\frac{S_g + S_P}{\sigma_1}$ und $\frac{S_g + S_P + S_W + S_B}{\sigma_2}$ zu erfolgen hat, der der größere ist.

Es sei an dieser Stelle gleich eine Tabelle eingefügt, die viel zur Übersichtlichkeit einer Festigkeitsberechnung beiträgt. Aus ihr sind alle für die Beurteilung der Tragfähigkeit der einzelnen Stäbe in Frage kommenden Punkte zu ersehen. (Siehe Seite 89).

Bei der Querschnittsbestimmung hat man für die gezogenen Stäbe nur darauf zu achten, daß der Querschnittsinhalt der zulässigen Beanspruchung entsprechend bemessen wird, während für die gedrückten Stäbe außerdem noch darauf Rücksicht zu nehmen ist, daß genügende Knicksicherheit vorhanden ist. Die Querschnittsausbildung für die gezogenen Stäbe stößt daher auf keine Schwierigkeiten, dagegen erfordert die Querschnittsanordnung für die gedrückten Stäbe insofern Übung, als eine Zugabe an Querschnitt über das durch die Druckfestigkeit bedingte Maß hinaus zur Erlangung der vorgeschriebenen Knicksicherheit zu vermeiden oder doch sehr einzuschränken ist. Bezeichnet σ die zugelassene Beanspruchung für die Flächeneinheit des Querschnittes und P die in dem betreffenden Stabe herrschende

¹⁾ Über die zugelassenen Spannungen vergleiche Abschnitt V.

Stab	O	—	U	—
S_g				
$S_{P_{max}}$				
$S_{P_{min}}$				
$(S_g + S_P)_{max}$				
$(S_g + S_P)_{min}$				
S_W				
S_B				
$(S_g + S_P + S_W + S_B)_{max}$. . .				
$(S_g + S_P + S_W + S_B)_{min}$. . .				
$\frac{(S_g + S_P)_{max} \text{ bzw. } min}{\sigma_1}$				
$\frac{(S_g + S_P + S_W + S_B)_{max} \text{ bzw. } min}{\sigma_2}$				
Querschnitt				
Inhalt	2 N.P. $\square_{30} = 117,6$ 1 — 45 · 1 = 45,0 162,6			
Nietabzug	—			
Nutzbare Inhalt	162,6 cm ²			
Beanspruchung.	$\sigma = \frac{S}{162,6} =$			
Kleinste Trägheitsmoment . . .	$J =$			
Grad der Knicksicherheit	$n =$			

Spannkraft, so bestimmt sich die für die Zug- bzw. Druckkraft erforderliche Querschnittsfläche im allgemeinen nach der Gleichung $F = \frac{P}{\sigma}$. Der Querschnitt für den gedrückten Stab muß nun ferner so bemessen sein, daß er die meist vorgeschriebene 5fache Sicherheit gegen Ausknicken besitzt. Während also hiernäch für gezogene Stäbe Flacheisen genügen, sind für gedrückte Stäbe solche Querschnitte zu wählen, die nach zwei zu einander senkrechten Richtungen vom Schwerpunkt entfernte Querschnittsteile aufweisen. Hierhin gehören beispielsweise Querschnitte von den in den Abb. 224 ($a-d$) dargestellten Formen.

In Deutschland wird der Grad der Knicksicherheit gedrückter Stäbe eines Fachwerkes unter der Annahme gelenkigen Anschlusses in den Knoten-

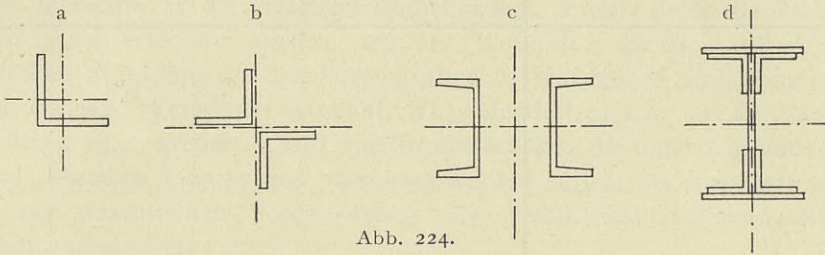


Abb. 224.

punkten meistens nach der Eulerschen Formel ermittelt:

$$n = \frac{\pi^2 EJ}{l^2 P}$$

Hierin ist n der Grad der Knicksicherheit, π die Zahl 3,14, π^2 also rund die Zahl 10, $E = 2\,000\,000$ für Schweißeisen und $= 2\,150\,000$ für Flußeisen, $J =$ kleinstes Trägheitsmoment des Querschnittes, $l =$ die Stablänge und P die Stabkraft. Drückt man l in m und P in Tonnen aus, so geht die Gleichung über in:

$$1. \text{ für Schweißeisen } n = \frac{10 \cdot 2\,000\,000 \cdot J}{l^2_{(m)} 10\,000 \cdot P_{(t)} \cdot 1000}$$

$$n = \frac{2J}{Pl^2}$$

$$2. \text{ für Flußeisen } n = \frac{2,15J}{Pl^2}$$

Das für eine 5fache Knicksicherheit erforderliche Trägheitsmoment errechnet sich aus der Gleichung

$$1. \text{ für Schweißeisen } J = 2,5 Pl^2$$

$$2. \text{ für Flußeisen } J = 2,33 Pl^2$$

Es sei an dieser Stelle ganz besonders darauf hingewiesen, daß der Knicksicherheit gedrückter Stäbe die größte Aufmerksamkeit geschenkt werden muß. Die meisten Einstürze eiserner Brücken sind durch Überlastung gedrückter Stäbe von unzureichender Knickfestigkeit herbeigeführt worden. Auch das große Unglück, das kürzlich die im Bau begriffene gewaltige Quebec-Brücke in Amerika vernichtet hat, ist auf die unzulängliche Knicksicherheit eines Untergurtgliedes zurückzuführen.

Der Querschnitt eines Stabes kommt nur dann für die Knicksicherheit voll in Betracht, wenn die einzelnen Teile des Querschnittes mittels durchgehender Platten oder Winkeleisenvergitterung mit einander verbunden sind und Teile, die in der einen von zwei zu einander senkrechten Richtungen liegen, nicht zu weit von den Teilen entfernt sind, die in der andern Richtung liegen. Z. B. müssen die beiden Teile I und II des in Abb. 225 dargestellten Querschnittes mittels der durchgehenden Platte l zu einem Ganzen verbunden werden, ferner dürfen die Punkte a nicht zu weit von diesem Teil l abliegen, und schließlich muß die Breite des Bleches l in solchen Grenzen gehalten

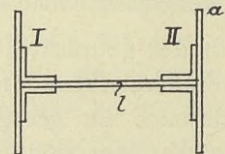


Abb. 225.

werden, daß die seitlichen Platten seinen mittleren Teil vor dem Falten sichern können.

Eine Flacheisen-Vergitterung, die an die Stelle des durchgehenden Flacheisens l tritt, vermindert die Knicksicherheit des Stabes, wie durch Bruchversuche nachgewiesen ist*)

Gedrückte Füllungsstäbe von Fachwerken werden häufig nach Abb. 226 aus zwei Teilen gebildet. Man hat sich in vielen Fällen damit begnügt, beide Querschnittshälften in solchen Abständen durch Flacheisen mit einander zu verbinden (Abb. 226), daß jeder Teil für sich für die Hälfte der auf den ganzen Querschnitt entfallenden Kraft knicksicher ist. Durch Versuche von Engesser ist zur Genüge bewiesen worden, daß in diesem Falle der Grad der Knicksicherheit des ganzen Stabes nicht unter der Annahme eines einheitlichen Querschnittes errechnet werden darf. Diese Tatsache leuchtet ohne weiteres auch durch folgende Überlegung ein: Zwei Träger I und II sind durch zwei Stäbe B_1 und B_2 , die nur mittels eines Nietes an jedem Träger angeschlossen sind, verbunden (Abb. 227). Auf den oberen Träger I wirkt die Kraft P , dann beteiligt

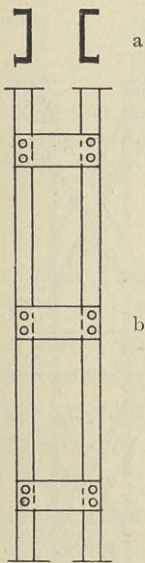


Abb. 226.

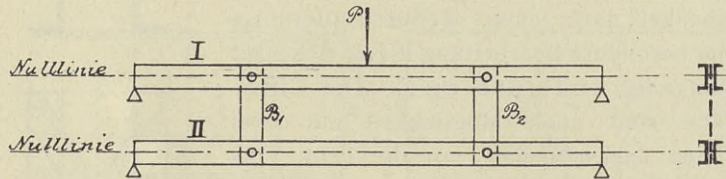


Abb. 227.

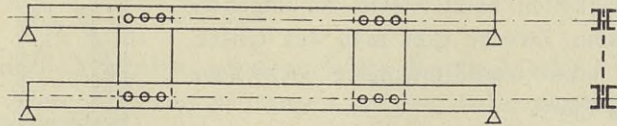


Abb. 228.

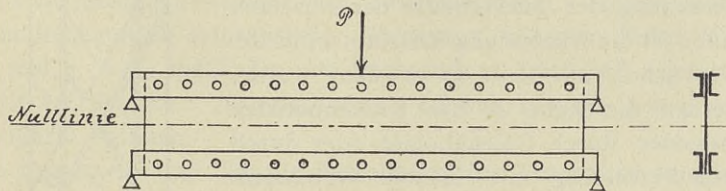


Abb. 229.

sich Träger II vermöge der Verbindungen B_1 und B_2 mit an der Aufnahme dieser Kraft, aber nur als selbständiger Träger, dessen Nulllinie dieselbe Lage hat wie in dem Falle, daß der Träger allein beansprucht würde. Werden die beiden Verbindungen B_1 und B_2 mit einer größeren Anzahl von Nieten an die Träger angeschlossen (Abb. 228), so wird schon eine Tragfähigkeit erzielt, die größer als die Summe der Tragfähigkeiten beider Träger für sich ist, aber erst eine durchgehende Verbindung zwischen beiden Trägern ist imstande, eine gemeinsame Nulllinie auszubilden (Abb. 229) und dem Träger die Tragfähigkeit

1) Zeitschrift für Bauwesen 1895, Seite 289 und Blatt 44 u. 45; Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Seite 595.

zu verleihen, die dem Trägheitsmoment des einheitlichen Querschnittes entspricht. Eine Flacheisen-Vergitterung kann ebenfalls nach obigem ein durchgehendes Blech nicht voll ersetzen. Aus diesen Betrachtungen folgt die Regel:

Für die Druckstäbe sind nach Möglichkeit solche Querschnitte zu wählen, deren Teile mittels durchgehender Bleche verbunden sind, also Querschnitte von den in den Abb. 230a, b, und c wiedergegebenen Formen. Werden für die Druckstäbe Querschnitte verwendet, die aus zwei Teilen bestehen (Abb. 231 a), so sind sie durch Winkel zu ver-

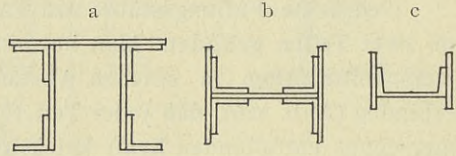


Abb. 230.

konstruktiven Gründen eine Anordnung nach Abb. 231 b, bei der die abstehenden Schenkel der Vergitterungswinkel nach außen liegen. Es ist jedoch nicht zu leugnen, daß hierdurch dem Stabe ein unruhiges Aussehen gegeben wird; man legt deshalb auch gern die abstehenden Schenkel nach innen, wodurch allerdings eine besondere Bearbeitung dieser Schenkel notwendig wird (Abb. 231 c). Die Gitterstäbe sind nach Möglichkeit mit zwei Nieten anzuschließen, um die beim Vorhandensein nur eines Nietes entstehenden Schwierigkeiten beim Nieten zu umgehen. Zu diesem Zwecke gibt man den Gitterstäben eine verhältnismäßig schwache Neigung (30°).

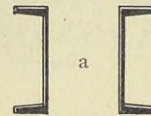
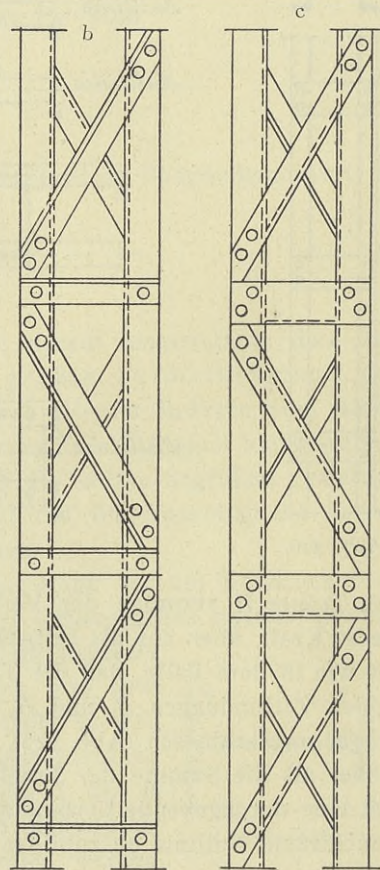


Abb. 231.



Von bestimmendem Einfluß auf die Gestaltung der Querschnitte der einzelnen Stäbe ist die Ausbildung der Knotenpunkte. Wie schon auf Seite 80 erwähnt wurde, werden die Stäbe in den Knotenpunkten entweder durch Gelenkbolzen oder durch feste Vernietung mit einander verbunden. Da aus den bei der Abhandlung über die Ausbildung der Knotenpunkte angeführten Gründen in Deutschland allgemein die feste Vernietung der Stäbe an den Knotenpunkten im Gebrauch ist, sollen auch nur die dieser Knotenpunktsausbildung entsprechenden Querschnittsformen eingehend besprochen werden.

In gezogenen Stäben müssen die Löcher derjenigen Niete von dem Querschnittsinhalt in Abzug gebracht werden, deren Lage dies erfordert, weil in den Nietlöchern keine Zugkräfte übertragen

werden können. Dagegen ist es es üblich, in gedrückten Stäben die Nietlöcher nicht in Abzug zu bringen. (Vergleiche hierüber Abschnitt III B.)

Beim Abzug der Nietlöcher zur Bestimmung des nutzbaren Querschnittes für gezogene Stäbe, die aus Winkel- und Flacheisen zusammengesetzt sind, ist besondere Sorgfalt notwendig. Es empfiehlt sich stets, eine reichliche Anzahl von Nietlöchern abzuziehen, da sonst später beim Konstruieren oft die Notwendigkeit eintritt, die Niete so anzuordnen, daß eine größere Anzahl Nietlöcher in Abzug zu bringen ist, als der Berechnungsannahme entspricht. Die Folge davon ist, daß der Querschnitt neu entworfen werden muß, was natürlich mit erheblichem Zeitverlust verknüpft ist. Auch leuchtet ohne weiteres ein, daß bei dem in Abb. 232a und b in Querschnitt und Ansicht dargestellten Stabquerschnitt es nicht genügt, die im Schnitt $a-a$ oder $c-c$ sitzenden Niete in Abzug zu bringen, sondern daß es durchaus erforderlich ist, beim Abzug für die Stegbleche und Winkeleisen die vom Schnitt $a-a$, für die Flacheisen s dagegen auch noch die vom Schnitt $c-c$ getroffenen Niete zu berücksichtigen, da die einzelnen Teile des Querschnittes in diesen Schnitten reißen werden.

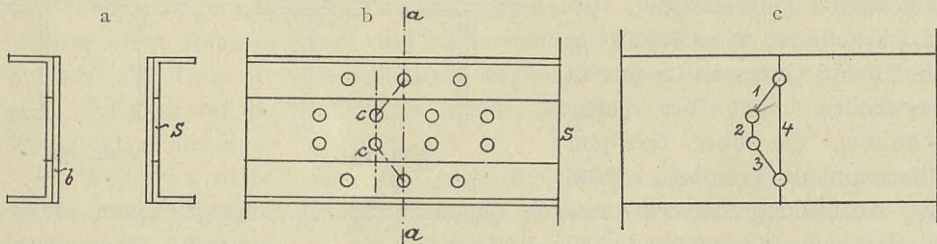


Abb. 232.

Es kann sogar erforderlich werden, auch noch für die Stegbleche b die im Schnitt $c-c$ sitzenden Niete in Abzug zu bringen, in dem Falle nämlich, daß das Stegblech im Schnitt $a-c-c-a$ ohne die vier Nietlöcher einen kleineren Inhalt aufweist, als im Schnitt $a-a$ ohne die zwei Nietlöcher. Hierzu sind keine umständlichen Rechnungen erforderlich. Es genügt, mit dem Zirkel die drei Strecken 1, 2 und 3 (Abb. 232c), die von Lochrand zu Lochrand reichen, zu addieren und mit der Strecke 4 zu vergleichen. Ist nun $1 + 2 + 3 < 4$, so tritt der eben angeführte Fall ein.

Weiter ist zu bemerken, daß für die Berechnung der Trägheitsmomente zusammengesetzter Querschnitte gedrückter Stäbe die Niete nicht abzuziehen sind, auch nicht auf der einen Seite, die beim Ausbiegen Zugbeanspruchungen zu erleiden hätte, da ja die Stäbe so stark bemessen werden sollen, daß ein Ausbiegen mit Sicherheit verhindert wird, mithin also keine Zugbeanspruchungen auftreten können.

Allgemein ist die Regel zu beachten, daß die Verwendung deutscher Normalprofile oder doch im Handel leicht zu erhaltender Profile bei der Querschnittsbildung anzustreben ist. Während früher die gezogenen Stäbe allgemein aus Flacheisen gebildet wurden, ist man neuerdings hiervon sehr abgekommen. Bei der Montage rücken die beiden Knotenpunkte, die durch den Flacheisenstab verbunden werden sollen, oft näher zusammen, als dem errechneten Abstand entspricht. Die Folge davon ist, daß der Flacheisenstab,

der an seinen Enden gemäß dem errechneten Abstände gebohrte Nietlöcher aufweist, nach seiner Einfügung etwas ausgebogen ist, also sich an der Kraftaufnahme gar nicht oder doch unvollkommen beteiligt. Bei plötzlicher Belastung kann es außerdem vorkommen, daß ein solcher Stab sich unter einem Ruck anspannt, also sehr ungünstig beansprucht wird. Bei wagerechten Verbänden hängen Flacheisenstäbe, auch wenn die Knotenpunktsentfernung genau dem errechneten Abstand gleich ist, infolge ihres Eigengewichtes durch. Ausgebogene Flacheisen geben ferner bei bewegter Belastung zu unangenehmen Geräuschen Veranlassung. Aus diesen Gründen werden neuerdings auch die gezogenen Stäbe aus steifen, druckfesten Querschnitten gebildet.

Außer der Beanspruchung auf Zug oder Druck ist von bestimmendem Einfluß auf die Ausbildung der Querschnitte die Wahl eines einwandigen oder doppelwandigen Gurtquerschnittes.

Je nachdem die senkrechte Wand einfach (Abb. 233a und b) oder doppelt und räumlich getrennt (Abb. 234) vorhanden ist, unterscheidet man einen einwandigen und einen doppelwandigen Querschnitt. Bei Brücken bis zu 60 m Stützweite sind beide Querschnitte gut zu verwenden. Erst bei Querschnitten, die über 600 qcm Flächeninhalt erfordern, stößt

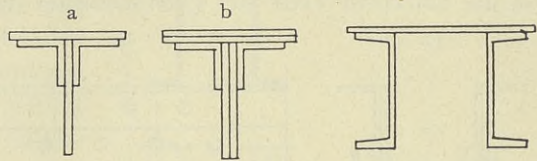


Abb. 233.

Abb. 234.

die Ausbildung der einwandigen Querschnitte auf Schwierigkeiten, da die Platten sich so häufen, daß die Niete mehr als das Vierfache ihres Durchmessers an Länge erfordern. In Süddeutschland, Österreich und der Schweiz ist der einwandige Querschnitt sehr beliebt, während in Norddeutschland dem doppelwandigen Querschnitt der Vorzug gegeben wird. Als Vorteil des einwandigen Querschnittes gegenüber dem doppelwandigen läßt sich seine geringere Oberfläche, seine leichtere Unterhaltung und der Umstand erwähnen, daß auch bei Sonnenbestrahlung von einer Seite eine gleichmäßige Erwärmung des ganzen Querschnittes zu erwarten ist, dagegen beim doppelwandigen Querschnitt eine ungleichmäßige Erwärmung und damit auch eine ungleichmäßige Inanspruchnahme zu befürchten ist. Für die Wahl eines einwandigen Querschnittes kann ferner folgende Erwägung ausschlaggebend sein. Ist man durch irgendwelche Umstände, so z. B. durch eine nicht veränderliche Gleislage in der Nähe von Bahnhöfen gezwungen, die inneren Hauptträger zweier benachbarter Überbauten eng aneinander zu legen, so leuchtet ein, daß

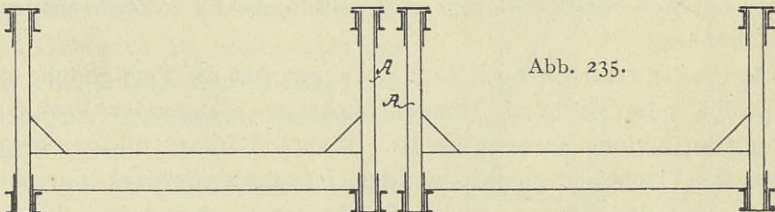


Abb. 235.

bei Anwendung eines zweiwandigen Querschnittes die Erneuerung schadhafter Niete an den einander zugekehrten Wänden A (Abb. 235) der inneren Hauptträger

mit der Hand unmöglich, beim Gebrauch verwickelter Nietmaschinen immerhin noch schwierig ist. Dieser Nachteil ist beim einwandigen Querschnitt nicht vorhanden. Ein nicht zu verkennender Vorteil der doppelwandigen Querschnitte beruht darauf, daß bei der Ausbildung der gedrückten Diagonalen auch bei großen Stützweiten die erforderliche Knicksicherheit ganz ohne oder doch ohne erheblichen Querschnittüberschuß sich erzielen läßt, während bei dem einwandigen Querschnitt für große Stützweiten die gedrückten Streben zur Erzielung genügender Knicksicherheit einen erheblichen Überschuß an Flächeninhalt erhalten müssen.

Allgemeine Bedeutung für die Querschnittsausbildung haben folgende Regeln: Die Querschnitte sollen gedungen sein, d. h. möglichst so angeordnet werden, daß das Material in der Nähe der Schwerlinie vereinigt ist, um eine möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt zu erzielen. Kleinere Winkelprofile als 70·70·10 und schwächere Bleche als von 8 mm Stärke, abgesehen von Futterblechen, sind im allgemeinen zu vermeiden.

Offene Fugen, Wassersäcke und rinnenartige Querschnitte, aus denen das Wasser nicht ablaufen kann, sind zu vermeiden. Zum Zweck der Unterhaltung müssen alle Teile des Querschnittes zugänglich sein. Bei der Querschnittsausbildung ist auf die Nietbarkeit und die Möglichkeit, die Niete zu erneuern, Rücksicht zu nehmen.

Weiter ist zu bedenken, daß sich die einzelnen Stäbe eines Trägers bei zweiwandiger Ausbildung der Gurtungen in den Abmessungen in der Quer- richtung der Brücke beeinflussen; die Füllungsstäbe bestimmen die Abstände der Wandungen der Gurtungen oder umgekehrt die Abstände der Wandungen der Gurtungen die Abmessungen der Füllungsstäbe senkrecht zur Brückenachse.

Die zweckmäßigsten Querschnitte für die Gurte und Füllungsstäbe werden im folgenden eingehend behandelt werden.

β) Gurtquerschnitte.

Bevor auf die Ausbildung der Gurtquerschnitte im einzelnen eingegangen wird, sind noch einige allgemeine Gesichtspunkte zu erörtern.

1. Die Spannkkräfte in den einzelnen Gurtstäben sind mit wenigen Ausnahmen bei fast allen Trägerarten von einander sehr verschieden. Es handelt sich nun darum, diesen Spannkkräften Querschnitte anzupassen, die wenigstens annähernd voll ausgenutzt werden, ferner des guten Aussehens wegen ungefähr gleiche Höhen aufweisen und deren Schwerpunktslagen keine große Verschiedenheit zeigen.

2. Es ist anzustreben, die Höhe der Gurtquerschnitte nach Möglichkeit einzuschränken, da bei den steifen Knotenpunktverbindungen mit der Höhe der Querschnitte die Nebenspannungen wachsen. Eine angemessene Höhe für die Gurtquerschnitte erhält man nach der Formel:

$$h = l - \frac{l^2}{400} \quad (h \text{ in cm und } l \text{ in m}).$$

Hierin bedeutet l die Stützweite der Brücke.

Andererseits ist man auch an eine gewisse Höhe dadurch gebunden, daß man darnach streben muß, einen großen Teil des erforderlichen Querschnittes in die Wandungen zu legen (der Grund hierfür wird später bei der Besprechung der Knotenpunktausbildung behandelt werden), und eine übermäßig starke Anhäufung von Platten in den Wandungen zu vermeiden ist, um die Niete noch gut stauchen zu können.

Obige Formel verliert selbstverständlich ihre Gültigkeit, sobald die Stäbe an den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen zusammengeschlossen werden. Auch wird von dieser Regel sehr oft dann abgewichen, wenn die Füllungsstäbe direkt an die senkrechte Wand des Gurtquerschnittes angeschlossen werden (Abb. 295). Hierbei sind größere Wandhöhen zur Unterbringung der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete für die Füllungsglieder nötig, als bei der anderen Ausbildungsart der Knotenpunkte mit Knotenblechen nach Abb. 297. Bei letzterer Ausbildung werden die Füllungsglieder an die Knotenbleche und diese an die Gurte angeschlossen. Im allgemeinen verdient also die Ausbildung mit Knotenblechen bei großen Spannkraften in den Füllungsstäben gegenüber der anderen den Vorzug. Wenn trotzdem, namentlich in Süd deutschland, Frankreich, der Schweiz und Österreich der unmittelbare Anschluß der Pfosten und Streben an die Gurtungen auch bei großen Stützweiten der Überbauten gebräuchlich ist, so hat das seinen Grund in der einfachen Ausbildung der Knotenpunkte und in der Ersparnis an Material für die Knotenbleche.

I. Zweiwandige Querschnitte.

Obergurt.

Während früher eine große Anzahl von verschiedenen Querschnittsformen verwendet wurden, hat sich in neuerer Zeit diese Zahl sehr verringert, ja man

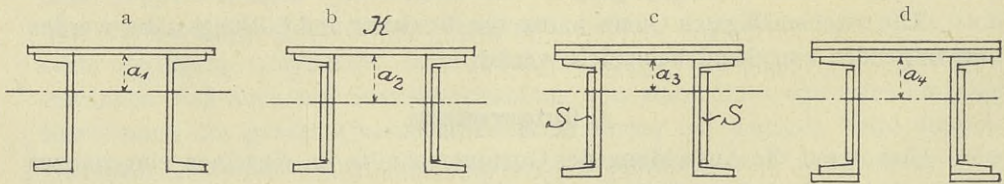


Abb. 236.

kann sagen, daß sich für den Obergurt als Regelquerschnitt die Form nach Abb. 236 herausgebildet hat, die am besten den unter 1 auf Seite 95 aufgeführten Anforderungen gerecht wird. Die einfachste Ausführung dieser Form besteht aus zwei N. P. und einer Kopfplatte, welche über den ganzen Träger durchzuführen ist und nicht aus den auf Seite 91 erörterten Gründen in den Gurtstäben mit geringen Kräften durch eine Flacheisenvergitterung ersetzt werden darf. Der Grundquerschnitt wird für die Gurtstäbe mit größeren Spannkraften durch Hinzufügen von seitlichen Platten *S*, weiteren Kopfplatten *K* und auch wohl durch Flacheisen an den unteren Flanschen des Eisens verstärkt (Abb. 236 a bis d).

Sehr häufig findet man bei ausgeführten Brücken die Verstärkung des Grundquerschnittes lediglich durch Hinzufügen von Kopfplatten bewirkt. Dies ist entschieden aus einem später bei der Besprechung

der Knotenpunkte näher zu erörternden Grunde zu vermeiden, wenigstens in dem Falle, wenn Knotenbleche in Anwendung kommen und die einzelnen Gurtkräfte stark von einander abweichen. Es ist vielmehr anzustreben, den Schwerpunkt nicht zu weit nach oben rücken zu lassen.

Gemittelte Schwerachse aller Gurtstäbe.

Entsprechen z. B. die oben dargestellten Querschnitte den in den Stäben $O_1 - O_4$ (Abb. 237) herrschenden Spannkraften, so müßten streng genommen

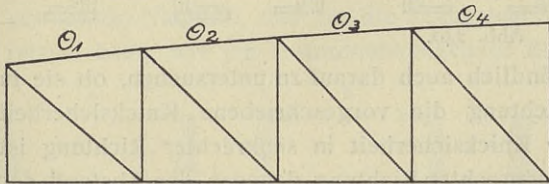


Abb. 237.

diese Querschnitte gemäß der Regel, nach der die Schwerlinien der Querschnitte mit den Netzlinien zusammenfallen sollen, eingefügt werden. Hierdurch würden sich in den Knotenpunkten Absätze ergeben, da die Schwerpunktsabstände a

von der Unterkante der Kopfplatten bei allen vier Querschnitten verschieden sind. Diese Absätze würden erstens für das äußere Ansehen der Brücken unvorteilhaft sein, dann aber auch konstruktive Schwierigkeiten dadurch verursachen, daß den Absätzen entsprechende Futterstücke an den Stoßdeckungen eingefügt werden müßten. Man verfährt nun ganz allgemein so, daß man aus den Schwerpunktsabständen das arithmetische Mittel a_m bildet und die Unterkante der Kopfplatten durchgehend in diesen Abstand von den Netzlinien legt.

Da die \square -Eisen nur bis zu einer Höhe von 30 cm gewalzt werden, so ist man bei Stützweiten über 40—45 m in der Regel schon gezwungen, statt der \square -Eisen Stegbleche und Winkelisen zu verwenden. Abb. 238 zeigt einen Quer-

*l = 40 bis 45
Knoten Eisen*

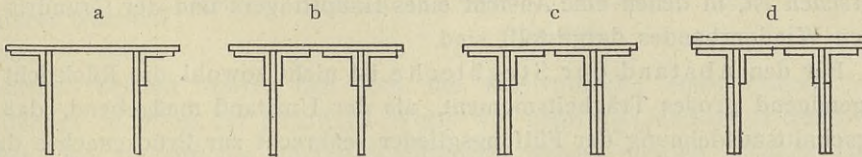


Abb. 238.

schnitt ohne untere Winkel. Hierbei darf die Höhe des Stegbleches höchstens gleich dem 15fachen seiner Stärke \div der Schenkellänge des Winkels sein. Die hier bei den verstärkten Querschnitten angewandten inneren Winkel werden deshalb von vielen Konstrukteuren vermieden, weil die Knotenbleche, die sich auf die innere Fläche der Stegbleche legen, auf jeden Fall bis zur Unter-

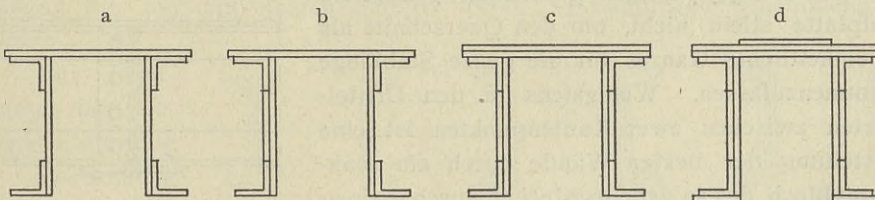


Abb. 239.

kante der Kopfplatten reichen und die inneren Winkel auf irgend eine Weise über diese hinweg geführt werden müssen. In Abb. 239 ist eine recht

gebräuchliche, zweckmäßige Querschnittsform dargestellt. Der in der Abb. 240 gezeichnete Querschnitt wird schon sehr erheblichen Spannkraften gerecht.

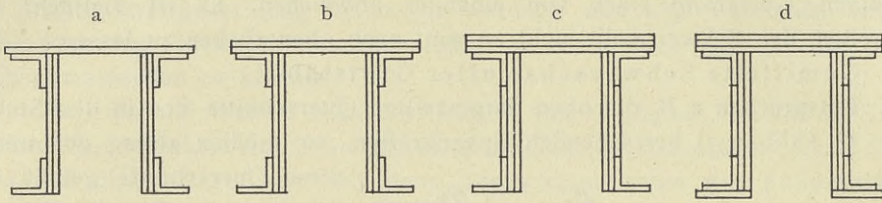


Abb. 240.

Die Querschnitte sind selbstverständlich auch darauf zu untersuchen, ob sie in senkrechter und wagerechter Richtung die vorgeschriebene Knicksicherheit besitzen. Als Knicklänge für die Knicksicherheit in senkrechter Richtung ist die Knotenpunktsentfernung, in wagerechter Richtung dagegen der Abstand der Punkte des Obergurtes einzuführen, die gegen den wagerechten Verband festgelegt sind. Diese Punkte fallen in der Regel mit den Knotenpunkten zusammen, es kommen aber auch Ausnahmen vor, wie aus den Abb. 241 a und b

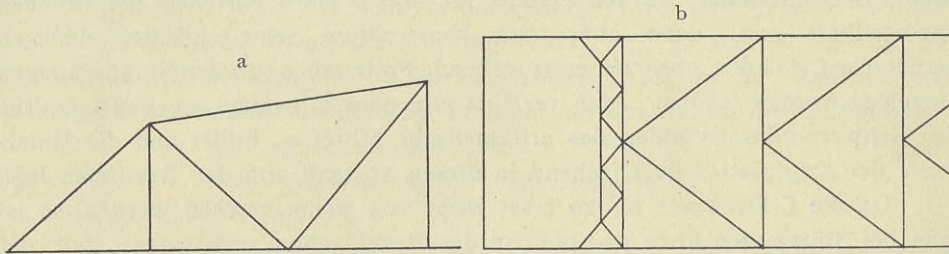


Abb. 241.

zu ersehen ist, in denen eine Ansicht eines Hauptträgers und der Grundriß des oberen Windverbandes dargestellt sind.

Für den Abstand der Stegbleche ist nicht sowohl die Rücksicht auf ein genügend großes Trägheitsmoment, als der Umstand maßgebend, daß die Querschnittsausdehnung der Füllungsglieder senkrecht zur Brückenachse durch den Abstand der Gurtstegbleche bedingt wird, und außerdem bei hohen Querschnitten mit großen Knotenblechen die Ausführbarkeit einer guten Vernietung an den Knotenpunkten gewährleistet sein muß. Zweckmäßige Größen für den Abstand gibt die Formel:

Für mittlere Stützweiten: $b = h - 0,1 L$ (b und h in cm, L in m)

Für große Stützweiten: $b = h - 0,2 L$ (b und h in cm, L in m).

Für den $\overline{\text{I}}$ -förmigen Querschnitt genügt die Kopfplatte allein nicht, um den Querschnitt als ein einheitliches Ganzes für die ganze Stablänge zusammenzufassen. Wenigstens in den Drittelpunkten zwischen zwei Knotenpunkten ist eine Aussteifung der beiden Wände durch ein senkrecht Blech, das an den Stegblechen durch je einen Winkel angeschlossen wird, und durch ein wagerechtes Flacheisen, das an den unteren Flanschen mittels je drei Nieten befestigt wird, notwendig. Abb. 242 stellt die Ansicht einer Gurtung mit dieser Aus-

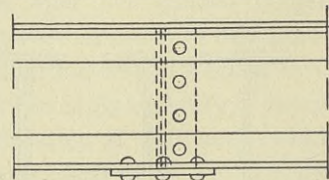


Abb. 242.

steifung dar. Bei sehr hohen Gurten empfiehlt sich eine durchgehende Vergitterung der unteren Seite und in Abständen von 1,5 m eine Aussteifung der Wände nach der Abb. 242.

Der früher sehr oft angewandte —|— -förmige Querschnitt wird neuerdings nur noch wenig ausgeführt, weil auf jeden Fall bei den wagerechten Teilen des Obergurtes ein durchgehendes, die beiden Wandungen verbindendes Blech wegen der Rostgefahr durch stehenbleibendes Wasser zu vermeiden und durch eine Vergitterung zu ersetzen ist. Nun hat aber eine Vergitterung den oben erwähnten Nachteil, daß sie die Knicksicherheit nicht in dem Maße gewährleisten kann, wie ein zusammenhängendes Blech. Bei dem —|— -förmigen Quer-

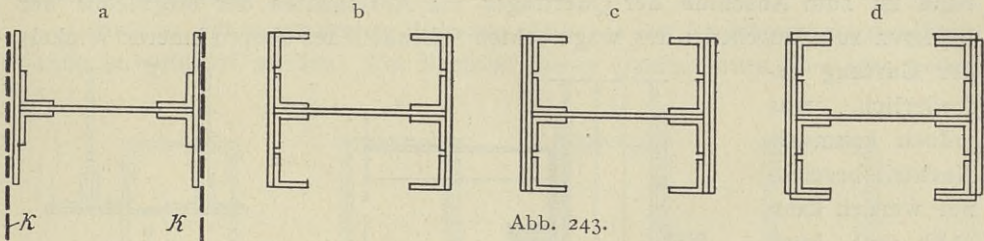


Abb. 243.

schnitt, dessen Grundform in Abb. 243a dargestellt ist, werden die Knotenbleche K am zweckmäßigsten nach außen gesetzt. Die Verstärkung läßt sich auf die in den

Abb. 243b bis d oder 244a bis c gezeigte Weise zur Ausführung bringen. Noch ein weiterer Nachteil dieses Quer-

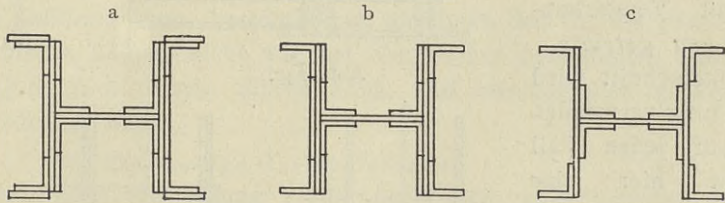


Abb. 244.

schnittes besteht darin, daß sich die Knotenbleche eines oberen Windverbandes nicht in der günstigen Weise wie beim —|— -Querschnitt anschließen lassen, wo sie auf die oberen Kopfplatten gelegt werden. Jedoch ist der Vorteil, daß die Schwerpunktlage unveränderlich ist, nicht zu verkennen.

Untergurt.

Bei den Balkenbrücken wird der Untergurt hauptsächlich auf Zug beansprucht, nur bei größeren Stützweiten kommen in den Endgliedern auch geringe Druckkräfte infolge der Wind- und Bremskräfte vor. Es läßt sich also nichts gegen einen Querschnitt einwenden, der aus zwei symmetrischen Hälften besteht, die nur an einigen Stellen durch Verbindungen zusammengefaßt werden.

Für Überbauten mit geringer Stützweite ist zweckmäßig ein Querschnitt mit zwei —|— -Eisen

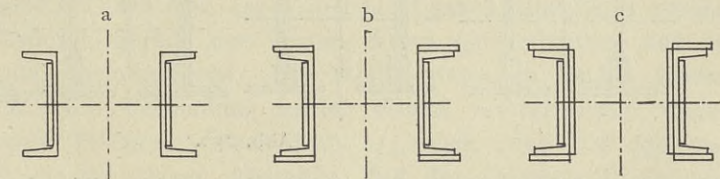


Abb. 245.

in der Grundform zu verwenden. Die Verstärkung erfolgt durch Auflegen von Platten auf die Stege und Flansche, wie aus Abb. 245 zu ersehen ist.

Bei größeren Querschnitten ist entsprechend dem beim Obergurt Gesagten das **[-Eisen** durch ein Stegblech und zwei Winkel zu ersetzen (Abb. 246). Bei diesen beiden Querschnitten ändert der Schwerpunkt seine Lage nicht, ein Umstand, der für sie spricht. Bei tiefliegender Fahr-

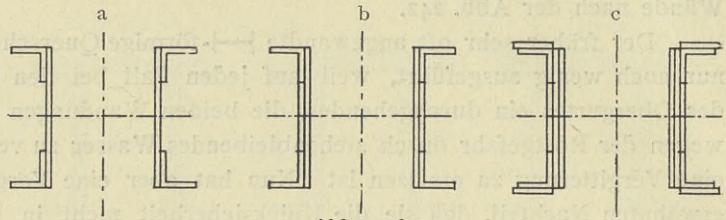


Abb. 246.

bahn ist zum Anschluß der Querträger ein Aufschlitzen der Stegbleche der letzteren zum Durchtritt des wagerechten Schenkels des oberen inneren Winkels der Gurtung erforderlich, was jedoch kaum als Nachteil bezeichnet werden kann (Abb. 247). Auch der in Abb. 248 in Grundform und mit Verstärkungen gezeigte Querschnitt wird häufig verwendet. Auf jeden Fall ist hier eine durchgehende untere Platte, die beide Gurthälften verbindet, wegen

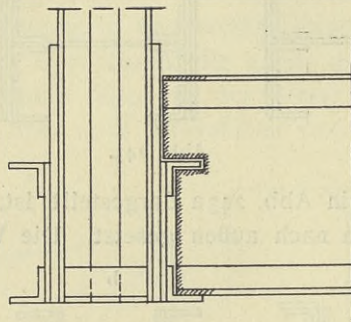


Abb. 247.

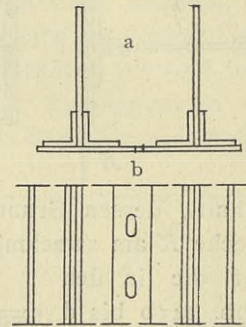


Abb. 249.

der Rostgefahr durch Wasser, das in der Rinne stehen bleiben kann, zu vermeiden. Man hat allerdings häufig eine durchgehende Platte verwendet und diese mit Löchern zum Abfluß des Wassers versehen (Abb. 249). Jedoch hat sich diese Maßnahme als nicht ausreichend zur Beseitigung der Rostgefahr

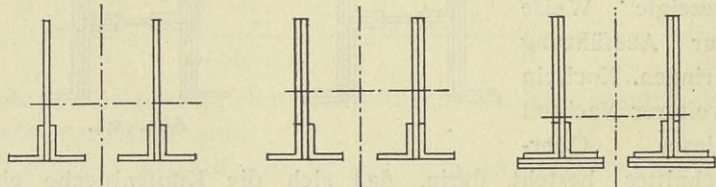


Abb. 248.

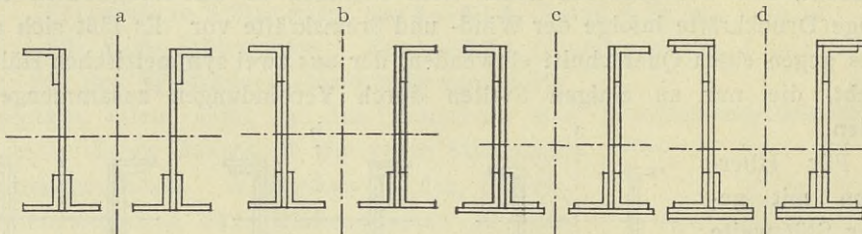


Abb. 250.

erwiesen. Für größere Spannkkräfte empfiehlt sich der in der Abb. 250 dargestellte Querschnitt. Bei den beiden zuletzt aufgeführten Querschnitten ist ebenso wie beim Obergurt eine derartige Verstärkung anzustreben,

daß der Schwerpunkt nicht allzusehr von dem Mittelpunkt der Stegbleche abweicht.

Die Verbindung der beiden Teile der Querschnitte erfolgt durch wagerechte Flacheisen auf der oberen und unteren Seite des Querschnittes, die auf jeder Seite mit mindestens drei Nieten anzuschließen sind. Eine weitere Aussteifung durch ein senkrecht Blech, wie sie beim Obergurt gebräuchlich ist, erscheint beim gezogenen Untergurt entbehrlich zu sein.

Erhalten die Gurte in den letzten Feldern am Auflager durch Wind- und Bremswirkung erhebliche Druckkräfte, so ist eine Vergitterung an der unteren und oberen Seite des Querschnittes und eine Absteifung der Wände nach Abb. 242 angezeigt.

Auch in der sogenannten Hutform (Abb. 251) ist der Untergurtquerschnitt häufig ausgebildet worden. Ein Nachteil dieses Querschnittes, den man gegen

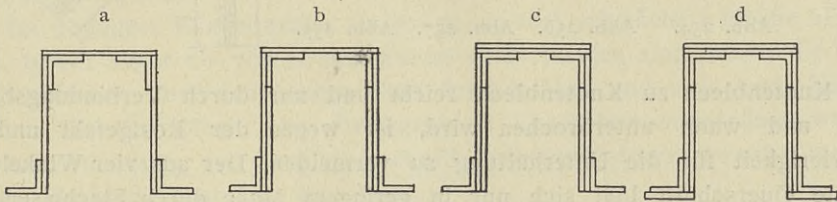


Abb. 251.

seine Verwendung anführen kann, besteht darin, daß man den für die Pfosten beliebten Querschnitt in I-Form nicht wie bei den vorher behandelten Querschnitten in den Querschnitt hinein führen kann, und infolgedessen größere Knotenbleche erforderlich sind.

II. Einwandige Gurtquerschnitte.

Bei der einwandigen Ausbildung erhält der Unter- und Obergurt die gleiche Querschnittsform. Die nachfolgenden Betrachtungen gelten daher für beide Gurte.

Für kleine Stützweiten genügt der aus zwei Winkeln gebildete Kreuzquerschnitt (Abb. 252a). Seine Verstärkung erfolgt zweckmäßig durch An-

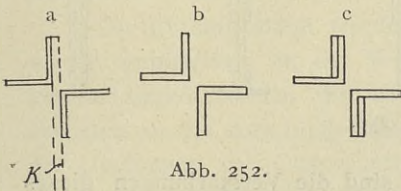


Abb. 252.

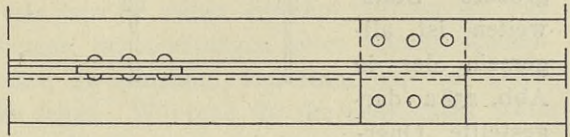


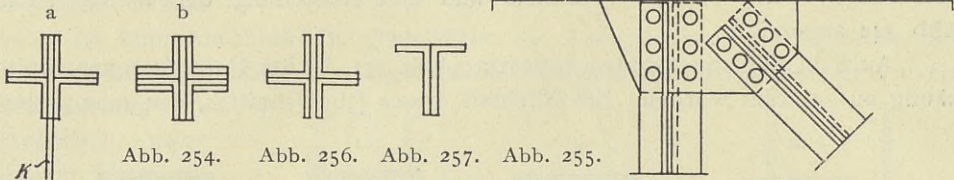
Abb. 253.

wendung stärkerer Winkel (Abb. 252b), als im Grundquerschnitt und durch Hinzufügen von Flacheisen nach Abb. 252c, aber nicht durch Hinzufügen zweier weiterer Winkel, wodurch gerade der Vorteil dieses Querschnittes, daß er keine Fugen aufweist, verloren geht. Die Winkel sitzen zu beiden Seiten des Knotenbleches *K*. Die Verbindung beider Winkel erfolgt durch wagerechte und senkrechte Flacheisen nach Abb. 253, und zwar bei den gedrückten Stäben in einem solchen Abstände, daß der Querschnitt als ein einheitlicher angesehen werden kann. Nach Versuchen von Tetmayer soll für gedrückte Stäbe, die aus zwei Winkeln gebildet werden, der Abstand der Ver-

bindungen höchstens gleich dem 50fachen des kleinsten Trägheitsradius eines Winkels sein.

Der aus vier Winkeln (Abb. 254 a u. b) gebildete Kreuzquerschnitt ist auf jeden Fall so auszubilden, daß zwischen den senkrechten Schenkeln ein Flacheisen angeordnet wird, an dessen Stelle an den Knotenpunkten das Knotenblech tritt. Durch äußere Laschen wird der Stoß des Flacheisens und des Knotenbleches nach Abb. 255 gedeckt.

Eine offene Fuge zwischen den senkrechten Schenkeln nach Abb. 256, die



von Knotenblech zu Knotenblech reicht und nur durch Verbindungsbleche dann und wann unterbrochen wird, ist wegen der Rostgefahr und der Schwierigkeit für die Unterhaltung zu vermeiden. Der aus vier Winkeln gebildete Querschnitt läßt sich nur in geringem Maße durch Flacheisen verstärken, die auf die wagerechten Schenkel gelegt werden (Abb. 254b).

Der T-förmige Querschnitt besteht in der einfachsten Form aus einem gewalzten T-Eisen. Da dies jedoch nur in sehr beschränkten Abmessungen hergestellt wird, so muß man bei größeren Kräften zu zwei Winkeleisen, am besten zu ungleichschenkligen Winkeleisen greifen, deren längere Schenkel senkrecht gestellt werden (Abb. 257). Die Verstärkung wird durch Flacheisen, die auf die wagerechten Schenkel gelegt werden, bewirkt. Dieser Querschnitt eignet sich nur für den Fall solch geringer Spannkkräfte in den Füllungsstäben, daß ihr Anschluß ohne Knotenbleche unmittelbar an die senkrechten Schenkel der Winkel erfolgen kann. Für größere Stützweiten ist allgemein der in Abb. 258a dargestellte Querschnitt in Gebrauch.

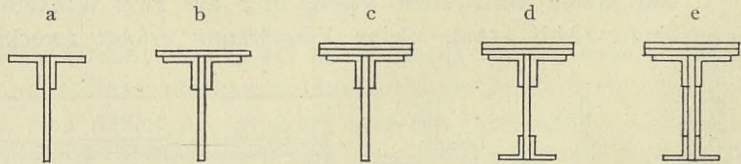


Abb. 258.

In den Abb. 258b bis c sind die Verstärkungen dieses Querschnittes gezeichnet. Übersteigt die Höhe des Stegbleches außerhalb der oberen Winkel nicht den 15fachen Betrag seiner Stärke, so ist ein Falten des Stegbleches auch bei gedrückten Stäben nicht zu befürchten und es sind deshalb untere Saumwinkel nicht erforderlich. Hier sind die unteren Winkel erst bei den größeren Querschnitten als Verstärkungsteile herangezogen worden. Auf jeden Fall empfiehlt es sich, die Saumwinkel mit als tragende Teile zu verwenden. Hinsichtlich des Überstandes der oberen wagerechten Kopfplatten über den Winkelrand gilt das bei der Abhandlung über die Ausbildung der Gurtungen der Blechträger Gesagte. (Sieh S. 66.)

III. Allgemeines über die Ausbildung der Gurtquerschnitte.

Das geschickte Anpassen der Gurtquerschnitte an die Spannkkräfte ist namentlich für den nicht geübten Konstrukteur eine zeitraubende Arbeit, die sich aber durch die hierdurch erzielte Materialausnutzung bezahlt macht. Unter Beachtung der im Vorstehenden gegebenen Regeln für die Breite und Höhe des Querschnittes nehme man für die kleinste Gurtspannkraft einen der aufgeführten Grundquerschnitte an und verstärke diesen für die anderen Gurtstäbe den in ihnen herrschenden Kräften entsprechend durch Hinzufügen von Platten und Winkeln so, daß das Material wenigstens annähernd ausgenutzt wird. Dies wird in der Regel nicht beim ersten Versuch gelingen, man wird vielmehr erst durch öfteres Probieren mit anderen Winkelprofilen und Plattenstärken und anderweitiger Verteilung der hinzukommenden Teile, oft auch durch Wahl eines anderen Grundquerschnittes für die einzelnen Gurtstäbe passende Querschnitte erzielen.

Da geringere Winkelprofile als $70 \cdot 70 \cdot 10$ und schwächere Bleche als von 8 mm, besser sogar als von 10 mm Stärke zu vermeiden sind, ferner die Höhe des Stegbleches über den ganzen Gurt durchgeführt und z. B. auch bei gedrückten Obergurtstäben eine durchgehende Kopfplatte angeordnet werden soll, so wird häufig der Grundquerschnitt bedeutend stärker gewählt werden müssen, als es die Stabkraft erfordert.

Man wähle die Stärken der Bleche und Winkel eines Querschnittes nicht sehr verschieden von einander. Gleiche Stärken sämtlicher einzelnen Teile eines Querschnittes erleichtern die Stoßanordnung und die Ausbildung der Knotenpunkte.

Als Anhalt für die Wahl der Winkelprofile diene folgende Angabe. Bei Stützweiten der Brücke von 20 bis 40 m nehme man Winkel von 8 bis 10 cm Schenkelbreite, von 40 bis 60 m Winkel von 11 bis 13 cm Schenkelbreite und für Stützweiten von 60 bis 100 m Winkel von 14 bis 16 cm Schenkelbreite.

Die Stärke der einzelnen Bleche schwankt zwischen 0,8 und 2,0 cm.

γ) Querschnitte der Füllungsglieder.

I. Ausbildung derselben bei zweiwandiger Gestaltung der Gurtquerschnitte.

Die Füllungsstäbe werden, wie bereits früher erwähnt worden ist, entweder unmittelbar an die Wandungen der Gurtungen oder mittels Knotenbleche angeschlossen. Es ist daher zweckmäßig, den Hauptteil des Querschnittes in die Anschlußebenen zu legen. Während für die gedrückten Stäbe der Gurtungen die Querschnitte der $\overline{\text{I}}$ -Form in der Regel sehr reichliche Knicksicherheit besitzen, ist für die gedrückten Streben und Pfosten bei großen Längen und großen Druckkräften in der Regel eine geringe Zugabe an Querschnitt über das durch die Druckfestigkeit bedingte Maß hinaus zur Erlangung der vorgeschriebenen Knicksicherheit nicht zu umgehen, es ist aber Aufgabe einer geschickten Durchbildung der Querschnitte, diese Zugabe auf ein Geringstes zu beschränken. Die Verwendung von Normalprofilen in I - und C -Form ist nach Möglichkeit anzustreben, um an Nietarbeit zu sparen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist die Anzahl der einzelnen Teile zu beschränken.

Streben.

Sehr häufig verwendet wird der **I**-Querschnitt, dessen Flansche sich an die inneren Gurtungswandungen oder an die Innenseiten der Knotenbleche legen. Die Normalprofile eignen sich wegen ihrer sehr geringen Flanschbreiten und der sich daraus ergebenden schlechten Anschlußmöglichkeit nicht gut, dagegen sind die breitflanschigen Differdinger und Burbacher Spezialprofile zu empfehlen. Außerdem besitzen diese Profile gegenüber den Normalprofilen den Vorteil größerer Trägheitsmomente, namentlich auch in Bezug auf die Achse des Steges. Erfordern große Druckkräfte und Längen große Trägheitsmomente, so wird der Querschnitt zweckmäßig aus einem Stegblech und vier ungleichschenkligen Winkeln zusammengesetzt, deren kurze Schenkel an dem Stegblech

angeschlossen werden (Abbildung 259).*)

Sehr große Trägheitsmomente erzielt man durch die in Abb. 260 u. 261 dargestellten

Querschnitte. Hierin gehört auch der aus drei **C**-Eisen nach Abb. 262 gebildete Querschnitt, der nur zwei Nietreihen erfordert.

Da die Stegbleche und die an ihnen liegenden Schenkel der Winkel sehr wenig zu dem Trägheitsmoment in Bezug auf die Achse des Steges beitragen, so erfordern diese Querschnitte häufig eine Materialzugabe. Zweckmäßiger sind daher für gedrückte Stäbe mit großen Druckkräften die **HC**-förmigen Querschnitte, die mit den Stegen entweder unmittelbar an den Außenseiten der Gurtwandungen oder den Außenseiten der Knotenbleche angeschlossen werden. In der einfachsten Form besteht der Querschnitt aus zwei **C**-Eisen, die auch durch Auflegen von Flacheisen auf die Stege verstärkt werden können (Abb. 263). Zur Erzielung größerer Trägheitsmomente wird der Querschnitt nach Abb. 264

ausgebildet. Da des äußeren Aussehens wegen darauf gehalten wird, daß die

Füllungsglieder gegenüber den Gurtungen zurücktreten, so dürfen sie nicht zu breit ausgeführt werden, und es ist deshalb oft zur Erzielung

eines ausreichenden Trägheitsmomentes eine Verstärkung durch Hinzufügen von Flacheisen auf den abstehenden Winkelschenkeln erforderlich (Abb. 265).

Bei den gedrückten Stäben müssen natürlich beide Hälften der zuletzt behandelten Querschnitte mit einander verbunden werden, und zwar nach den auf Seite 92 angegebenen Regeln.

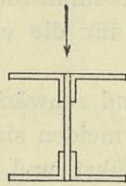


Abb. 259.

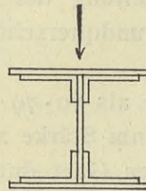


Abb. 260.

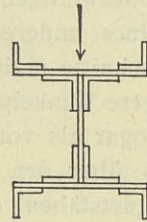


Abb. 261.

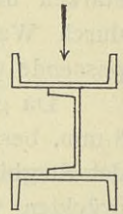


Abb. 262.

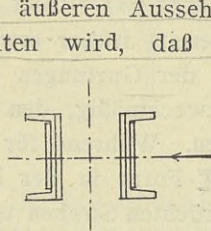


Abb. 263.

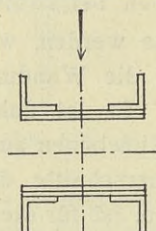


Abb. 264.

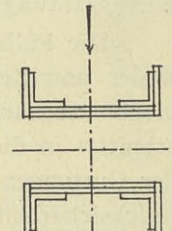


Abb. 265.

*) Der Pfeil bedeutet die Richtung senkrecht zur Brückenachse.

Ein Querschnitt, der bei verhältnismäßig wenig Materialaufwand ein sehr großes Trägheitsmoment besitzt, ist der aus vier Winkeln bestehende Querschnitt, die die Ecken eines Rechteckes bilden (Abb. 266).

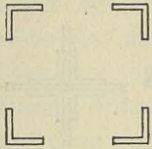


Abb. 266.

Zur Erzielung genügender Knicksicherheit und damit die Spannkraft sich einigermaßen gleichmäßig auf die vier Winkel verteilt, ist eine Vergitterung auf allen vier Rechteckseiten erforderlich. Der hierdurch verursachte Materialaufwand und der Umstand, daß trotz der Vergitterung eine gleichmäßige Belastung der vier Winkel mit Sicherheit nicht erreicht werden kann,

beeinträchtigt die Brauchbarkeit des Querschnittes. Man verwendet ihn nur bei Stäben, die eine kleine Druckkraft erleiden, aber infolge sehr großer Länge ein großes Trägheitsmoment erfordern.

Für gezogene Streben finden die im Vorstehenden behandelten **I**- und **II**-förmigen Querschnitte mit der Maßgabe Verwendung, daß alle lediglich zur Erzielung einer hinreichenden Knicksicherheit getroffenen Vorkehrungen in Fortfall kommen. Die **II**-förmigen Querschnitte für gezogene Streben werden ein- oder auch zweimal zwischen den Knotenpunkten durch Flacheisen, die mit drei Nieten an jeden Flansch anzuschließen sind, verbunden.

Für geringe Zugkräfte wird zweckmäßig ein **I**-Eisen oder ein aus Stegblech und zwei Winkeleisen zusammengesetzter **II**-Querschnitt verwendet.

Bei Parallelträgern mit abgeschrägten Enden, sogenannten Trapezträgern, herrscht vielfach der Gebrauch, den Endschrägstab D_1 (Abb. 267) nicht

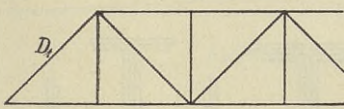


Abb. 267.

als Strebe, sondern als Gurtstab hinsichtlich der Querschnittsausbildung zu behandeln. Es wird dringend empfohlen, namentlich in dem Falle, daß in der Ebene von D_1 , ein Windportal liegt, dem Stab D_1 einen

I-förmigen Strebenquerschnitt zu geben, der weit besser als ein **II**-förmiger Obergurtstab die Portalkräfte aufnehmen kann. Außerdem wird die Ausbildung des ersten Obergurtnotenpunktes sehr erleichtert, worüber bei der Besprechung der Knotenpunkte die Rede sein wird.

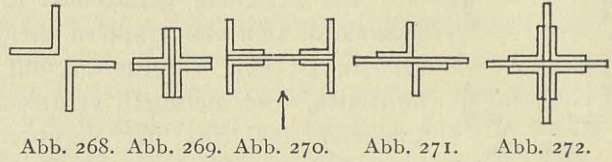
Pfosten. An den Pfosten der Balkenbrücken werden in vielen Fällen die Querträger angeschlossen. Hierzu eignet sich nur der **I**-förmige Querschnitt, der mit den Flanschen an den Wandungen der Gurte oder an den Knotenblechen angeschlossen wird und an dessen einer Flanschseite der Querträger seine Befestigung findet. (Breitflanschige Differdinger **I**-Eisen und Querschnitte nach Abb. 259—261.) Der Steg des Querschnittes gewährleistet die Übertragung der Auflagerkraft des Querträgers auf die ganze Querschnittsfläche. Auch der Grund spricht für den **I**-förmigen Querschnitt, daß man bestrebt sein muß, zur Aussteifung des Knotenpunktes einen der am Knotenpunkt zusammenlaufenden Stäbe zwischen den Gurtwandungen bis zur Kopfplatte durchzuführen, wozu sich der Pfosten wegen der Nietteilung in der Gurtung am besten eignet.

II. Ausbildung der Querschnitte der Füllungsstäbe bei einwandigen Gurtquerschnitten.

Streben.

Für die Streben empfiehlt sich der aus zwei Winkeln (Abb. 268) und aus

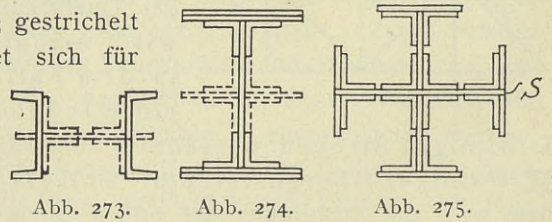
vier Winkeln (Abb. 269) gebildete Kreuzquerschnitt. Bei dem letzteren Querschnitt stößt das zwischen den Winkeln liegende Flacheisen gegen das Stegblech der Gurtung oder gegen das Knotenblech und wird durch Laschen, die auf den Winkelschenkeln liegen, besonders angeschlossen. Auch die in den Abb. 270—272 wiedergegebenen Querschnitte findet man häufig.



Der \perp -förmige Querschnitt (Abb. 270) ist mit Vorteil für gezogene Stäbe zu verwenden, er liegt gegen den \mathbf{I} -förmigen Streben-Querschnitt bei der doppelwandigen Ausbildung der Gurtungen um 90° gedreht, stößt also mit dem Stegblech gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech. Das Stegblech wird durch besondere Laschen angeschlossen.

Die in den Abb. 271 und 272 wagerecht liegenden Flacheisen stoßen ebenfalls gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech.

Für gedrückte Stäbe ist der \mathbf{II} -förmige Querschnitt (Abb. 273) zu empfehlen, durch den sich ein großes Trägheitsmoment erzielen läßt. Er ist gegen den gleichen Querschnitt bei der doppelwandigen Ausbildung um 90° versetzt, stößt also in der gestrichelten Linie gegen die Gurtwandung oder gegen das Knotenblech. Für die Verbindung beider Querschnittshälften gilt das bereits früher auf Seite 104 Gesagte. Der Anschluß des Querschnittes an das Knotenblech erfolgt durch besondere Winkeleisen, die in der Abb. 273 gestrichelt dargestellt sind. Ebenso eignet sich für Druckstäbe der \mathbf{I} -förmige Querschnitt (Abb. 274), für dessen Anschluß dasselbe wie bei dem eben behandelten Querschnitt gilt. Ein sehr großes Trägheitsmoment erhält man durch Anwendung des in Abb. 275 dargestellten kreuzförmigen Querschnittes, der sehr häufig für die erste Schräge D_1 eines Trapezträgers von großer Stützweite (Abb. 267) ausgeführt ist. Das durchgehende Stegblech S stößt gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech. Nur dies Stegblech mit den an ihm liegenden Winkeln wird in der Regel zur Übertragung der Druckkraft ausgenutzt, während der übrige Teil der Erreichung der vorgeschriebenen Knicksicherheit und im Falle, daß ein Windportal in der Ebene von D_1 liegt, zur Aufnahme der Windkräfte dient.



Pfosten.

Da bei den Pfosten auf den Querträgeranschluß gerücksichtigt werden muß, so eignen sich für sie die Querschnitte, in die hinein das Stegblech des Querträgers geführt, oder an die das Querträgerstegblech mittels Winkel befestigt werden kann. Hierhin gehören die aus zwei oder vier Winkeln gebildeten Kreuzquerschnitte nach Abb. 268 und 269 und die Querschnitte nach Abb. 274 und 275.

f) Nietteilung in den Fachwerkstäben.

Die einzelnen Teile, aus denen die Gurtstäbe und Füllungsglieder zusammengesetzt sind, müßten nach rechnerischen Erwägungen nur für die Druckstäbe fest mit einander verbunden werden, um sie zu einem einheitlichen, dem Bestreben des Ausknickens entgegretenden Ganzen zusammen zu fassen. Diese Forderung wird jedoch durch den Abstand der Niete, den man für gezogene und gedrückte Stäbe aus praktischen Erwägungen heraus, um guten Fugenschluß zu erzielen, zu dem sechs- bis achtfachen des Nietdurchmessers wählt, vollständig erfüllt. Für die gezogenen Stäbe kann die Nietteilung etwas größer gewählt werden als für die gedrückten Stäbe.

g) Stöße und Stoßdeckungen der Gurtungen.

Die Stöße in den Gurtungen werden durch die Länge, bis zu der die einzelnen Teile des Querschnittes ohne Überpreis oder überhaupt gewalzt werden, ferner durch die Längenabmessungen, die durch die Transportmittel wie Eisenbahnwagen, Schiffe und Landfuhrwerke festgelegt werden und auch durch Rücksichten auf leichte Ausführbarkeit bedingt. So z. B. wird man an den Knotenpunkten, in denen zwei Gurtstäbe unter einem Winkel zusammenstoßen, die Stegbleche in der Regel stoßen, da man im anderen Falle das Stegblech aus einem größeren Blech, das in der Abb. 276 punktiert angegeben ist, her-

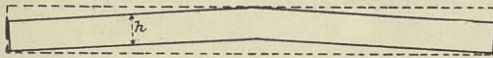


Abb. 276.

stellen oder den Knick durch hochkantiges Biegen im warmen Zustande eines Bleches von der Höhe h zurichten muß. Beide Arten sind teuer und zeit-

raubend, man zieht ihnen die Anordnung eines Stoßes vor. Schließlich sind auch die Hebe- und Versatzkrane auf den Brückenbaustellen von bestimmendem Einfluß auf die Länge der anzuliefernden Stücke. Beim Bau einzelner kleiner Brücken wird man bestrebt sein, handliche Stücke zu erhalten, da sich die Errichtung großer Krane nicht lohnt. Im allgemeinen werden die Stöße, die sich aus der Walzlänge der einzelnen Querschnittsteile ergeben, auch mit den Stößen, die der Transport und die Möglichkeit einer guten Handhabung auf der Baustelle bedingen, zusammenfallen. Die Entfernung dieser Stöße schwankt zwischen 8 und 12 m. Selbstverständlich muß man bestrebt sein, die auf der Baustelle zu schlagenden Niete nach Möglichkeit einzuschränken, nicht allein im Interesse der Billigkeit, sondern auch wegen einer besseren Ausführung. Man wird daher z. B. beim Transport mittels Schiff in Erwägung ziehen, ob nicht mit Vorteil die Stöße, die auf der Baustelle vernietet werden, in solche Entfernung von einander gelegt werden, daß zwischen ihnen noch ein Stoß, der im Werk zu nieten ist, angeordnet werden kann. Träger von geringer Höhe werden mit Vorteil in einzelnen Stücken fertig vernietet zur Baustelle geschafft. Hier bestimmen nicht nur die Längenabmessungen, sondern auch die Höhenabmessungen des Trägers die Lage der Stöße. Während es für die Stöße, die im Werk genietet werden, nicht erforderlich, sogar oft nicht erwünscht ist, daß die Stöße der einzelnen Querschnittsteile an einer Stelle angeordnet werden, ist es für die Stöße, deren Vernietung auf der Baustelle erfolgt, wegen

der Einfachheit der Zusammenfügung vorteilhaft, die Unterbrechung aller Querschnittsteile an ein und derselben Stelle eintreten zu lassen. Die Stöße werden entweder in den Knotenpunkten selbst oder, weil die Stoßausbildung in den Knotenpunkten oft auf Schwierigkeiten stößt, auch neben ihnen angeordnet. Zunächst sollen nur die letzteren besprochen werden. Die ersteren werden bei der Abhandlung über die Knotenpunktausbildung erörtert werden. Sehr häufig findet man in sonst guten Entwürfen Stöße und Knotenpunkte in der Rechnung und baulichen Durchbildung recht stiefmütterlich behandelt. Beides sind aber äußerst wichtige Glieder der Konstruktion und es muß ihnen stets große Aufmerksamkeit gewidmet werden. Vor allem gehört hierher auch eine ausführliche und übersichtliche Berechnung. Man verfährt bei der Berechnung der für die Stoßdeckung erforderlichen Nietanzahl nach zwei Arten folgendermaßen.

1. Man schreibt für jeden einzelnen Teil des Querschnittes seinen Flächeninhalt auf, für die gezogenen Stäbe natürlich mit dem entsprechenden Nietabzug und rechnet diese Flächeninhalte bei einseitiger Deckung und für den Fall, daß die Abschertragkraft die Nietanzahl bestimmt, einfach in Nietquerschnitte um. Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die zugelassene Scherbeanspruchung der Niete in der Regel, so auch nach den preußischen Vorschriften nur $\frac{9}{10}$ der zugelassenen Druck- und Zugbeanspruchung der Stäbe

beträgt, ergibt sich die einfache Formel für die Nietanzahl $n = \frac{10f}{9\pi d^2}$, in der

f den Inhalt des betreffenden Einzelteiles des Querschnittes und d den Durchmesser des Nietes bedeutet. Bei zweiseitiger Stoßdeckung der einzelnen Teile und für den Fall, daß hierbei der Druck in der Lochleibung für die Nietanzahl maßgebend ist, lautet die Formel $n = \frac{10f}{18 \cdot d \cdot \delta}$, in der δ die Blechstärke bedeutet. Diese Formel ergibt sich aus der Betrachtung, daß der Lochleibungsdruck den doppelten Wert der zugelassenen Scherbeanspruchung annehmen darf. Vergleiche hierüber auch Seite 23 und 24.

2. Bei der Umrechnung des Stabquerschnittes in Nietquerschnitte wird stillschweigend die Annahme gemacht, daß der Stabquerschnitt vollständig oder doch annähernd ausgenutzt ist. Trifft dies nicht zu und will man andererseits nicht an Nieten über die erforderliche Anzahl zugeben, so müssen die auf die einzelnen Teile f des Querschnittes F entfallenden Anteile der ganzen Spannkraft ausgerechnet werden. Ist σ die im Querschnitt herrschende Spannung, so gibt das Produkt $\sigma \cdot f$ die auf einen Querschnittsteil entfallende Spannkraft und man erhält unter der Annahme, daß für einschnittige Vernietung die Scherbeanspruchung und für zweiseitige Vernietung der Lochleibungsdruck

die Nietanzahl bestimmen, mittels der Formeln $n = \frac{\sigma \cdot f}{\pi d^2}$ bzw. $n = \frac{\sigma \cdot f}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l}$

die erforderliche Anzahl Niete.

In diesen Formeln bedeutet σ_a die zugelassene Scherbeanspruchung und σ_l den zulässigen Druck in der Lochleibung. Im allgemeinen ist die zweiseitige

Stoßdeckung nach Abb. 277 der einseitigen vorzuziehen, weil bei der einseitigen Stoßdeckung stets ein Moment $P \cdot p$ (Abb. 278) entsteht, das die Verbindung

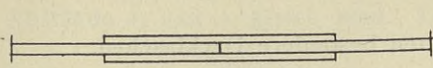


Abb. 277.

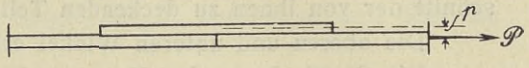


Abb. 278.

beansprucht. Jeder Teil, der gestoßen wird, soll nach Möglichkeit durch unmittelbar auf ihm liegende Bleche (Abb. 279) gedeckt werden, jedoch läßt sich

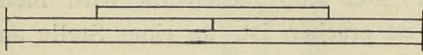


Abb. 279.

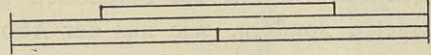


Abb. 280.

die mittelbare Stoßdeckung nicht immer vermeiden (Abb. 280). Für den Stoß der Kopfplatten und Winkel gilt das auf Seite 77 und 78 Gesagte.

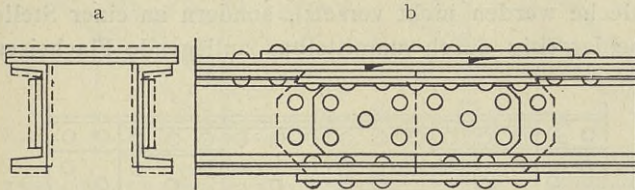


Abb. 281.

Im folgenden sind einige Stoßanordnungen dargestellt. Im Querschnitt sind die deckenden Teile punktiert angegeben.

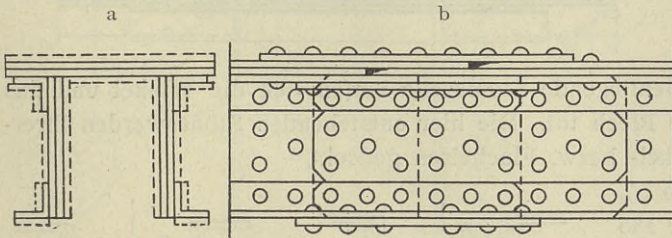


Abb. 282.

Abb. 281. Der Stoß der Kopfplatten ist als versetzter Stoß ausgebildet, die Stoßplatten für die Stege der \square -Eisen liegen an den Innenseiten, die der senkrechten Flacheisen auf den Außenseiten der Wandungen. Besondere Laschen decken den Stoß der Flansche der \square -Eisen.

Abb. 282. Die beiden Kopfplatten und doppelten Stegbleche sind unter Anwendung ver-

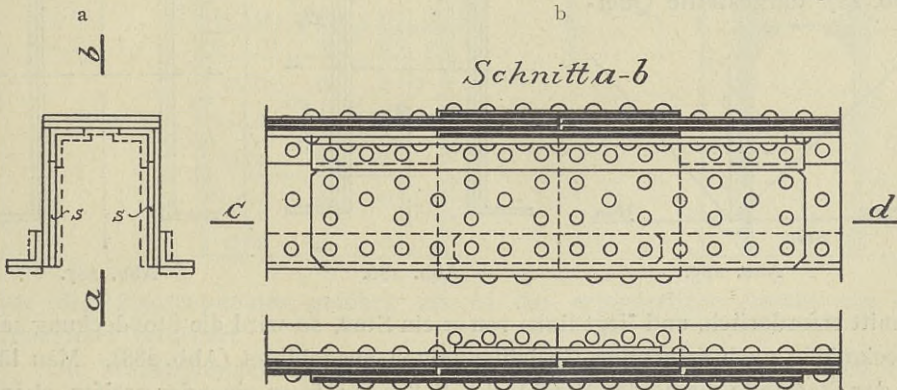


Abb. 283.

Schnitt c-d

setzter Stöße beiderseitig gedeckt, jedoch reichen nur die über den Kopfplatten und an den Innenseiten der Stegbleche liegenden Laschen über den ganzen Querschnitt der von ihnen zu deckenden Teile.

Die oberen und unteren Winkel erhalten besondere Decklaschen.

Die Stoßdeckung des Hutquerschnittes (Abb. 283) wird zweckmäßig in folgender Weise bewirkt. Die Stegblechstöße werden durch innen liegende Flacheisen gedeckt, gegen welche die inneren Winkel und Flacheisen sich totlaufen. Die sich hier ergebenden Stoßstellen werden durch ein Winkel-eisen bezw. durch ein Flacheisen gedeckt. Der Kopfplattenstoß wird nicht versetzt, sondern, wie aus der Abb. 283 b zu ersehen ist, an einer Stelle angeordnet und beiderseitig gedeckt. Die Stoßdeckung der äußeren Winkel erfolgt durch zwei Flacheisen. Außerdem empfiehlt es sich, die Stoßfuge der Stegbleche auf der äußeren Seite des Aussehens wegen zu decken.

Stoß eines Untergurtquerschnittes. (Abb. 284.)

Die doppelten Stegbleche werden nicht versetzt, sondern an einer Stelle gestoßen und der Stoß beiderseitig durch unmittelbar anliegende Flacheisen

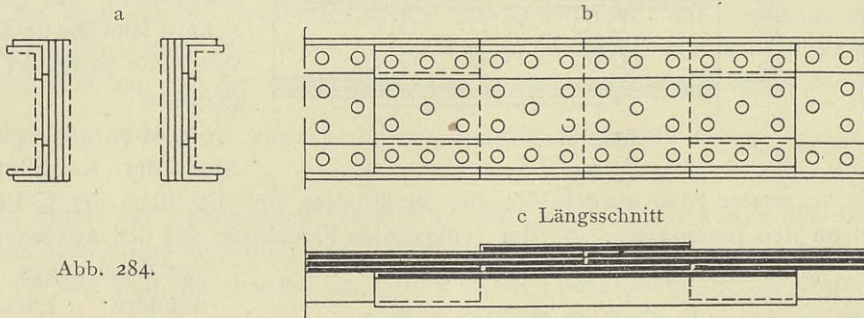


Abb. 284.

gedeckt. Gegen die außenliegende Stoßlasche laufen sich die Winkel und das zwischen ihnen liegende Blech tot. Die hier entstehenden Stöße werden ihrerseits wieder durch Winkel- bezw. Flacheisen gedeckt.

Ist z. B. für den Stab U_m (Abb. 285) der in Abb. 286 und für den Stab U_{m-1} der in Abb. 287 dargestellte Quer-

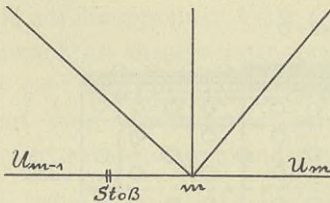


Abb. 285.

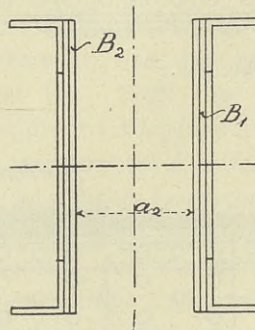


Abb. 286.

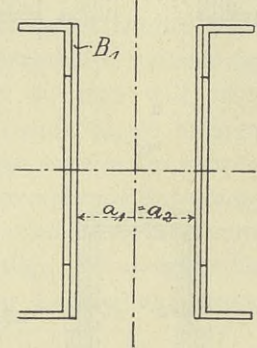


Abb. 287.

schnitt erforderlich, und liegt links von m ein Stoß, so wird die Stoßdeckung sehr zweckmäßig nach folgenden Gesichtspunkten ausgebildet (Abb. 288). Man läßt an der Stoßstelle die beiden Stegbleche B_1 830 · 14 über einander greifen, ebenso die außenliegenden Flacheisen 520 · 14 und senkrechten Winkelschenkel. Die

wagerechten Winkelschenkel stoßen gegeneinander und werden durch Flacheisen 150 · 14 gedeckt. Auf diese Weise erzielt man den Vorteil, daß die Abstände a_1 und a_2 gleich sind. Die Stegbleche B_2 werden so weit über die

siehe Skizzen

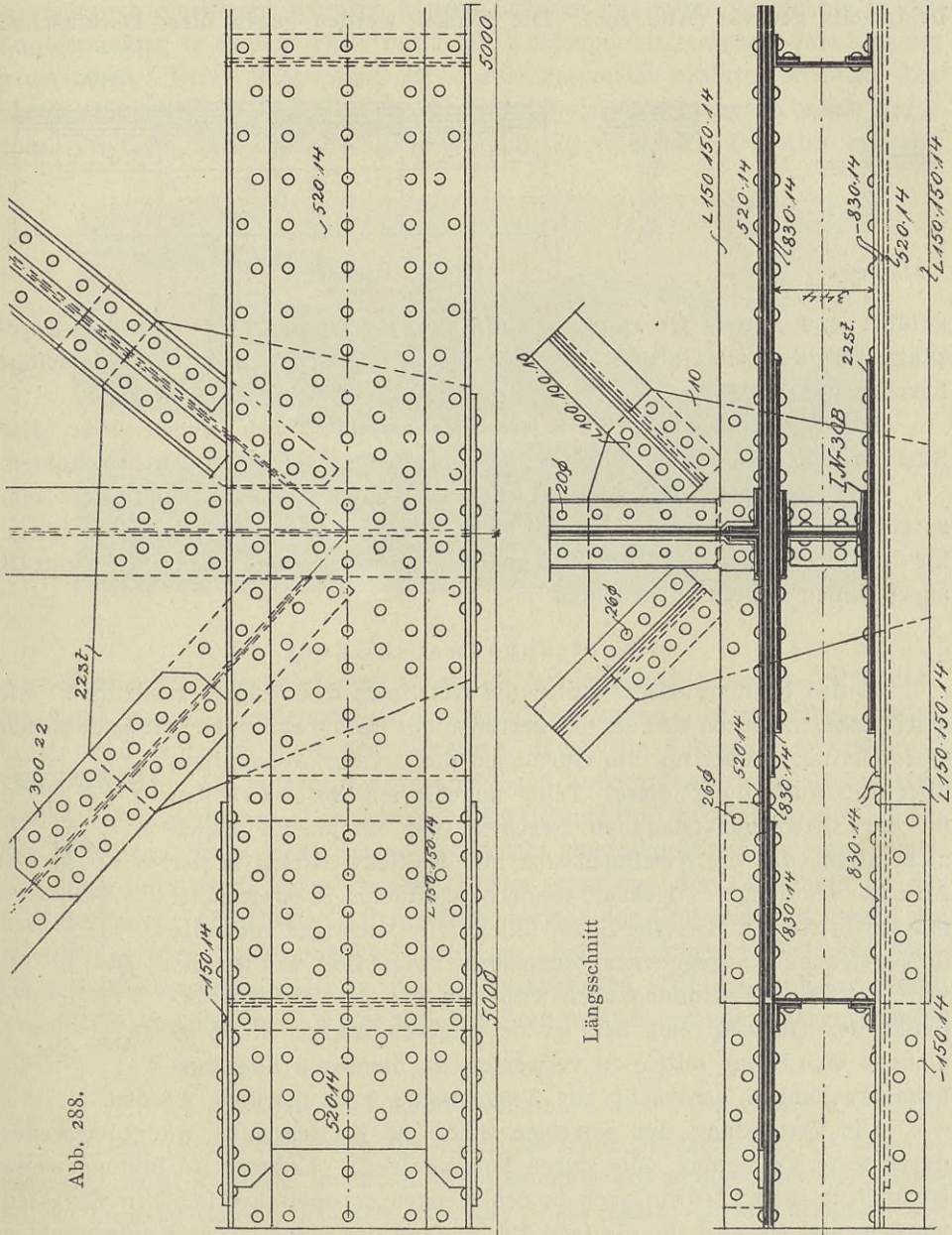


Abb. 288.

Mitte des Knotenpunktes geführt, als es die erforderliche Anzahl von Anschlußnieten erfordert.

Die Stoßdeckungen der einwandigen Gurtquerschnitte werden nach denselben Grundregeln ausgeführt. Der Stoß des aus zwei Winkeln bestehenden Querschnittes wird am besten durch ein sich über beide senkrechte Schenkel

erstreckendes Flacheisen und zwei auf den wagerechten Schenkeln liegende Laschen gedeckt. Die deckenden Teile sind in der Abb. 289 gestrichelt angegeben.

Beim Stoß des T-förmigen Querschnittes wird das Stegblech am besten beiderseits gedeckt (Abb. 290). Die Winkel werden gegen diese Decklaschen

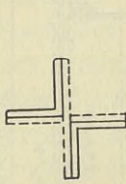


Abb. 289.

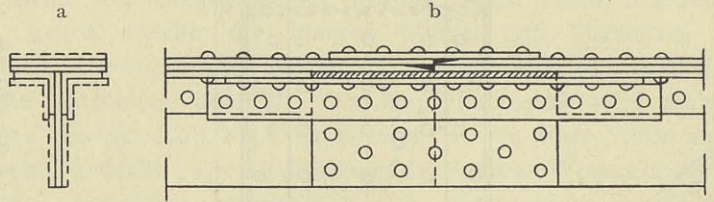


Abb. 290.

geführt und mittels Deckwinkel mit einander verbunden. Die beiden Kopfplatten werden an ein und derselben Stelle gestoßen und durch beiderseitige Laschen gedeckt.

Die Füllungsglieder erhalten nur bei sehr großen Längen Stöße. Die Stoßdeckung erfolgt nach den im Vorstehenden aufgeführten Gesichtspunkten.

Die Entfernung der Niete in den Deckteilen ist nach Möglichkeit einzuschränken, also im allgemeinen nicht über $3,0 \cdot d$ zu wählen, um an Länge für die Decklaschen und Winkel zu sparen. Im übrigen sind alle im Abschnitt III angegebenen Regeln zu beachten.

h) Knotenpunktsausbildung.

In den Knotenpunkten laufen die Netzlinien des Trägers zusammen. Mit den Netzlinien decken sich die Schwerlinien der für die einzelnen Stäbe gewählten Querschnitte, wobei für die Gurtungen die bei der Abhandlung über die Ausbildung dieser Teile angeführten Besonderheiten für die Schwerpunktslage zu beachten sind. Es genügt jedoch nicht allein, daß die Netzlinien sich mit den Schwerlinien in der Ansicht des Trägers decken, sondern sämtliche Schwerpunkte müssen in ein und dieselbe Ebene fallen. Hiernach sind auch alle im Vorstehenden angegebenen Querschnitte ausgebildet worden. So wäre z. B. eine Anordnung nach Abb. 291, bei der der Schwerpunkt der Gurtung und der an sie angeschlossenen Strebe *D* nicht in eine Ebene fallen, zu verwerfen, da hierdurch Bieungsbeanspruchungen senkrecht zur Trägerebene hervorgerufen würden.

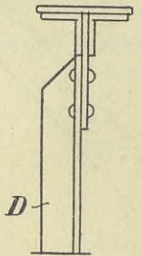


Abb. 291.

Die Verbindung der einzelnen Stäbe im Knotenpunkt erfolgt entweder durch feste Vernietung oder durch Bolzengelenke. Letztere Ausbildungsweise ist in Deutschland, sowie auch in den meisten europäischen Ländern verlassen worden, und es wird ihr die feste Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten durch Vernietung vorgezogen. In Amerika hat man jedoch bis vor kurzem die Verbindung in den Knotenpunkten ausschließlich durch Bolzengelenke ausgeführt und erst in neuester Zeit findet man auch feste Vernietungen. Die Amerikaner führen für die Bolzenverbindungen ins Feld, erstens, daß sie den rechnerischen Annahmen reibungsloser Gelenke besser Rechnung tragen als

festen Vernietungen, dann aber auch, daß sie den Zusammenbau der Brücken sehr erleichtern. Diesen Vorteilen stehen aber ganz erhebliche Nachteile gegenüber. Die Gelenkbrücken müssen beim Reißen eines einzigen Stabes, sei es durch Überanstrengung, sei es infolge Gegenprallens eines entgleisten Fahrzeuges unweigerlich einstürzen, dagegen können Brücken mit fester Vernietung in den Knotenpunkten in diesem Falle durch die Knotenpunktssteifigkeit dem Einsturz widerstehen. Diese Behauptung ist durch Tatsachen erhärtet worden. Die kürzlich eingestürzte Quebec-Brücke, die Gelenkbolzenverbindungen besaß, wurde durch Versagen eines einzigen Gliedes vollständig vernichtet. Die Abb. 292 zeigt

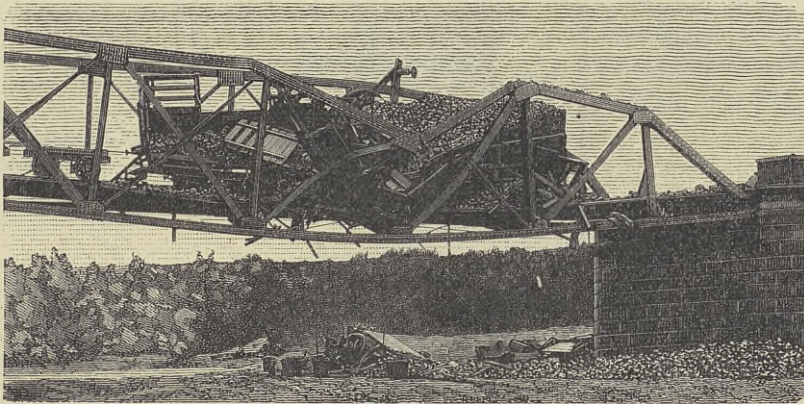


Abb. 292.

als Gegenbeispiel eine Brücke mit festen Nietverbindungen in den Knotenpunkten, die durch eine Zugentgleisung derart beschädigt wurde, daß ein Obergurtstab brach, und trotzdem noch der Belastung durch die Fahrzeuge standhielt.*) Dann erfordern die Bolzengelenkverbindungen außerordentlich peinliches Herstellen der Bolzenlöcher. Die geringste Abweichung im Durchmesser der Löcher der einzelnen Glieder eines Stabes verursacht eine ungleichmäßige Spannungsverteilung und kann sogar einzelne Glieder ganz aus der Teilnahme an der Kräfteaufnahme ausschalten. Schließlich spricht der Umstand sehr gegen die Anwendung der Bolzengelenkverbindungen, daß sie eine sachgemäße Verstärkung der einzelnen Stäbe so gut wie ausschließen. Dies ist auch der Grund, weshalb in Amerika zu schwache Brücken nicht verstärkt, sondern ausgewechselt werden.

I. Verbindung in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen.

Bei der großen Bedeutung des amerikanischen Brückenbaues erscheint es angezeigt, auch in diesem Buche die Knotenpunktverbindungen mittels Gelenkbolzen kurz zu betrachten. Die Abb. 293 u. 294 stellen einen Untergurt- und einen Obergurtknotenpunkt einer amerikanischen Fachwerkbrücke dar, aus denen die Besonderheiten dieser Bauweise zu ersehen sind (Abb. 293). Die Untergurtstäbe und die Zugstrebe sind aus Augenstäben, der Pfosten und die Druck-

*) Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1886, Seite 126.

strebe aus vergitterten \square -Eisen gebildet worden. Der Anschluß des unteren Windverbandes ist an dem verlängerten Pfosten bewirkt.

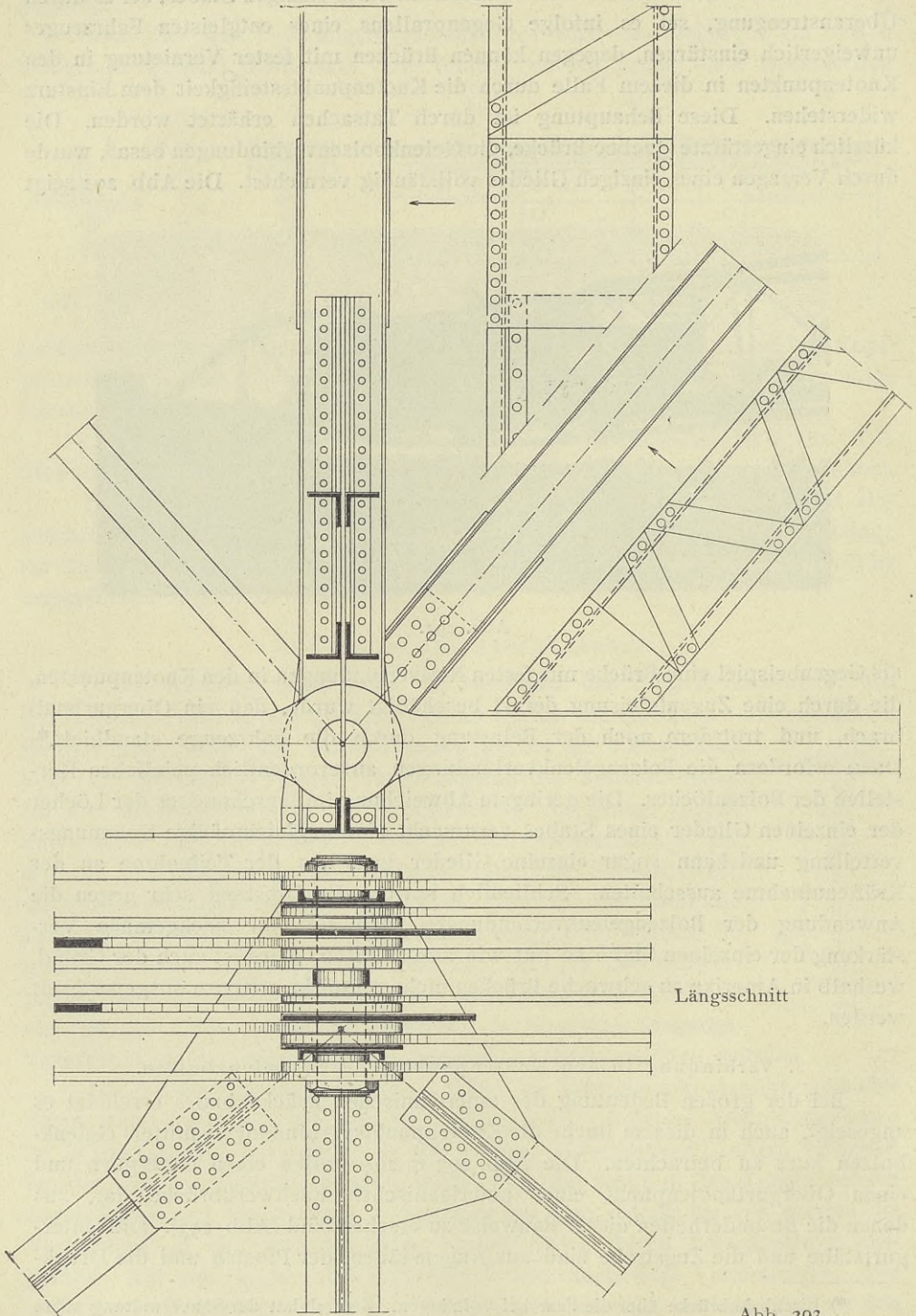
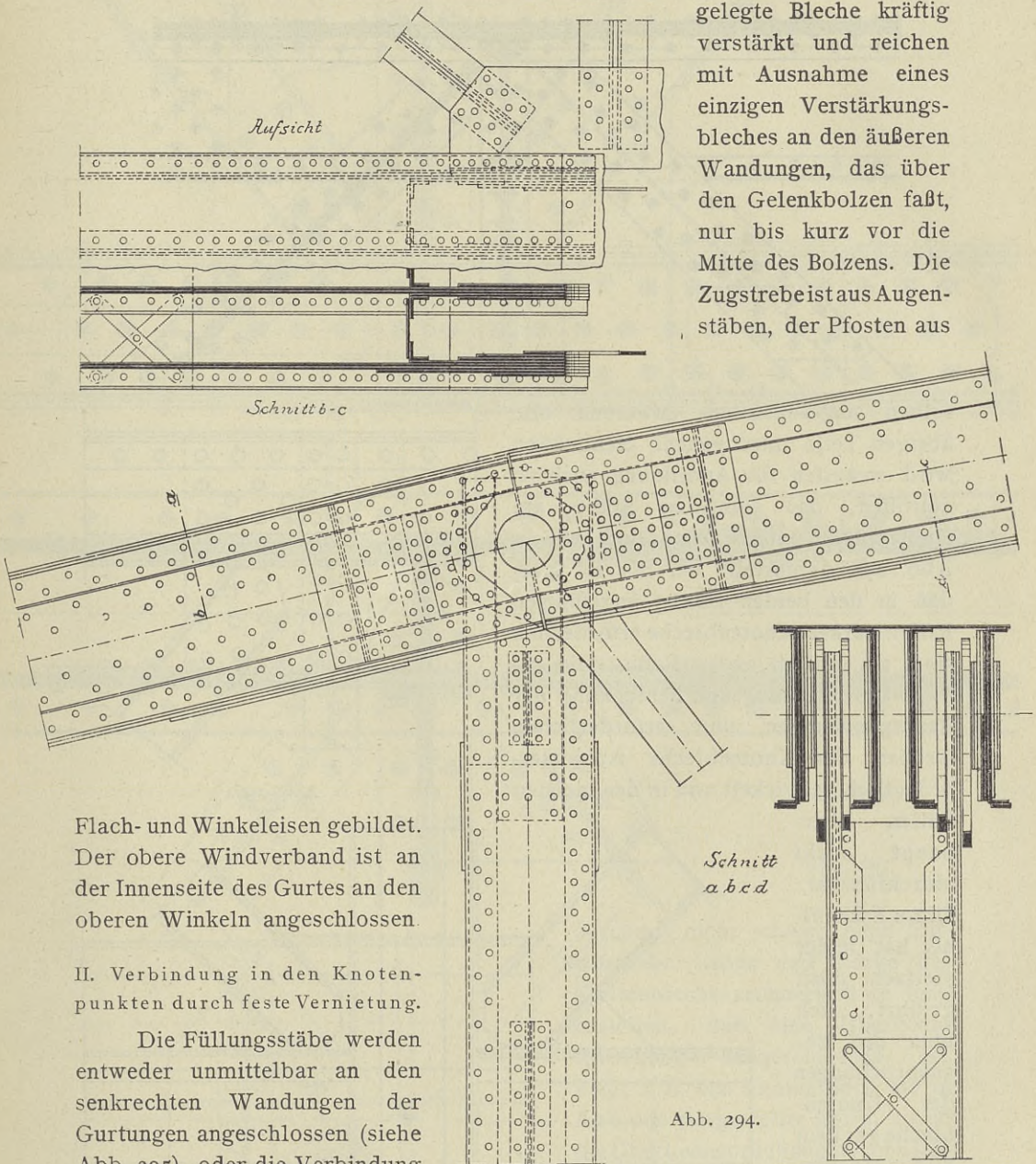


Abb. 293.

Bei dem in der Abb. 294 wiedergegebenen Obergurtknotenpunkt sind die Obergurtstäbe vierwandig. Die Wände werden am Gelenkpunkt durch auf-

gelegte Bleche kräftig verstärkt und reichen mit Ausnahme eines einzigen Verstärkungsbleches an den äußeren Wandungen, das über den Gelenkbolzen faßt, nur bis kurz vor die Mitte des Bolzens. Die Zugstrebe ist aus Augenstäben, der Pfosten aus



Flach- und Winkeleisen gebildet. Der obere Windverband ist an der Innenseite des Gurtes an den oberen Winkeln angeschlossen.

II. Verbindung in den Knotenpunkten durch feste Vernietung.

Die Füllungsstäbe werden entweder unmittelbar an den senkrechten Wandungen der Gurtungen angeschlossen (siehe Abb. 295), oder die Verbindung wird mittels eines Knotenbleches hergestellt. Abb. 296. Dabei können die Gurtungen ungestoßen oder gestoßen, aber durch besondere Bleche gedeckt durchgehen, so daß also der Anschluß der Füllungslieder durch das Knotenblech an die ungestoßene oder gestoßene, aber anderweitig vollständig gedeckte Gurtung erfolgt. Es kann aber auch ein Teil der Gurtung unmittelbaren Anschluß an das Knotenblech finden, während der andere Teil durchgeht.

Abb. 294.

So sind z. B. in Abb. 297 die hinter den \square -Eisen liegenden Stegbleche der Gurtungsstäbe am Knotenblech unterbrochen und mittels Laschen an dem-

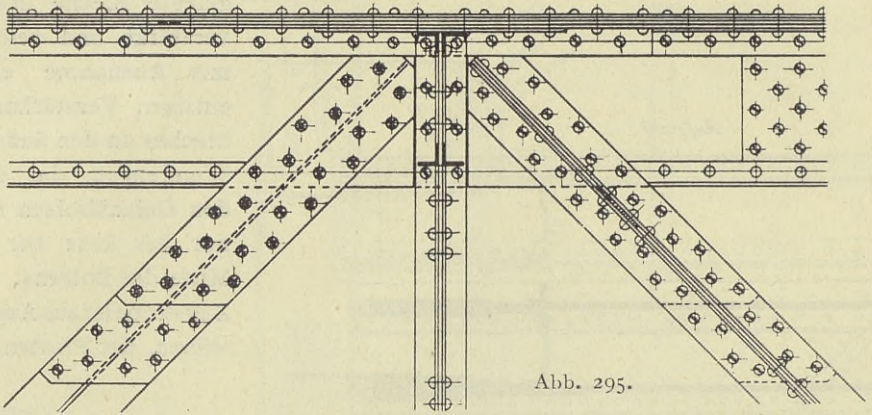


Abb. 295.

selben angeschlossen, während alle übrigen Teile durchgehen. Schließlich wird zuweilen die Anordnung auch so getroffen, daß sämtliche Stäbe am Knotenpunkt unterbrochen sind, wie in Abb. 298 dargestellt ist. Es ist klar, daß in den beiden zuletzt angeführten Fällen stärkere Knotenbleche erforderlich sind, als in dem ersten Falle. Die genaue Untersuchung und Berechnung der Beanspruchungen und erforderlichen Größen der Knotenbleche ist außerordentlich verwickelt und in den meisten

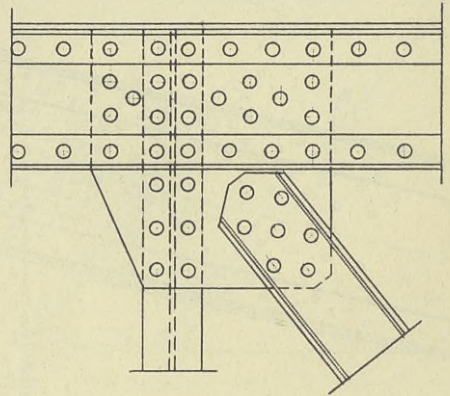


Abb. 296.

Fällen überhaupt nicht durchführbar. Diese Erkenntnis hat leider vielfach dazu geführt, sich über die Beanspruchungen der Knotenbleche gar kein Bild zu machen. Wie man sich an manchen ausgeführten Brücken über-

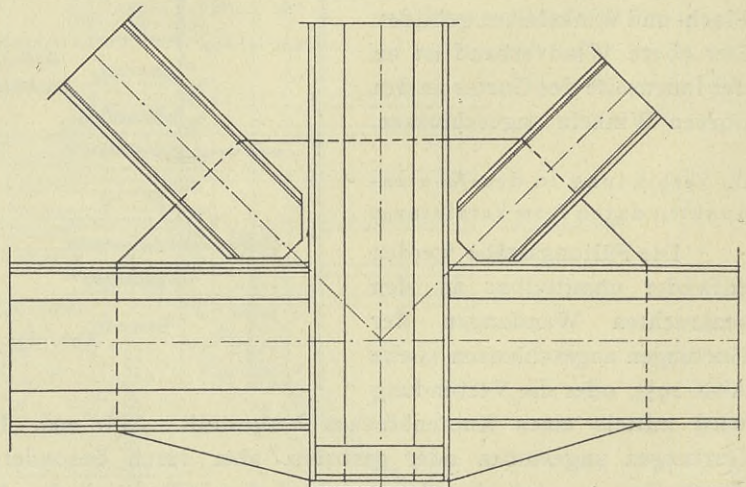
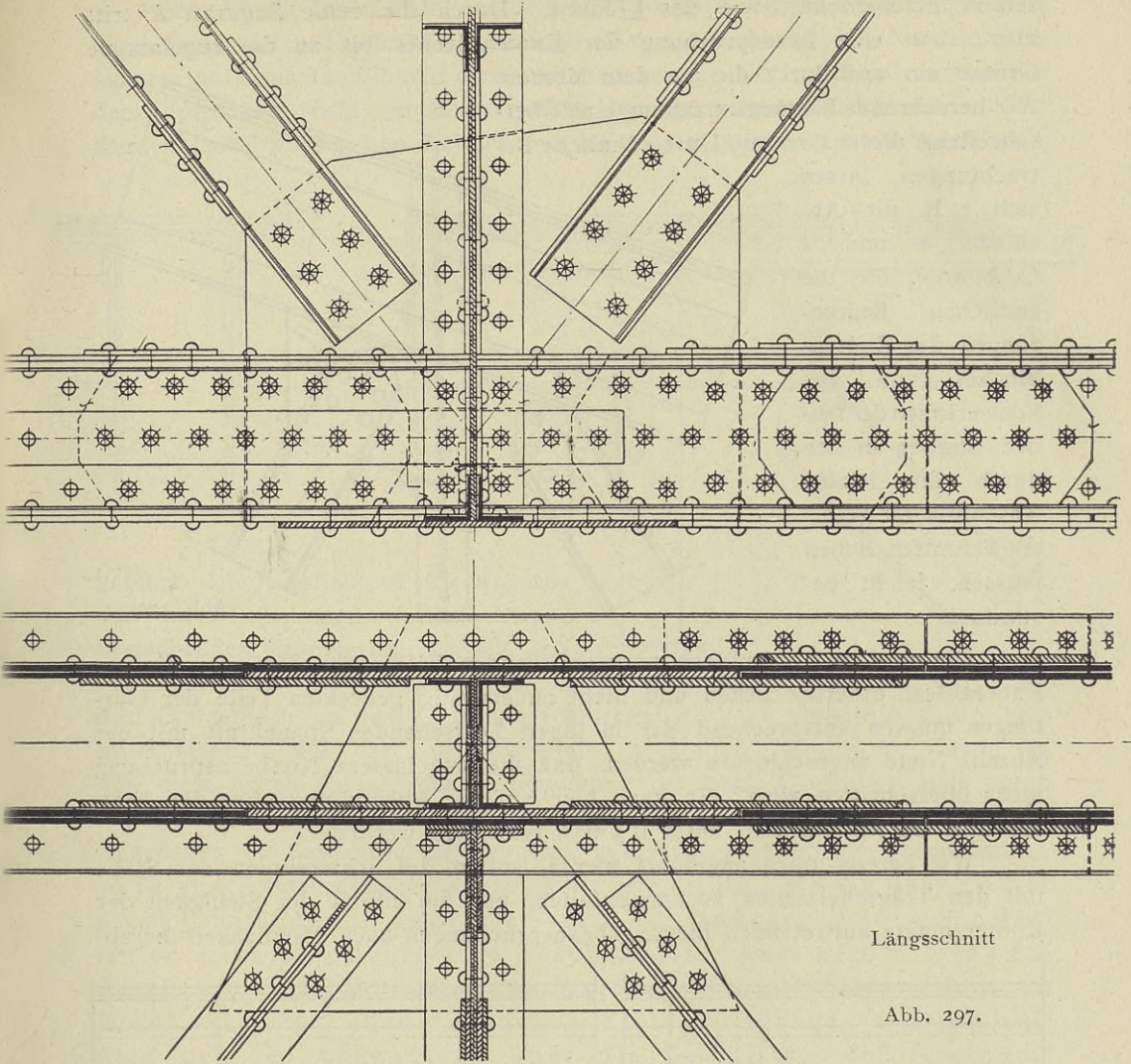


Abb. 298.

zeugen kann, erleiden dort die Knotenbleche Beanspruchungen, die weit über das bei den übrigen Brückenteilen zugelassene Maß hinausgehen. Es ist

*überbeanspruchungen
des Knotenblechs*



Längsschnitt

Abb. 297.

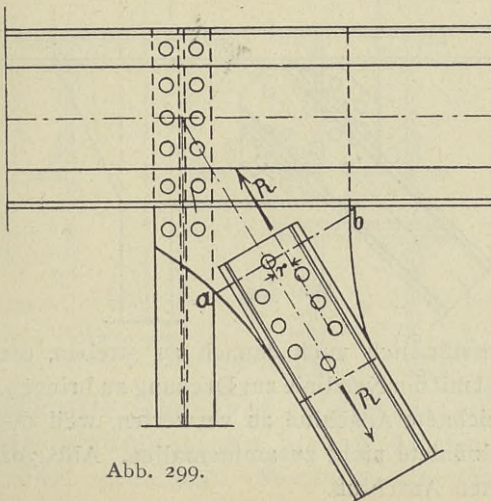


Abb. 299.

durchaus nicht schwer, beim Entwurf die Größe und Stärke der Knotenbleche rechnerisch so festzustellen, daß eine Überbeanspruchung ausgeschlossen ist. Zeigt z. B. ein Knotenblech die in Abb. 299 dargestellte Form, so ist die Überbeanspruchung leicht nachzuweisen. Das \square -Eisen werde voll ausgenutzt und das Knotenblech sei nicht stärker als der Steg des \square -Eisens. Der Querschnitt des Knotenbleches besitzt an der Stelle des letzten Nietes ungefähr den

selben Flächeninhalt wie das \square -Eisen. Durch die reine Zugkraft R tritt also schon eine Beanspruchung des Knotenbleches bis an die zugelassene Grenze ein und durch die aus dem Moment $R \cdot r$ herrührende Biegungsspannung eine Überschreitung dieser Grenze. Durch ähnliche Betrachtungen lassen sich z. B. die Abstände a und b (Abb. 300), die die seitlichen Begrenzungen des Knotenbleches von den Schwerlinien der beiden Streben in den durch die letzten Anschlußniete gelegten Schnitten haben müssen, leicht bestimmen.

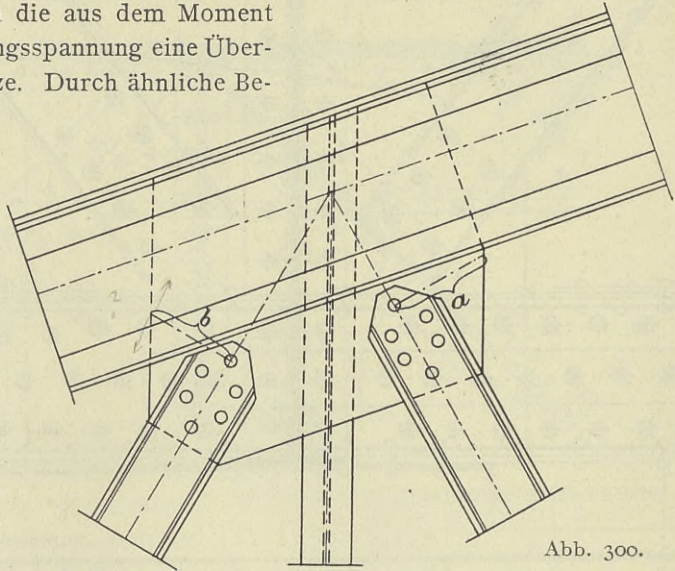


Abb. 300.

Die an dem Knotenblech anzuschließenden Füllungsglieder oder die am Knotenblech unterbrochenen und nicht anderweitig gedeckten Teile der Gurtungen müssen entsprechend der in ihnen herrschenden Spannkraft mit der Anzahl Niete angeschlossen werden, daß die zugelassene Nietbeanspruchung nicht überschritten wird. Es kann hier auf die Abhandlung über den Nietanschluß im Abschnitt III unter B 5 u. 6 verwiesen werden.

Wie bereits oben angeführt wurde, sollen die Schwerlinien der Stäbe mit den Trägernetzlinien zusammenfallen, um die infolge der Steifigkeit der Knotenpunkte auftretenden Biegungsbeanspruchungen nach Möglichkeit herab-

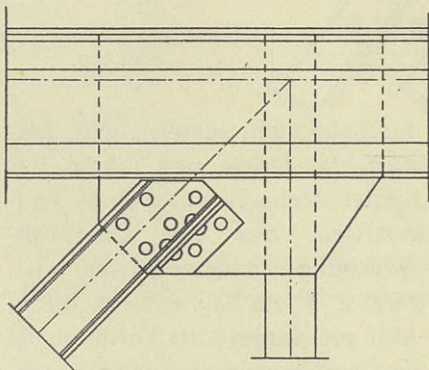


Abb. 301.

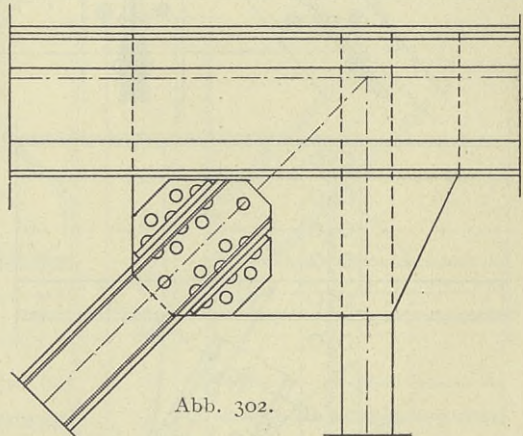


Abb. 302.

zumindern. Infolgedessen ist selbstverständlich auch danach zu streben, die Schwerachse der Anschlußniete möglichst mit der Netzlinie zur Deckung zu bringen.

So ist z. B. der in Abb. 301 gezeichnete Anschluß zu verwerfen, weil die Schwerlinien des Stabes und der Anschlußniete nicht zusammenfallen. Abb. 302 dagegen zeigt einen richtig ausgebildeten Anschluß.

Sehr häufig findet man bei dem in Abb. 303a dargestellten Querschnitt einen fehlerhaften Knotenblechanschluß. Der Querschnitt besitzt neben den äußeren auch innere Winkel, hierdurch und infolge der großen Gesamtstärke der Kopfplatten rückt der Schwerpunkt des Querschnittes recht hoch. Die Knotenbleche werden nun vielfach nur bis zu den unteren Kanten der Winkel

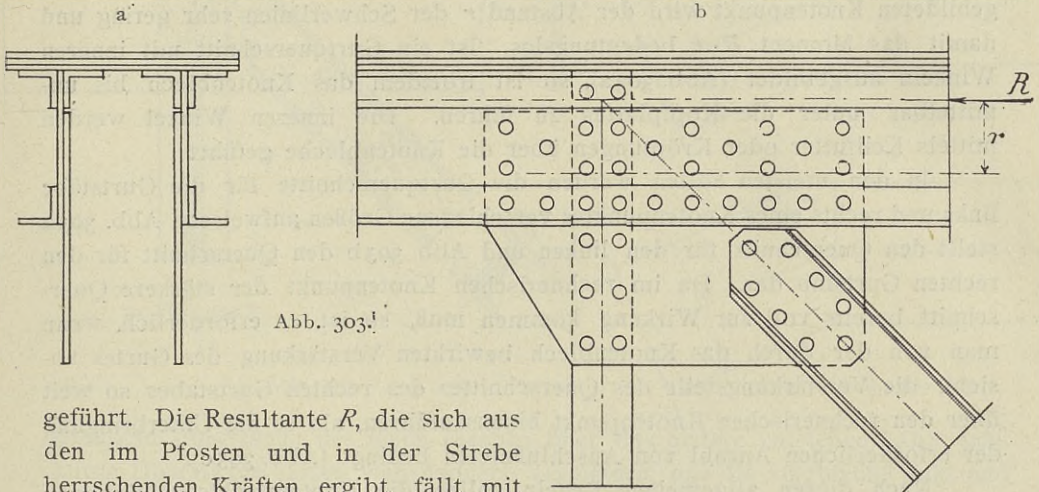


Abb. 303.

geführt. Die Resultante R , die sich aus den im Pfosten und in der Strebe herrschenden Kräften ergibt, fällt mit der Schwerlinie des Gurtes zusammen.

Die Schwerlinie der Niete, durch die das Knotenblech an dem Gurt angeschlossen ist, liegt wesentlich tiefer, hier im Abstände r von der Gurtschwerlinie (Abb. 303b). Die Folge davon ist, daß diese Anschlußniete nicht allein durch die Kraft R , sondern auch durch ein Moment $R \cdot r$ auf Abscheren beansprucht werden. Will man bei dieser Anordnung die Beanspruchung der Niete in der vorgeschriebenen Grenze halten, so ist eine recht erhebliche Anzahl Niete erforderlich. Es ist daher unter allen Umständen zu empfehlen, den Abstand der beiden Schwerlinien nach Möglichkeit zu beschränken. Dies wird erstens dadurch erreicht, daß man die Hauptquerschnittsmasse nicht im Kopf vereinigt, sondern auch auf die Wandungen verteilt, wie dies bei der Abhandlung über die Gestaltung der Gurtquer-

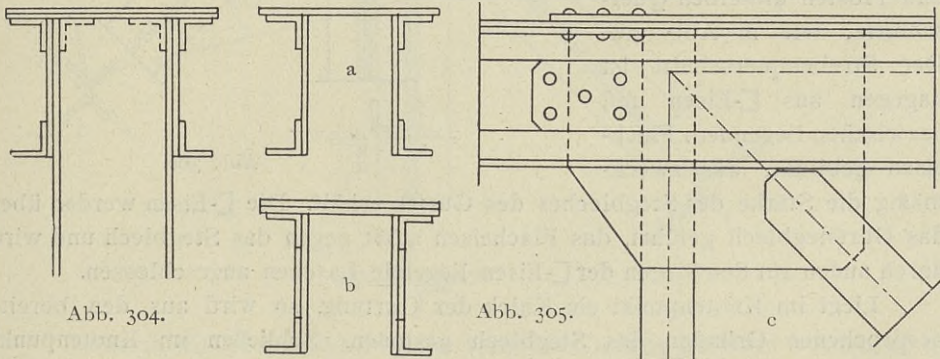


Abb. 304.

Abb. 305.

schnitte eingehend erörtert ist, dann aber auch dadurch, daß man die Knotenbleche bis an die Unterkante der Kopfplatten durchführt (Abb. 304). Soweit es die erforderliche Größe des Querschnittes er-

laubt, sollen die inneren Winkel als Querschnittsteile in Fortfall kommen. Dagegen empfiehlt sich die Anordnung innerer Winkel innerhalb der Knotenpunkte als Anschlußwinkel, durch die das Knotenblech mit den oberen Kopfplatten in Verbindung gebracht wird. Durch diese Maßnahme rückt die Schwerlinie der Anschlußniete höher hinauf. Bei einem nach diesen Regeln ausgebildeten Knotenpunkt wird der Abstand r der Schwerlinien sehr gering und damit das Moment $R \cdot r$ bedeutungslos. Ist ein Gurtquerschnitt mit inneren Winkeln ausgebildet (Abb. 303a), so ist trotzdem das Knotenblech bis unmittelbar unter die Kopfplatten zu führen. Die inneren Winkel werden mittels Keilfutter oder Kröpfungen über die Knotenbleche geführt

In den meisten Fällen werden die Gurtquerschnitte für die Gurtstäbe links und rechts eines Knotenpunktes verschiedene Größen aufweisen. Abb. 305a stellt den Querschnitt für den linken und Abb. 305b den Querschnitt für den rechten Gurtstab dar. Da im rechnerischen Knotenpunkt der stärkere Querschnitt bereits voll zur Wirkung kommen muß, so ist es erforderlich, wenn man von der durch das Knotenblech bewirkten Verstärkung des Gurtes absieht, die Verstärkungsteile des Querschnittes des rechten Gurtstabes so weit über den rechnerischen Knotenpunkt hinauszuführen, als es die Unterbringung der erforderlichen Anzahl von Anschlußnieten bedingt (Abb. 305c).

Nach diesen allgemeinen Regeln sollen die Knotenpunktausbildungen im besonderen an Beispielen besprochen werden.

1. Unmittelbarer Anschluß an die Gurtwandungen.

(Abb. 306). Der Gurtquerschnitt ist einwandig, Strebe und Pfosten haben Kreuzquerschnitt aus zwei Winkeln. Die Winkel des Pfostens werden bis unmittelbar unter die waagrechten Schenkel der Gurtwinkel geführt und müssen zu diesem Zweck über die senkrechten Schenkel gekröpft werden.

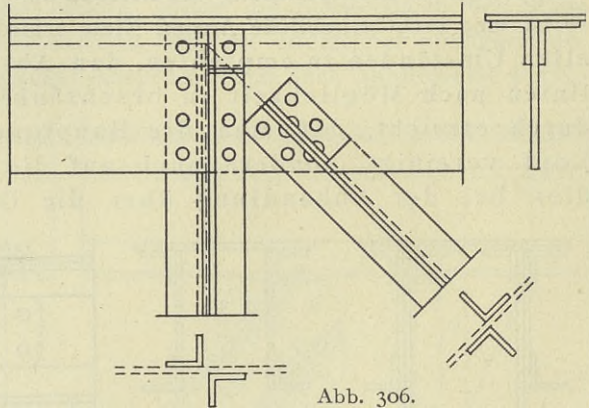


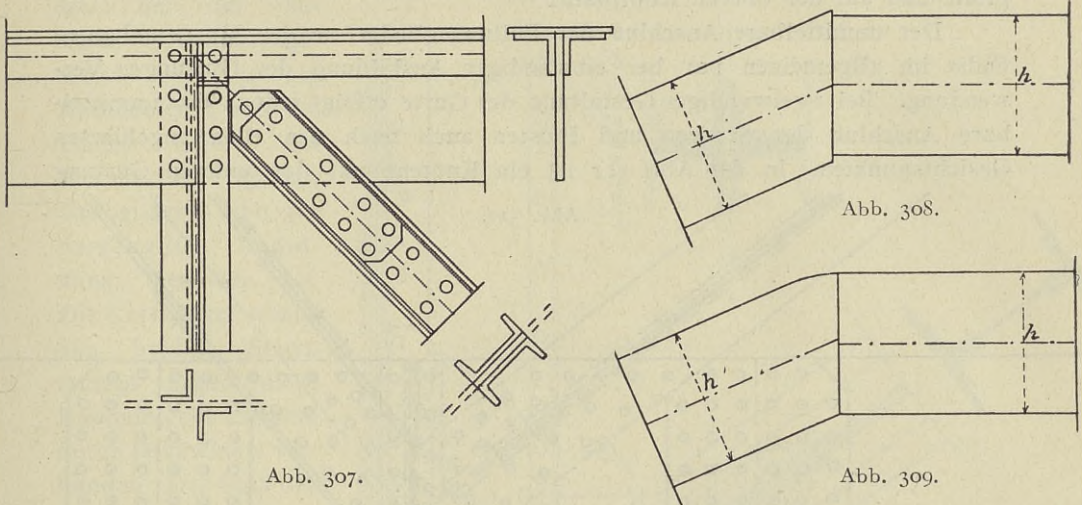
Abb. 306.

In Abb. 307 zeigen Gurt und Pfosten dieselben Querschnitte, wie in Abb. 306. Der Strebenquerschnitt ist dagegen aus \square -Eisen und dazwischen liegendem Flacheisen gebildet, das zweck-

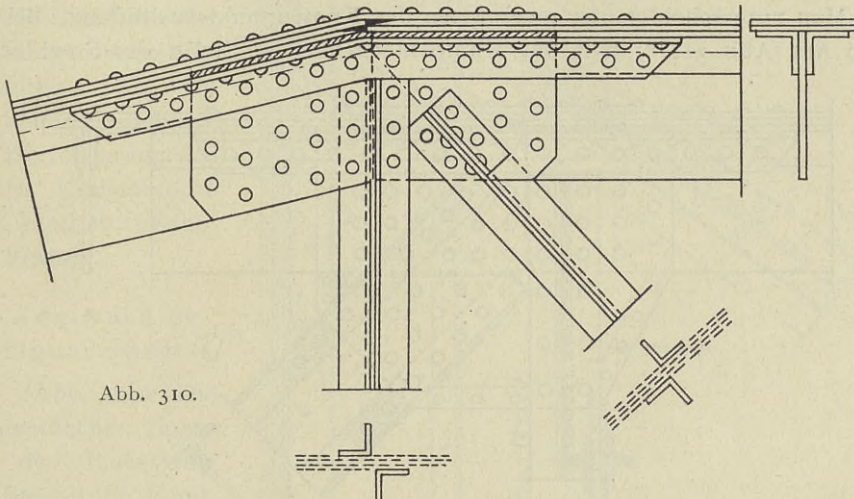
mäßig die Stärke des Stegbleches des Gurtes erhält. Die \square -Eisen werden über das Gurtstegblech geführt, das Flacheisen stößt gegen das Stegblech und wird durch außen auf den Stegen der \square -Eisen liegende Laschen angeschlossen.

Liegt im Knotenpunkt ein Knick der Gurtung, so wird aus den bereits besprochenen Gründen das Stegblech gestoßen. Schließen im Knotenpunkt nur Streben, also keine senkrechten Pfosten an, so wird der Stoß des Stegbleches grundsätzlich in die Halbierende des Winkels gelegt. Beim Vorhandensein eines senkrechten Pfostens wird der Stoß häufig in der Mittellinie des

Pfostens angeordnet, und zwar wegen der im Pfosten sitzenden Anschlußniete. Bei scharfen Knicken werden hierbei bei gleichen Höhen der Stegbleche in der



Stoßlinie Überstände des einen Bleches über das andere entstehen (Abb. 308). Diese Überstände lassen sich dadurch vermeiden, daß die Stegbleche links und rechts des Stoßes verschieden hoch ausgeführt werden. Man verfährt aber auch so, daß man unter Verschiebung des einen Stegbleches die unteren Kanten zusammenfallen läßt (Abb. 309) und den oberen Überstand mit einer Abrundung wegnimmt. Es ist jedoch zu beachten, daß durch die Verschiebung des einen Stegbleches auch eine Veränderung der Lage der Schwerlinie eintritt, die nicht erwünscht ist. Man legt deshalb auch beim Vorhandensein eines senkrechten Pfostens den Stoß der Stegbleche meist in die Winkelhalbierende.

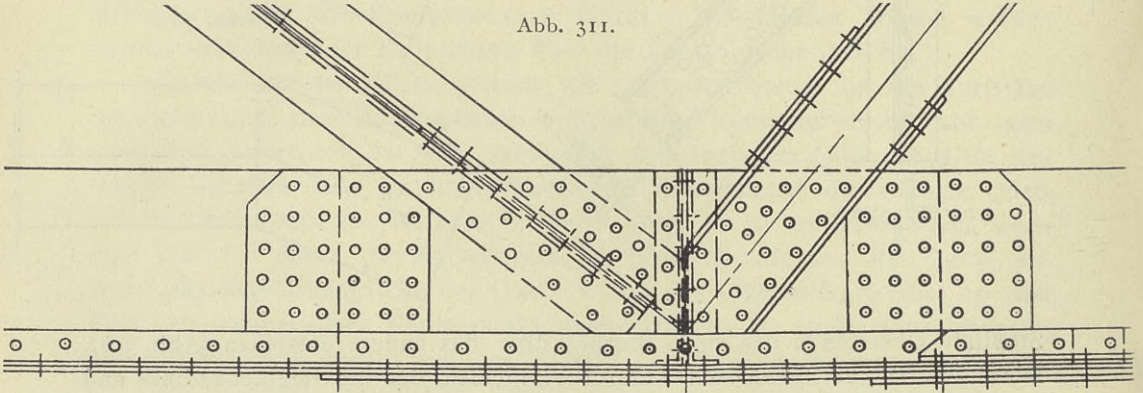


Sollen im Knotenpunkt sämtliche Teile der Gurtung gestoßen werden, so ist die in Abb. 310 dargestellte Anordnung recht zweckmäßig. Der Stegblechstoß wird beiderseitig durch Laschen gedeckt, gegen die die Gurtwinkel laufen. Die sich hier ergebenden Stöße werden durch Winkel gedeckt; der Stoß beider

Kopfplatten liegt über der Mittellinie des Pfostens. Die Decklaschen liegen zwischen den wagerechten Schenkeln der Deckwinkel und der untersten Kopfplatte und auf der oberen Kopfplatte.

Der unmittelbare Anschluß der Füllungsglieder an den Gurtwandungen findet im allgemeinen nur bei einwandiger Ausbildung der Gurtungen Verwendung. Bei zweiwandiger Gestaltung der Gurte erfolgt jedoch der unmittelbare Anschluß der Streben und Pfosten auch nach den eben angeführten Gesichtspunkten. In der Abb. 311 ist ein Knotenpunkt der unteren Gurtung

Abb. 311.



der Rheinbrücke bei Thusis wiedergegeben, der als recht zweckmäßig zu bezeichnen ist. Der schwache Knick der Gurtung im Knotenpunkt ist durch ein schwach gewinkelttes Blech bewirkt, gegen das von beiden Seiten die Stegbleche der Gurtstäbe laufen. Die hier entstehenden Stöße sind durch beiderseitige Laschen gedeckt.

2. Anordnung von Knotenblechen in den Knotenpunkten.

a) Einwandige Gurtquerschnitte.

Man unterscheidet hier zwei Arten der Knotenpunktsausbildung. Bei der ersten Art (Abb. 312)* tritt das Knotenblech an die Stelle des Stegbleches

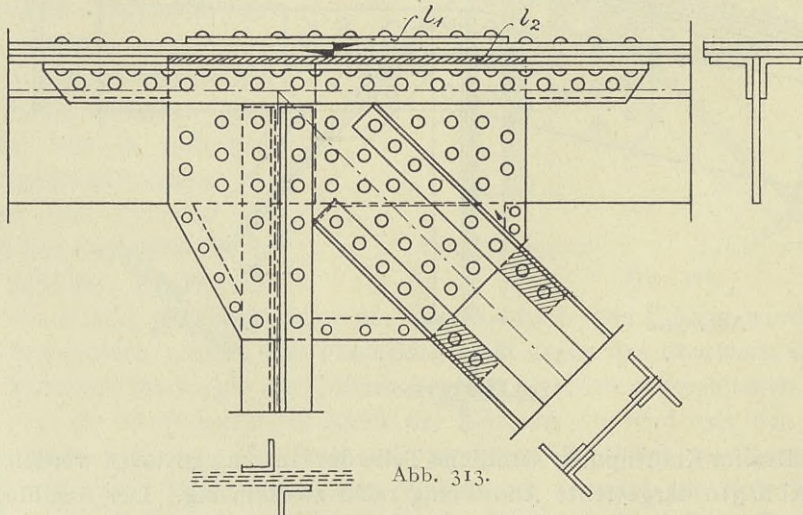


Abb. 313.

Die Stoßstellen werden durch unmittelbar auf den Stegblechen und auf den

*) Einer Ausführung der Bayerischen Staatseisenbahnen entnommen.

senkrechten Winkelschenkeln liegende Laschen gedeckt. Lehrreich ist hier auch der Anschluß der Diagonalen, der durch die angegebenen Schnitte klargestellt ist. Bei der an-

anderen Ausbildungsweise wird je ein Knotenblech auf die beiden Seiten des Stegbleches gelegt, das bei der in Abb. 313 dargestellten Anordnung gestoßen ist. Die Gurtwinkel stoßen von beiden Seiten stumpf gegen diese Knotenbleche und sind durch Deckwinkel verbunden. Der Stoß der beiden Kopfplatten wird an ein und derselben Stelle durch die beiden Laschen L_1 und L_2 gedeckt. Das Stegblech des —|— -förmigen Strebenquerschnittes wird zwischen den beiden Knotenblechen bis gegen das Gurtstegblech und die vier Winkel werden mittels Keilfutter über die Knotenbleche geführt. Der Zwischenraum der beiden Knotenbleche wird durch einen Saum geschlossen.

b) Zweiwandige Gurtquerschnitte.

(Abb. 314.) Die Knotenbleche liegen auf den Innenseiten der Stegbleche. Sämtliche Teile der Gurten sollen gestoßen, das Knotenblech aber nur teilweise zur Deckung dieser Teile herangezogen werden. Die Stöße der Winkel werden durch Deckwinkel gedeckt.

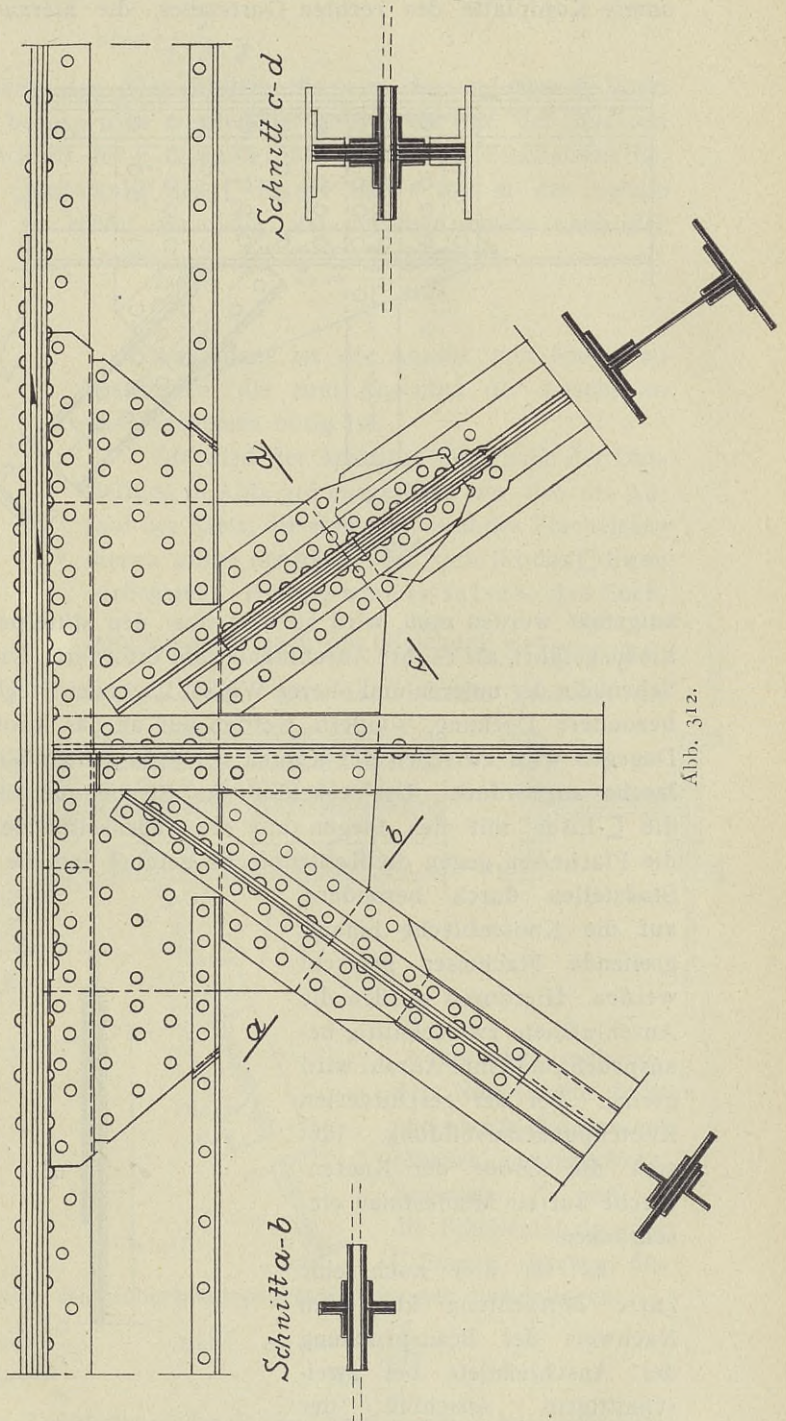


Abb. 314.

Die oberste Kopfplatte des rechten Gurtstabes wird mit der Kopfplatte des linken Gurtstabes in der dargestellten Weise in Verbindung gebracht. Die untere Kopfplatte des rechten Gurtstabes, die hiernach als Verstärkungsteil

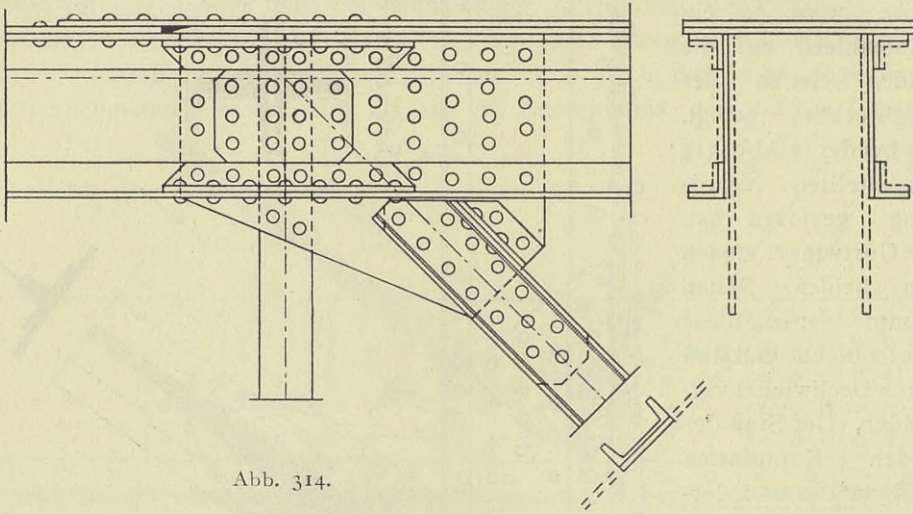


Abb. 314.

aufgefaßt werden muß, wird so weit über den Mittelpunkt des Knotenpunktes hinausgeführt, als es ihre Anschlußnietzahl erfordert. Die unter den senkrechten Schenkeln der unteren und oberen Winkel liegenden Stegblechteile erhalten keine besondere Deckung, sondern werden nur an das Knotenblech angeschlossen. Dagegen wird zwischen den Kanten der senkrechten Winkelschenkel eine Decklasche angeordnet. Der Anschluß des Strebenquerschnittes erfolgt so, daß die \square -Eisen mit den Stegen auf die Außenseiten der Knotenbleche gelegt, die Flacheisen gegen die Knotenbleche geführt und die hierdurch entstehenden Stoßstellen durch besondere, auf die Knotenbleche hinaufgreifende Flacheisen gelascht werden. Hierdurch werden die Anschlußniete zweischnittig beansprucht, und ihre Anzahl wird gering. Bei der geschilderten Knotenpunktsausbildung läßt sich die Größe der Knotenbleche auf ein Mindestmaß einschränken.

Es sei hier noch eine kurze Betrachtung über den Nachweis der Beanspruchung der Anschlußniete bei zweischnittigem Anschluß der Streben eingeschaltet, da erfahrungsgemäß hierbei Fehler und Ungenauigkeiten in der Berechnung häufig vorkommen. Erfolgt der Anschluß nach Abb. 315.

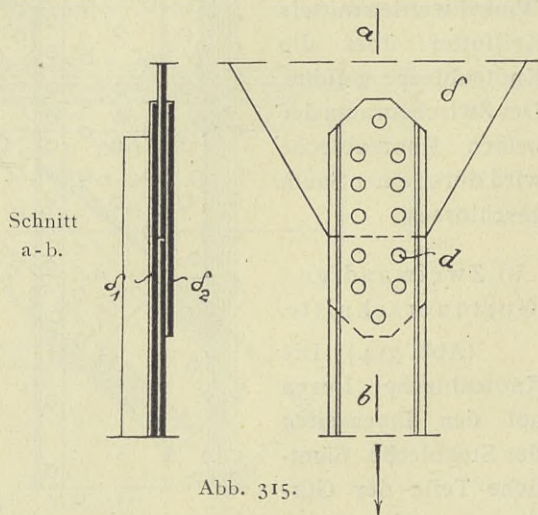


Abb. 315.

und bedeutet P die im \square - und Flacheisen herrschende Spannkraft, so kann die Beanspruchung in der Lochleibung des Knotenbleches einfach durch die Formel errechnet werden:

$$\sigma_l = \frac{P}{7 \cdot d \cdot \delta}$$

Die Abscherspannung der Nietschnitte, die von der auf das \square -Eisen entfallenden Spannkraft beansprucht werden, ist größer als die der anderen Schnitte, weil der Querschnitt des \square -Eisens größer als der des Flacheisens ist.

Bezeichnet f den Querschnitt des \square -Eisens und σ die in der Strebe herrschende Spannung, so erhält man die Scherbeanspruchung nach der Formel:

$$\sigma_a = \frac{\sigma \cdot f}{7 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$$

Außerdem ist die Anzahl von Nieten zu bestimmen, die zum Anschluß der Lasche an das Flacheisen nötig ist.

Oft wird der Anschluß auch nach der Darstellung in Abb. 316 ausgeführt, wo also die Anzahl der Niete, die zum Anschluß des Flacheisens dienen, hinter der Anzahl der Niete für das \square -Eisen zurücksteht. Hierbei wäre es falsch, den Lochleibungsdruck nach der Gleichung $\sigma = \frac{P}{9 \cdot d \cdot \delta}$

zu berechnen. Man hat vielmehr zunächst die

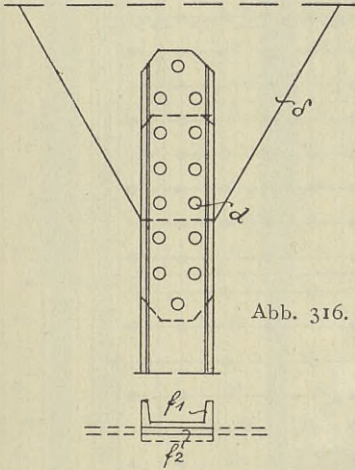


Abb. 316.

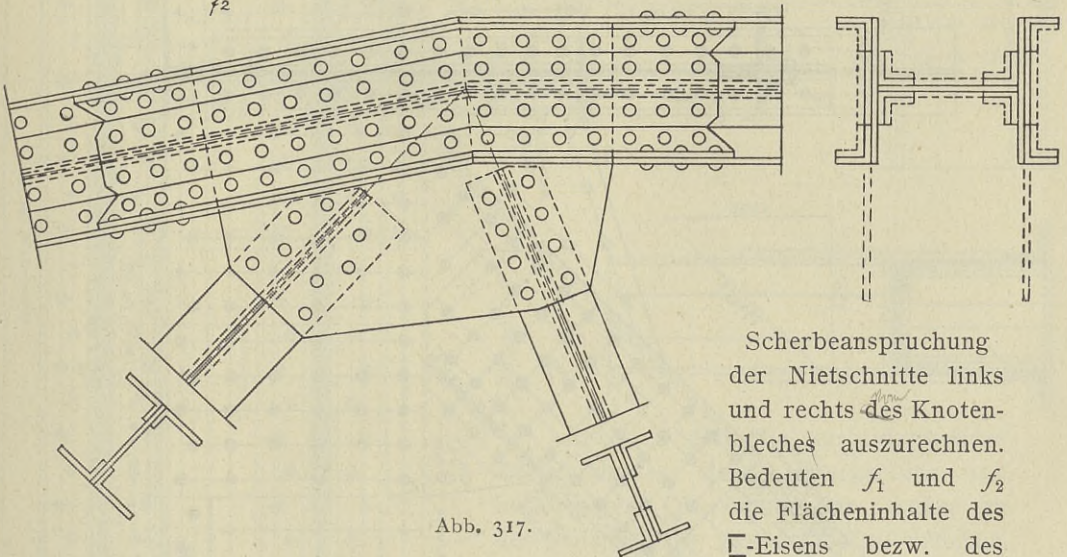


Abb. 317.

Scherbeanspruchung der Nietschnitte links und rechts des Knotenbleches auszurechnen. Bedeuten f_1 und f_2 die Flächeninhalte des \square -Eisens bzw. des

Flacheisens, so ergibt sich die Scherbeanspruchung aus den Beziehungen

$$\sigma_{a1} = \frac{f_1 \cdot \sigma}{9 \cdot \frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{und} \quad \sigma_{a2} = \frac{f_2 \cdot \sigma}{6 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$$

Nun ist noch der Lochleibungsdruck der zweischnittig beanspruchten

Niete zu untersuchen, wozu die Gleichung $\sigma_l = \frac{\pi d^2}{4} (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \cdot d \cdot \delta$ benutzt wird.

Abb. 317. Im Knotenpunkt sollen sämtliche Teile des T-förmigen Querschnittes gestoßen werden. Die Knotenbleche liegen auf den äußeren Seiten der Stegbleche, die in der Winkelhalbierungslinie gestoßen und durch die Knotenbleche gedeckt werden. Die äußeren Winkel und die zwischen ihnen liegenden Flacheisen stoßen gegen die Knotenbleche und werden mittels gleicher Teile verbunden. Die Deckung der Stöße der übrigen Gurtteile wird durch Deckklaschen und Deckwinkel, die im Querschnitt punktiert angegeben sind, bewirkt.

4.875

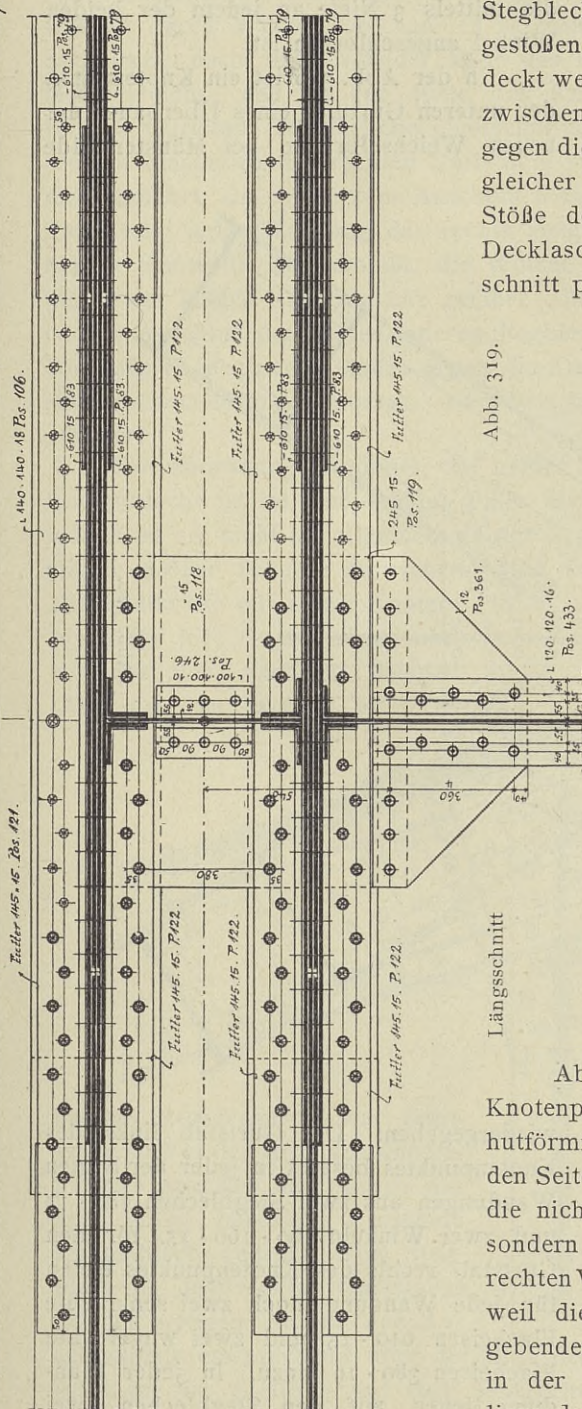
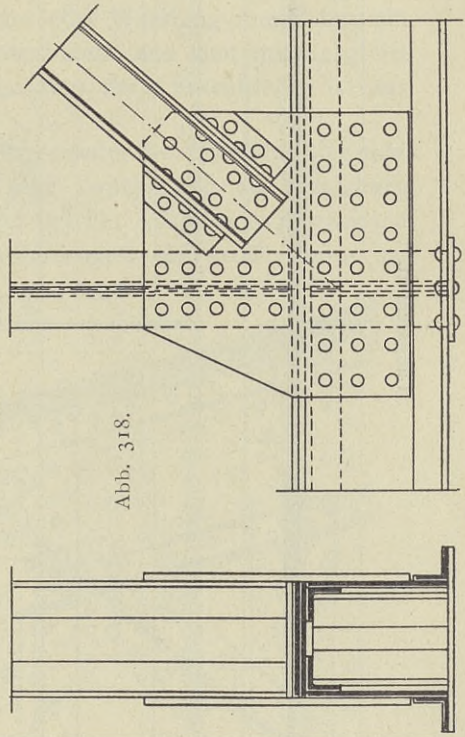


Abb. 319.



Handwritten notes:
 Absatz
 Anschlussblech
 steifig
 für große
 Triebwerke
 auf zonen
 maßig

Längsschnitt

Abb. 318 stellt die Ausbildung eines Knotenpunktes einer Untergurtung mit hutförmigem Querschnitt dar. Außen an den Seitenblechen liegen die Knotenbleche, die nicht bis zur Unterkante der Gurtung, sondern nur bis zur Oberkante der senkrechten Winkelchenkel zu reichen brauchen, weil die Schwerlinie der sich hierbei ergebenden Anschlußniete sehr nahe an die in der oberen Hälfte des Querschnittes liegende Schwerlinie der Gurtung heran-

4.875

rückt. Der Pfosten hört an der Kopfplatte auf, in seiner Verlängerung ist aber eine Aussteifung zwischen den Wandungen des Querschnittes angebracht, außerdem sind beide unteren Winkel durch eine Lasche verbunden, die mittels 3 Nieten an jedem der beiden Winkel angeschlossen ist.

In der Abb. 319 ist ein Knotenpunkt der unteren Gurtung eines Überbaues der neuen Weichselbrücke bei Münsterwalde

Längsschnitt.

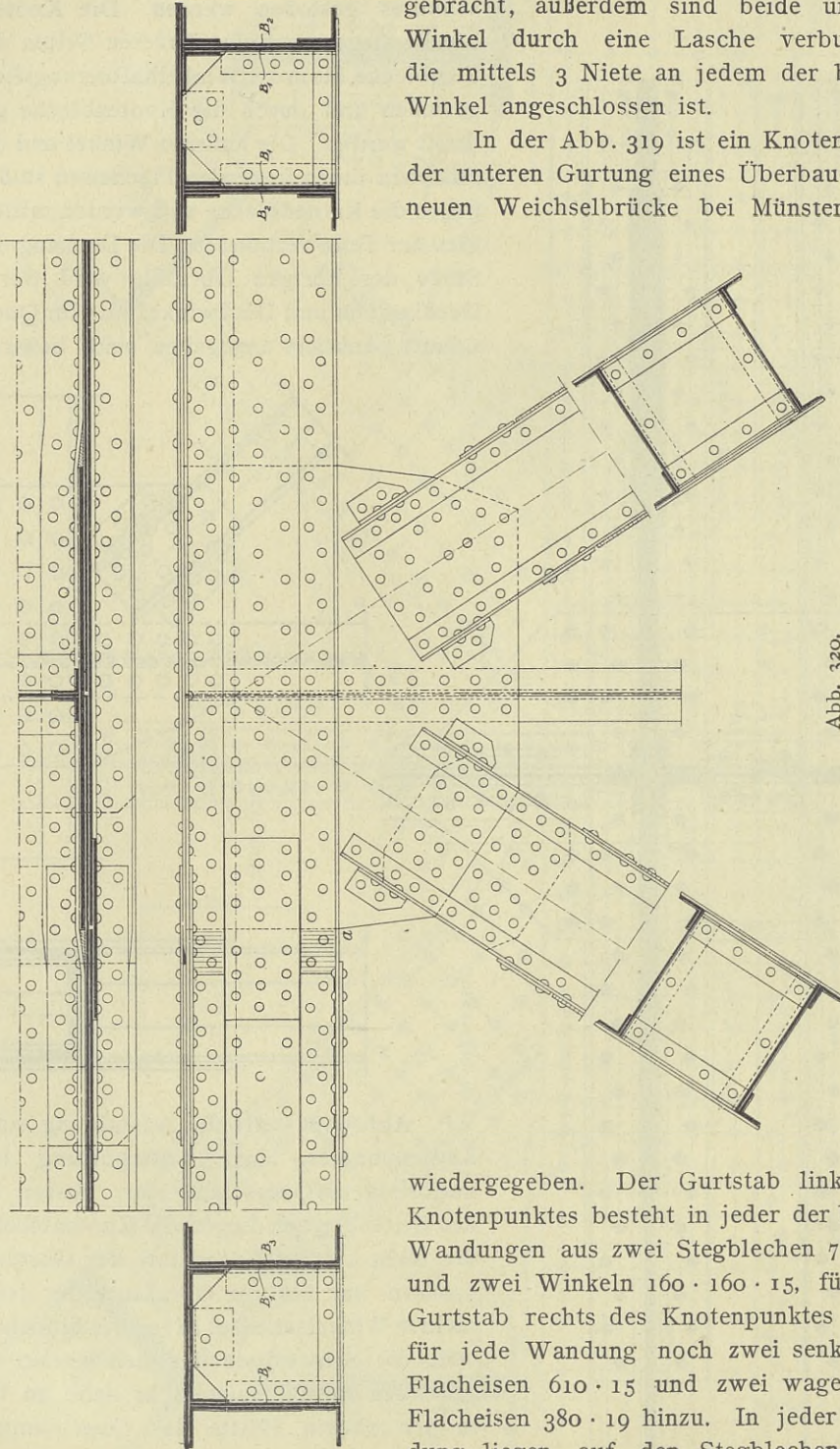


Abb. 320.

wiedergegeben. Der Gurtstab links des Knotenpunktes besteht in jeder der beiden Wandungen aus zwei Stegblechen $780 \cdot 15$ und zwei Winkeln $160 \cdot 160 \cdot 15$, für den Gurtstab rechts des Knotenpunktes treten für jede Wandung noch zwei senkrechte Flacheisen $610 \cdot 15$ und zwei wagerechte Flacheisen $380 \cdot 19$ hinzu. In jeder Wandung liegen auf den Stegblechen zwei

*21 Zugstange mit Pfosten
links auf der Gurtstange rechts auf Pfosten
nach Pfeilen prüfen*

15 mm starke Knotenbleche, die den an ein und derselben Stelle links von der Mitte des Knotenpunktes liegenden Stoß beider Stegbleche decken. Von beiden Seiten laufen die Gurtwinkel und von rechts auch die senkrechten Flacheisen 610 · 15 gegen diese Knotenbleche. Die Bleche 610 · 15 werden durch gleich starke Laschen an den Knotenblechen angeschlossen. Die Gurtwinkel 160 · 160 · 15 werden durch Winkel 140 · 140 · 18 verbunden. Dadurch daß der Stoß der Stegbleche nach links von der Mitte des Knotenbleches verschoben ist, hat man erreicht, daß in der Mitte des Knotenpunktes bereits die für den rechten Gurtstab erforderliche Querschnittsgröße in Wirkung ist. Die waagrechten Flacheisen des rechten Gurtstabes sind so weit über die Knotenpunktmittelpunkte geführt, als es die zum Anschluß nötige Nietanzahl bedingt. Die beiden Stegbleche jeder Wandung der rechts steigenden Diagonale werden von den beiden Knotenblechen umfaßt, die Winkel sind mittels Keilfuttern über das innere der beiden Knotenbleche geführt. Bei der links steigenden Diagonale ist der Anschluß der beiden inneren Stegbleche jeder Wandung ebenso bewirkt. Die äußeren Stegbleche stoßen gegen die Knotenbleche und sind mittels gleich starker Laschen angeschlossen. Der Zwischenraum der Knotenbleche ist ausgefüttert.

Die Anordnung doppelter, auf beiden Seiten jeder Gurtwandung liegender Knotenbleche ist im vorliegenden Falle als sehr zweckmäßig zu bezeichnen, jedoch ist sie nicht als allgemein gültige Regel bei der Ausbildung der Knotenpunkte großer Brücken anzusehen. Man kommt auch für große Gurt- und Diagonalkräfte mit einem Knotenblech für jede Gurtwandung aus, wie aus dem nächsten Beispiel (Abb. 320) zu ersehen ist. Die

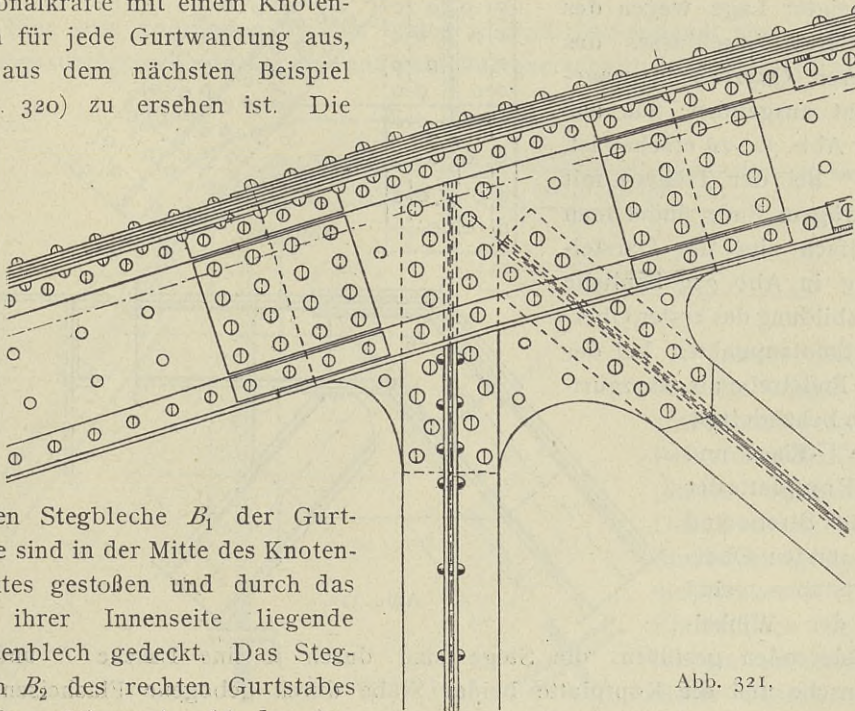


Abb. 321.

beiden Stegbleche B_1 der Gurtstäbe sind in der Mitte des Knotenpunktes gestoßen und durch das auf ihrer Innenseite liegende Knotenblech gedeckt. Das Stegblech B_2 des rechten Gurtstabes ist der nötigen Anzahl der An-

schlußniete entsprechend über die Mitte des Knotenpunktes hinausgeführt und stößt an der Stelle A mit dem senkrechten Blech B_3 des linken Gurtstabes

zusammen. Beide Bleche sind an dieser Stelle mit einander verlascht. Die Gurtwinkel werden, soweit erforderlich, mittels Keilfutter über den Knotenpunkt hinweggeführt. Sie sind ebenso wie die untere Kopfplatte links des Knotenpunktes gestoßen.

Die Abb. 321 zeigt einen Knotenpunkt einer Brücke der österreichischen Staatsbahn, bei dem jedes der beiden Knotenbleche an die Stelle des Stegbleches jeder Wandung tritt. Die Stöße sind durch Laschen gedeckt.

3. Ausbildung der Endknotenpunkte.

Obergurtnotenpunkte.

Die Ausbildung der Endknotenpunkte der Obergurte der Träger mit senkrechtem Endabschluß bereitet im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Alle sich im Knotenpunkt vereinigenden Stäbe endigen hier und müssen mit der ihrer Spannkraft entsprechenden Anzahl von Nieten an dem Knotenblech angeschlossen werden.

Liegt in der Ebene des Endpfostens ein Windportal, so wird der Obergurt im letzten Teil bei sonst gegen die Wagerechte geneigter Lage wegen des besseren Anschlusses des oberen Querriegels wagerecht ausgeführt, wie aus der Abb. 322 zu ersehen ist.

Bei den Trägern mit schrägem Ende findet man vielfach eine der Darstellung in Abb. 323 ähnliche Ausbildung des ersten Obergurtnotenpunktes, bei der die Endstrebe als Obergurstab behandelt ist. Die \square -Eisen und die Kopfplatte der ersten Strebe und des ersten Obergurstabes sind in der Winkel-

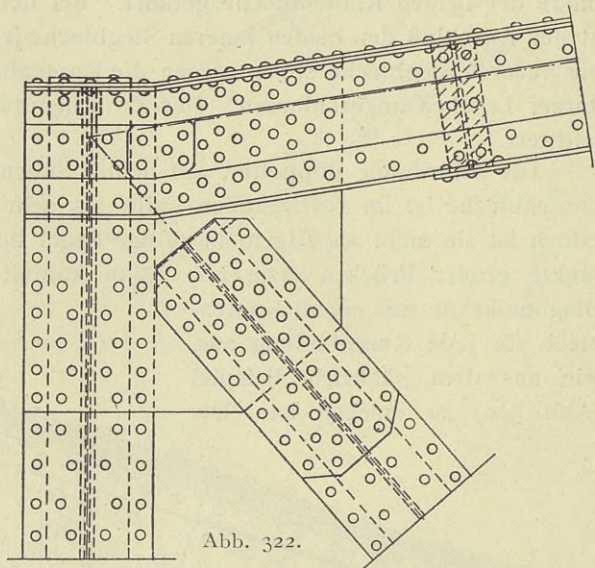


Abb. 322.

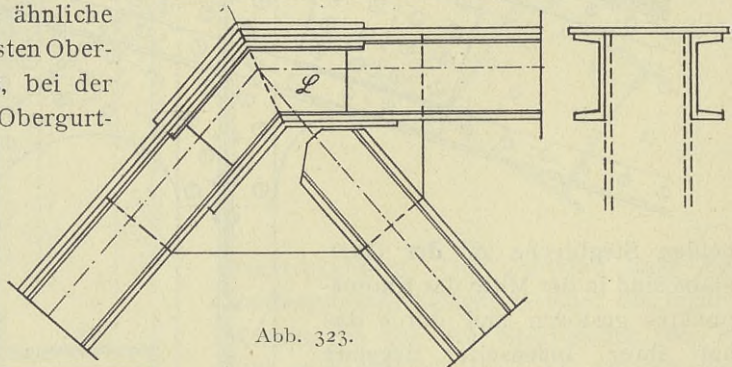
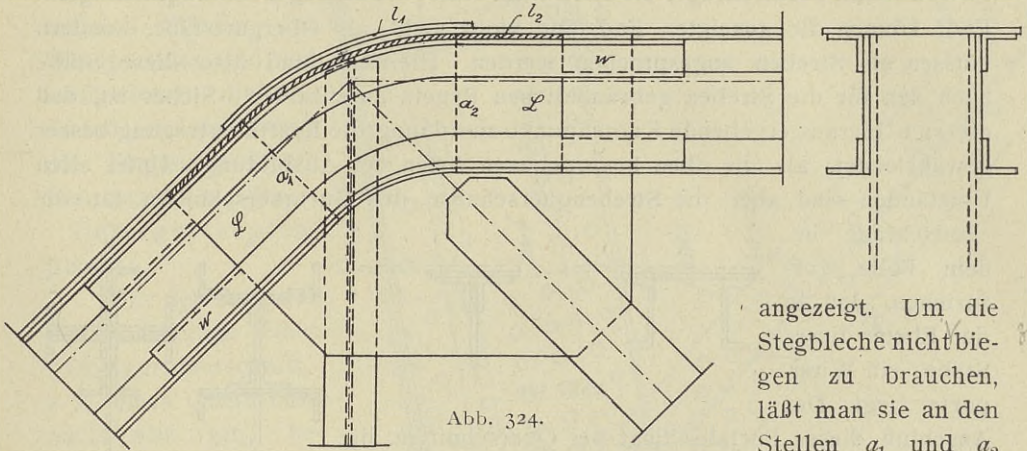


Abb. 323.

halbierenden gestoßen, die Stege sind durch je eine Lasche L und die Flansche und die Kopfplatte beider Stäbe durch gebogene Flacheisen verbunden. Jedenfalls ist der scharfe Knick in den Laschen für den Stoß der Kopfplatte und der Flansche der \square -Eisen nicht als günstig zu bezeichnen, da an dieser Stelle das Material sicher bei der Bearbeitung leidet, und außerdem

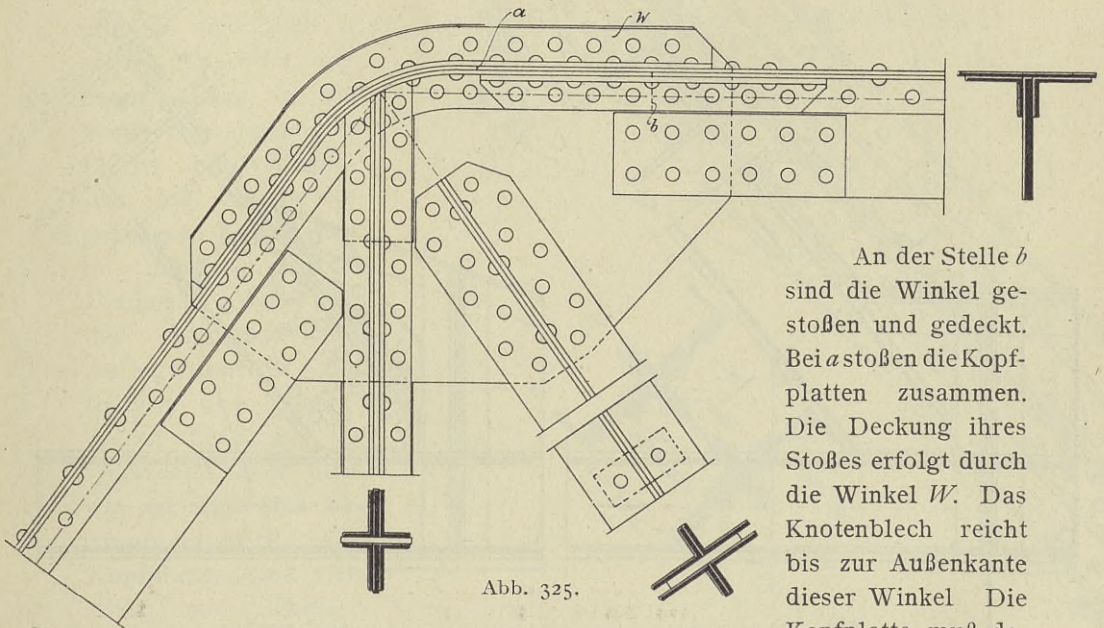
die Kraftübertragung nicht einwandfrei stattfindet. Will man die Ausbildung der ersten Strebe als Obergurtstab durchaus aus Gründen des äußeren Aussehens beibehalten, so ist eine schwache Ausrundung der Ecke nach Abb. 324



angezeigt. Um die Stegbleche nicht biegen zu brauchen, läßt man sie an den Stellen a_1 und a_2

aufhören, legt zwischen a_1 und a_2 ein Blech von gleicher Stärke und deckt die beiden Stöße bei a_1 und a_2 durch eine Lasche L , gegen die die Gurtwinkel stumpf gegenlaufen. Diese Winkel werden durch Deckwinkel W mit einander verbunden. Der Stoß der Kopfplatte wird beiderseitig durch die Laschen l_1 und l_2 gedeckt.

Eine gute Anordnung für den ersten Obergurtknotenpunkt eines Trägers mit abgeschrägtem Ende bei einwandigem Gurtquerschnitt zeigt die Abb. 325.*)



An der Stelle b sind die Winkel gestoßen und gedeckt. Bei a stoßen die Kopfplatten zusammen. Die Deckung ihres Stoßes erfolgt durch die Winkel W . Das Knotenblech reicht bis zur Außenkante dieser Winkel. Die Kopfplatte muß daher

mittels eines Schlitzes über das Knotenblech geführt werden.

*) Entwurf der Firma Harkort.

Die Ansichten über ein gutes äußeres Aussehen der eisernen Brücken sind allerdings sehr verschieden, aber es kann wohl nichts dagegen gesagt werden, daß man die einzelnen Glieder ihrer Bestimmung nach ausbildet. Sowohl beim Parallelträger als auch beim Halbparabelträger mit abgeschrägtem Ende können die geneigten Endstäbe wohl nicht als Obergurtstäbe, sondern müssen als Streben angesprochen werden. Hiernach sind also diese Stäbe nach den für die Streben gebräuchlichen Regeln auszubilden. Sicher ist, daß die sich hieraus ergebende Knotenpunktansordnung die Kraftübertragung besser gewährleistet, als die oben besprochenen Arten der Ausbildung. Unter allen Umständen sind aber die Strebenquerschnitte den Gurtquerschnitten für die

Endschräge in dem Falle vorzuziehen, daß in der Ebene dieses Stabes ein Windportal liegt. Der

Anschluß dieses Portales liegt bei Querschnitten, die nach Abb. 326a und b ausgebildet sind, in der Ebene der Kopfplattenoberfläche, also nicht in der Schwerlinie des Querschnittes, dagegen bei Querschnitten nach Abb. 327a und b in den Ebenen der Schwerlinien. Die Anschlußebenen sind punktiert angedeutet.

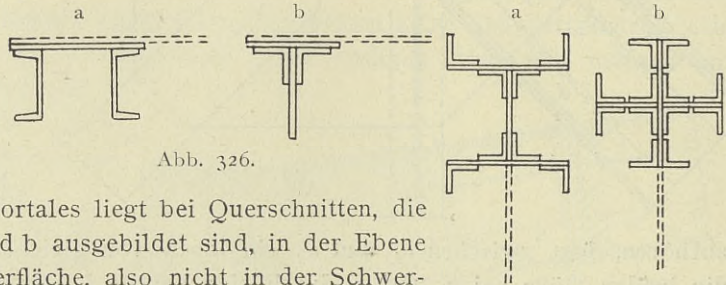


Abb. 326.

Abb. 327.

Die Abb. 328 gibt den ersten Obergurtnotenpunkt der 100 m weit gespannten Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh wieder, der wohl als

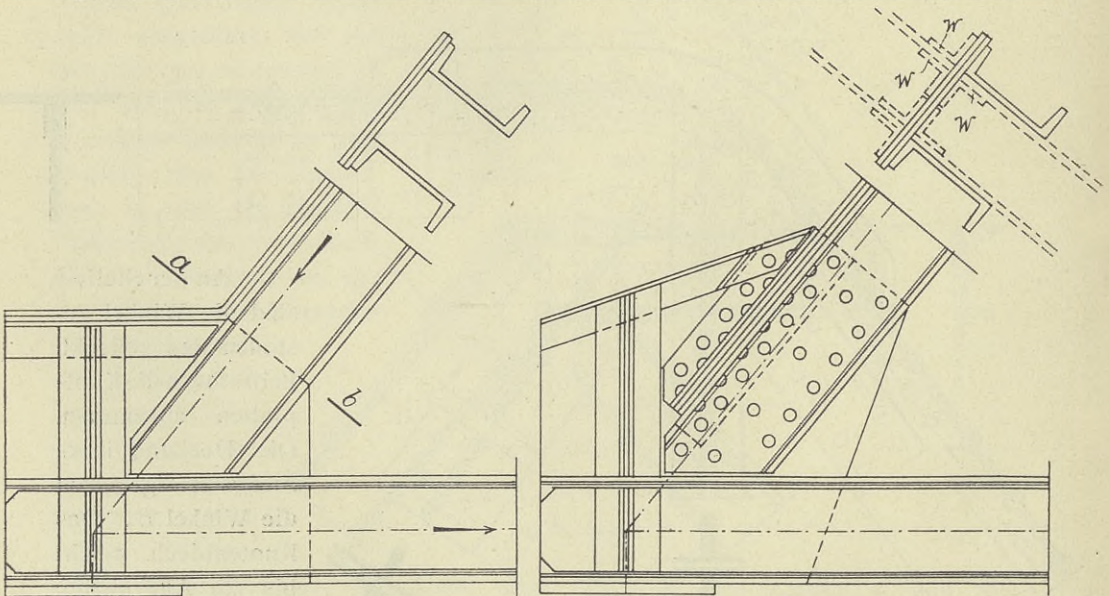


Abb. 329.

Abb. 330.

recht zweckmäßig zu bezeichnen ist. Der Anschluß der Endschrägen ist derart erfolgt, daß die Seitenbleche und die außen liegenden Winkel auf die Außen-

seiten der Knotenbleche, die inneren Winkel dagegen auf die inneren Seiten der Knotenbleche geführt sind. Die große Anzahl der Anschlußniete erklärt sich aus dem Umstande, daß die Endschrägen zugleich Ständer des Windportales sind und infolgedessen die Anschlußniete auch durch die Biegemomente beansprucht werden.

Untergurtknotenpunkte.

Für den Fall, daß die Endschräge einen Obergurtquerschnitt, z. B. einen Querschnitt nach Abb. 329, bestehend aus zwei \square -Eisen und zwei Kopfplatten, erhält, ist vielfach eine Ausbildung des Auflagerknotenpunktes in Anwendung, wie sie die Abb. 329 darstellt. Die Kopfplatten sind bei *a* scharf aus der geneigten Lage in die wagerechte abgelenkt. Es ist selbstverständlich, daß sich die abgelenkten Kopfplatten in höchst unvollkommener Weise an der Aufnahme der Auflagerkraft *A* beteiligen und infolgedessen die Strebe im Querschnitt *a—b* über das zulässige Maß beansprucht wird. Die Kopfplatten sind vielmehr mit Schlitzfenstern von der Stärke des Knotenbleches zu versehen, über die Knotenbleche zu führen und mit äußeren und inneren Winkeln *W* besonders anzuschließen (Abb. 330).

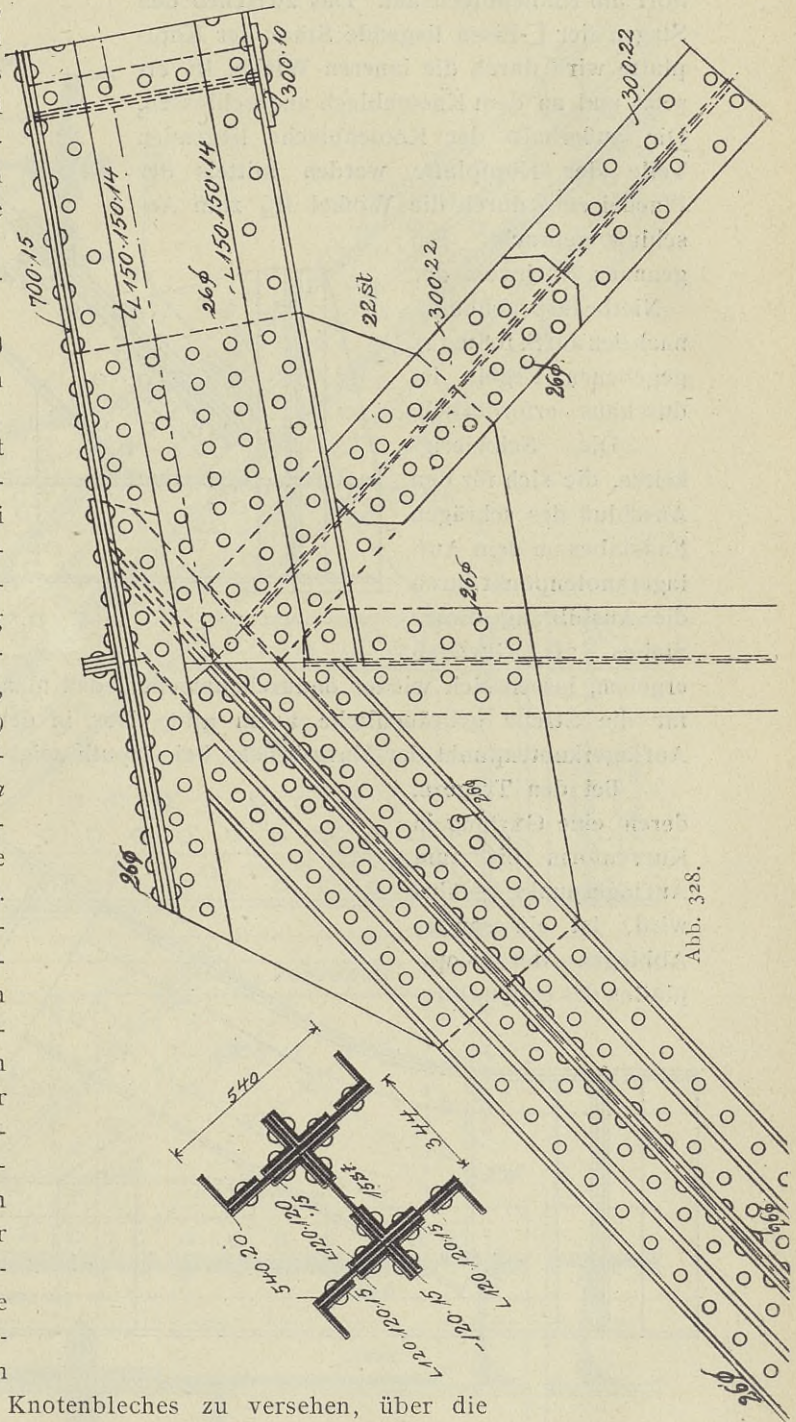


Abb. 328.

Die Herstellung der Schlitzte verursacht Schwierigkeiten und Kosten. Sie läßt sich durch folgende Anordnung vermeiden (Abb. 331). Die Kopfplatte hört am Knotenblech auf. Das zwischen den Stegen der \square -Eisen liegende Stück der Kopfplatte wird durch die inneren Winkel W_1 ersetzt und an dem Knotenblech angeschlossen. Die außerhalb der Knotenbleche liegenden Teile der Kopfplatte werden mittels der Flacheisen b durch die Winkel W_2 zum Anschluß gebracht. Ein genauer Nachweis der

Nietbeanspruchung nach den auf S. 108 u. 125 gegebenen Regeln ist durchaus erforderlich.

Die Schwierigkeiten, die sich für den Anschluß des schrägen Endstabes an dem Auflagerknotenpunkt durch die Ausbildung dieses Stabes als Gurtstab

ergeben, lassen sich wieder dadurch umgehen, daß man dem Querschnitt eine für die Strebe gebräuchliche Form gibt. Der in der Abb. 332 dargestellte Auflagerknotenpunkt der Havelbrücke bei Caputh zeigt dies.

Bei den Trägern, deren eine Gurtung in Kurvenform bis zum Auflagerpunkt geführt wird, ist ein sanftes Abbiegen der Kopfplatten des ersten Ober-

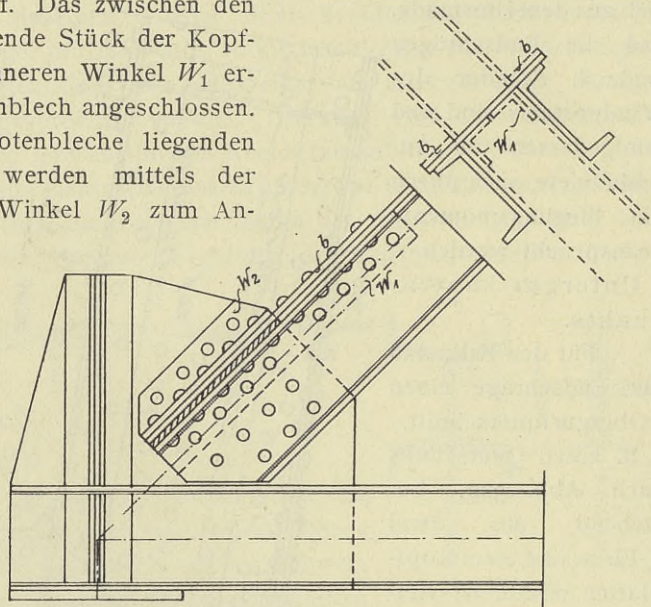


Abb. 331.

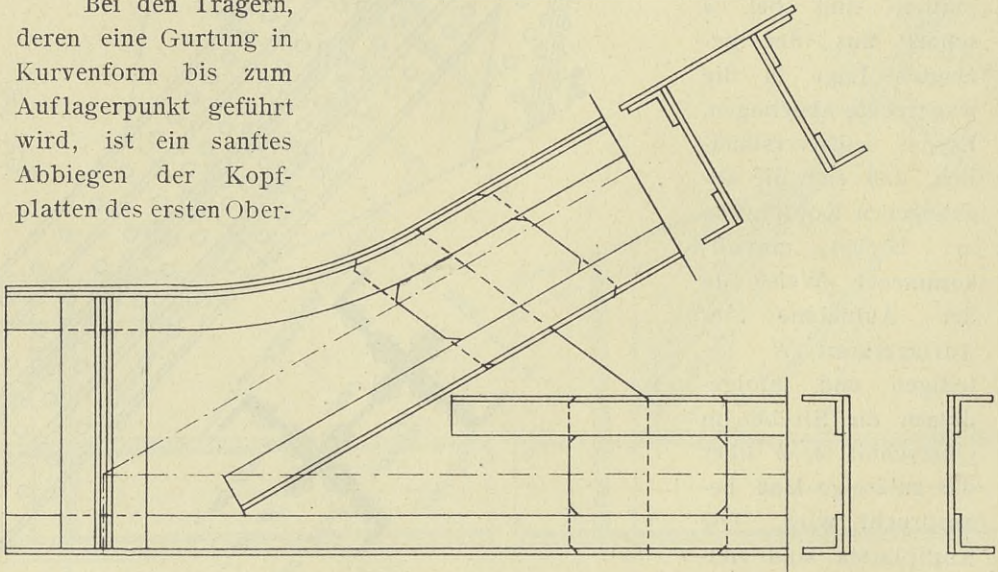


Abb. 333.

gurtstabes weniger bedenklich als das eben gerügte Abbiegen der Kopfplatten des ersten Schrägstabes, weil der erste Obergurtstab unter einem bedeutend

Auflagerpunkt eines Parabelträgers mit wagerechter oberer Gurtung ist ebenfalls nach den oben aufgeführten Grundsätzen für den Anschluß von Gurtquerschnitten ausgebildet.

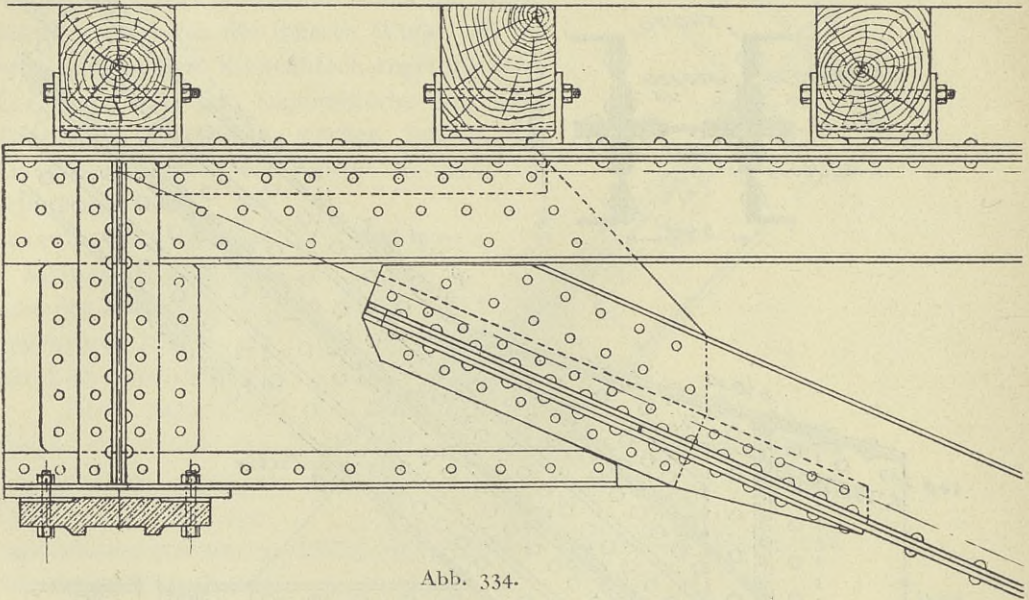


Abb. 334.

An den Auflagerknotenpunkten großer Brücken, wo große und starke Knotenbleche dadurch notwendig werden, daß alle hier zusammenlaufenden Stäbe endigen, ist die Anordnung doppelter, sogar dreifacher Knotenbleche für jede

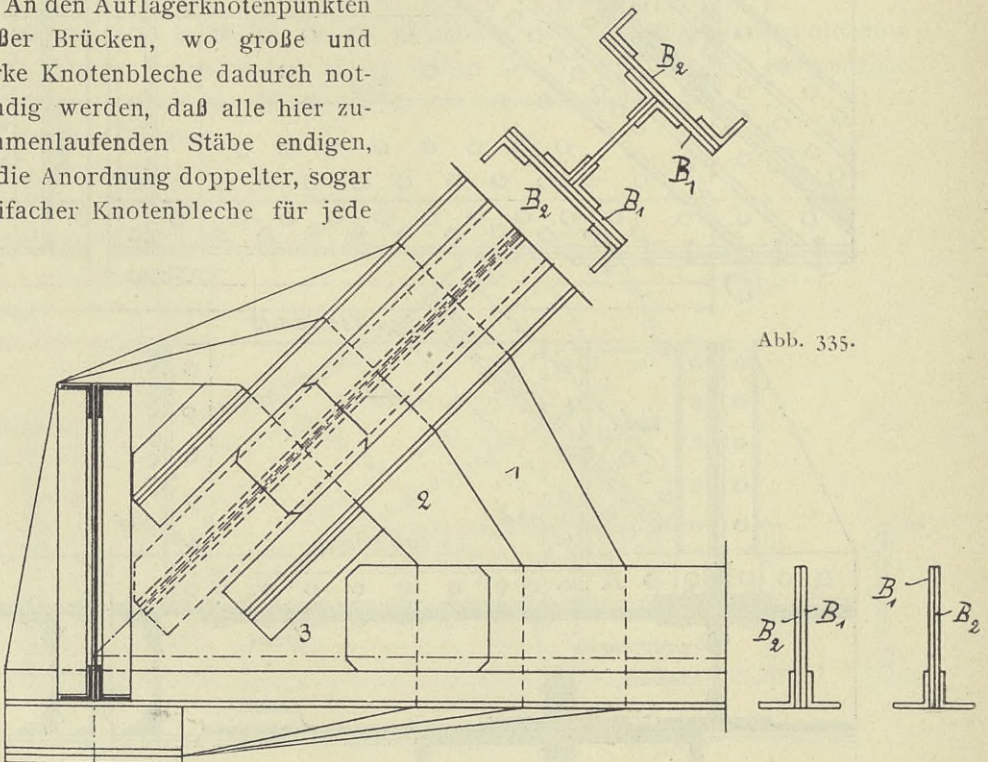


Abb. 335.

Gurtwand angezeigt, die in doppelter und dreifacher Lage staffelförmig dicht nebeneinander liegen und einander so weit überragen, als es der Anschluß

einzelner Teile der anzuschließenden Stäbe erfordert (Abb. 335). Selbstverständlich bedingen die doppelten und dreifachen Knotenbleche eine entsprechende Ausbildung der anzuschließenden Stäbe. Die Bleche B_1 des Untergurtstabes und der Endschrägen werden an den Knotenblechen 1 angeschlossen und laufen sich gegen die Knotenbleche 2 tot, über die bis zu den Knotenblechen 3 die Bleche B_2 geführt werden. Die äußeren Winkel beider Stäbe erhalten ihren Anschluß an den Knotenblechen 3, während die inneren Winkel mittels Keilfutter auf die Knotenbleche 1 geführt werden.

4. Berechnung der Niete, die die Knotenbleche an den Gurtungen anschließen.

Das vielfach geübte Verfahren, die Berechnung der Knotenpunkte auf die Untersuchung der Anschlüsse der Füllungsstäbe zu beschränken und nicht auch auf die Bestimmung der Beanspruchung der Niete, die das Knotenblech an die Gurtung anschließen, auszudehnen, ist nicht am Platze, da die Knotenpunkte den übrigen Konstruktionsgliedern der Träger gleichstehen und infolgedessen einer eingehenden Untersuchung bedürfen. — Die Anschlüsse der Füllungslieder werden am besten gleich bei der Berechnung der Querschnitte dieser Stäbe untersucht. Ebenso werden bei dieser Gelegenheit gleich die Untersuchungen über die ausreichende Größe der Knotenbleche nach den auf Seite 118 gegebenen Regeln erledigt.

Für die Untersuchung der Niete, die das Knotenblech und die Gurtung verbinden, hat man drei Fälle zu unterscheiden.

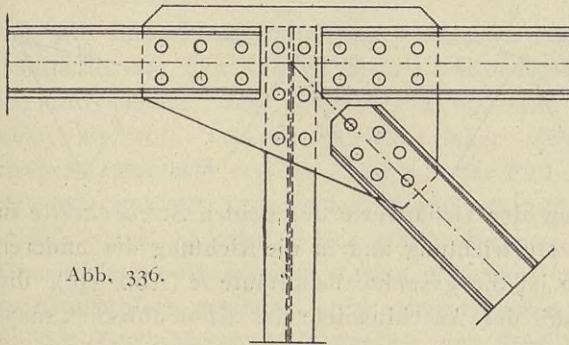


Abb. 336.

a) Die Gurtung ist am Knotenpunkt vollständig unterbrochen (Abb. 336).

Bei dieser Anordnung ist jeder der beiden Gurtstäbe mit der seiner Spannkraft entsprechenden Anzahl von Nieten anzuschließen. Diese Art und Weise des Anschlusses wird jedoch nur in seltenen Fällen zur Anwendung kommen.

Vergleiche die Abb. 298 auf Seite 116.

β) Die Gurtung geht ungestoßen oder gestoßen, aber anderweitig gedeckt über das Knotenblech hinweg, ein Fall, der sehr häufig vorkommt. Die Querschnitte der beiden Gurtstäbe brauchen nicht gleich zu sein. Die Niete müssen hier die Resultante aus den Kräften der angeschlossenen Füllungslieder auf die Gurtung übertragen. Liegen die beiden Gurtstäbe in einer geraden Linie, so ist die Richtung dieser Resultante die Gurtnetzlinie.

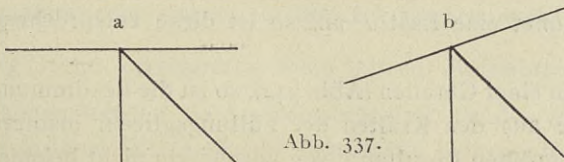


Abb. 337.

Bestehen die Füllungslieder am Knotenpunkt aus Pfosten und Strebe (Abb. 337a und b und 338), so ist die Resultante gleichbedeutend

mit der der Gurtnetzlinie parallelen Komponente der Strebenkraft, die durch Zerlegung dieser Kraft in Richtung des Pfostens und der Gurtung erhalten wird. Diese Komponente nimmt ihren größten Wert zugleich mit dem größten Wert der Strebenkraft selbst an.

Man hat also für den Fall, daß die Gurtung ungestoßen oder gestoßen, aber anderweitig gedeckt durchgeht und in einer geraden Linie liegt und daß ferner die Füllungsglieder am Knotenpunkt aus Pfosten und Strebe bestehen, nur nötig, die in die Gurtrichtung fallende Komponente der größten Strebenkraft und hiernach die Anzahl der Niete zu bestimmen, die die Gurtung und das Knotenblech verbinden.

Häufig bedingt schon der Anschluß der Füllungsglieder eine solche Größe des Knotenbleches, daß die praktischen Regeln der Vernietung mehr Niete ergeben, als nach der Rechnung notwendig sein würden. Auf jeden Fall ist jedoch die Anzahl der rechnerisch erforderlichen Niete nachzuweisen.

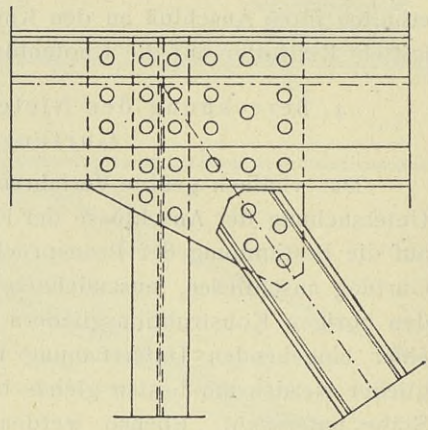


Abb. 338.

Liegen die beiden Gurtstäbe in einer geraden Linie und sind die beiden Füllungsglieder zwei Streben (Abb. 339), so erhält man die für den Knotenblechanschluß maßgebende Resultante, die mit der Gurtlinie zusammenfällt,

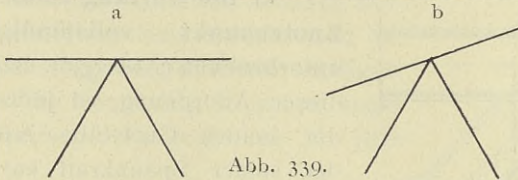


Abb. 339.

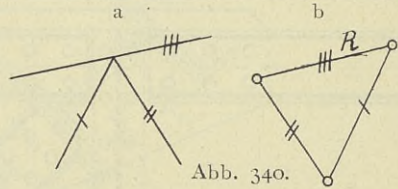


Abb. 340.

dadurch, daß man den größeren der Größtwerte der beiden Strebenkräfte in zwei Komponenten parallel zur Gurtrichtung und in die Richtung der anderen Strebenkraft zerlegt. Die erste ist die gesuchte Resultante R (Abb. 340), die für die Bestimmung der Anzahl der Anschlußniete des Knotenbleches maß-

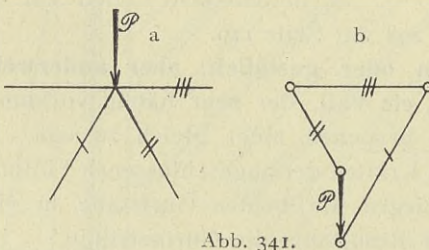


Abb. 341.

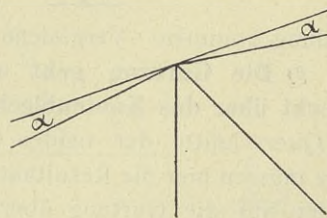


Abb. 342.

gebend ist. Greift im Knotenpunkt eine Last P an, so ist diese entsprechend zu berücksichtigen (Abb. 341).

Liegen die Gurtstäbe nicht in einer Geraden (Abb. 342), so ist die Bestimmung des Größtwertes der Resultante aus den Kräften der Füllungsglieder insofern schwierig, als die Richtung der größten Resultante von vornherein nicht bekannt

ist. Folgendes Näherungsverfahren gibt aber recht gute Werte. Man nehme eine Gurtung an, die in einer geraden Linie liegt und mit den beiden Gurtstäben die gleichen Winkel α bildet (Abb. 342). Nun bestimme man nach den angeführten Regeln für diese Gurtung die größte Resultante aus den Kräften der Füllungsglieder und multipliziere diesen Wert mit $\frac{1}{\cos 2\alpha}$.

γ) Die Gurtung geht nur teilweise ungestoßen bzw. gestoßen, aber anderweitig gedeckt durch. Ein Teil wird ohne Deckung an das Knotenblech angeschlossen. Hierbei sind zwei weitere Anordnungen zu unterscheiden

1. Die Gurtquerschnitte sind links und rechts des Knotenpunktes gleich stark, d. h. für die größten Gurtkräfte ungleich beansprucht. Bei dem in der Abb. 343 dargestellten Knotenpunkt gehen die Kopfplatten und die Gurtwinkel

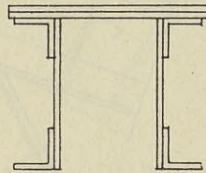
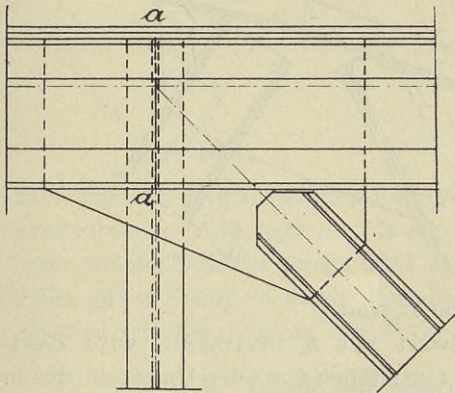


Abb. 343.

durch, die Stegbleche dagegen sind in der Linie $a-a$ ungedeckt gestoßen. Vor allem ist die Anzahl der Niete auszurechnen, die zum Anschluß der Stegbleche links und rechts des Stoßes bei ihrer größten Beanspruchung erforderlich ist. Diese Niete

sind der Einfachheit halber auch für den Belastungsfall, der für die größte Resultante aus den Kräften in den Füllungsgliedern maßgebend ist, und der sich mit keinem der beiden Belastungsfälle für die größten Gurtkräfte deckt, als voll beansprucht und daher als verbraucht anzusehen. Die größte Resultante R aus den Kräften in den Füllungsgliedern ist gleichbedeutend mit dem größten Unterschied der Gurtkräfte O_r und O_l . Die ungleichen Kräfte O_r und O_l rufen in den gleich starken Querschnitten der beiden Gurtstäbe ungleiche Spannungen σ_r und σ_l hervor. Die Stegbleche sind bereits an das Knotenblech genügend stark angeschlossen, es bleibt also nur noch der auf den Gurtquerschnitt abzüglich der Stegbleche entfallende Spannkraftunterschied. Bezeichnet F den Gesamtquerschnitt und f den Querschnitt beider Stegbleche, so müssen zur Verbindung von Knotenblech und Gurtung außer den für die Stegbleche erforderlichen Nieten noch so viele vorhanden sein, daß sie den Größtwert der Resultante $R \cdot \frac{F-f}{F}$ aufnehmen können. Der Größtwert der Resultante wird nach der Angabe im Fall β bestimmt.

Offenbar rechnet man unter der oben der Einfachheit halber gemachten Annahme sehr sicher. In der Tat können auch einige der zum Anschluß der Stegbleche errechneten Niete mit zur Aufnahme der Kraft $R \cdot \frac{F-f}{F}$ herangezogen werden, da der Belastungsfall, für den R den Größtwert annimmt, nicht die größten Werte für die Gurtkräfte hervorruft. Die vereinfachende Annahme

ist jedoch stets zu empfehlen, da sonst drei Rechnungen durchgeführt werden müssen, und zwar für die verschiedenen Belastungsfälle, die den größten Wert für R , O_r und schließlich für O_l ergeben. Es ist von vornherein nicht zu übersehen, welcher von ihnen die größte Nietanzahl erfordert.

2. Die Querschnitte der Gurtstäbe sind links und rechts verschieden stark und den in ihnen herrschenden größten Spannkraften angepaßt. Ebenso wie beim Fall γ_1 sollen nur die Stegbleche gestoßen und nicht gedeckt werden (Abbildung 344).

Der Einfachheit halber wird wieder die Annahme gemacht, daß die zum Anschluß der Stegbleche an die Knotenbleche erforderlichen Niete auch für den Belastungsfall, der die größte Resultante aus den Kräften in den Füllungsgliedern ergibt, voll beansprucht sind.

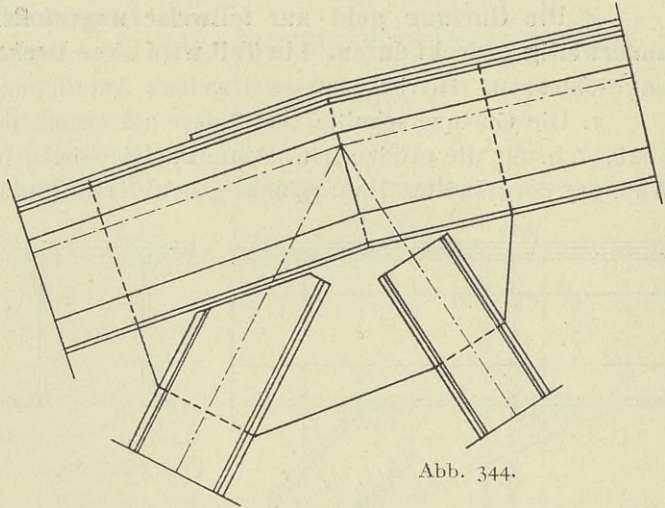


Abb. 344.

Der Belastungsfall, der den Größtwert von R hervorruft, wird Gurtkräfte O_r und O_l verursachen, die in den Gurtstäben trotz des Unterschiedes in der Querschnittsgröße etwas von einander abweichende Spannungen σ_r und σ_l ergeben. Der Spannkraftsunterschied $O_r - O_l = R$ ist also gleich $(\sigma_r - \sigma_l) \cdot F + \sigma_r \cdot dF$, wenn F den Inhalt des Querschnittes des linken Gurtstabes und $F + dF$ den Inhalt des Querschnittes des rechten Gurtstabes bedeutet. Ein geringer, auf die Stegbleche entfallender Anteil des Spannkraftsunterschiedes ist also auch in diesem Falle bereits angeschlossen. Er ist aber im Vergleich zu dem Anteil im Falle γ_1 sehr klein, und es empfiehlt sich daher, ihn zu vernachlässigen und den größten Wert der Resultante aus den Kräften in den Füllungsstäben durch anderweitige Niete voll zum Anschluß zu bringen.

5. Stärke der Knotenbleche.

Die Stärke der Knotenbleche ist nicht zu gering zu wählen, um ihre Größe einzuschränken und die zweischnittig beanspruchten Anschlußniete besser ausnutzen zu können. Für kleinere Brücken empfiehlt sich eine Stärke von 1,2 cm, für mittlere von 1,5 cm und für große Brücken eine Stärke von 2,2 cm. Bei letzter ist für die Tragkraft zweischnittiger Niete von 2,6 cm Durchmesser nicht mehr der Lochleibungsdruck, sondern die Abscherspannung maßgebend. Die Tragkraft der Niete ist also voll ausgenutzt. Vergleiche hierzu auch die Abhandlung über die Nietverbindungen, Abschnitt IIIB.

6. Form der Knotenbleche.

Für die Knotenbleche sind im allgemeinen möglichst einfache Formen zu wählen (Abb. 345), und zwar solche Formen, die sich mit der Schere

schneiden lassen. Einspringende Ecken verursachen keine großen Schwierigkeiten in der Herstellung. Dagegen ist die Bearbeitung von Schweifungen schwierig und kostspielig. Sie werden leider häufig mittels der Stanze ohne

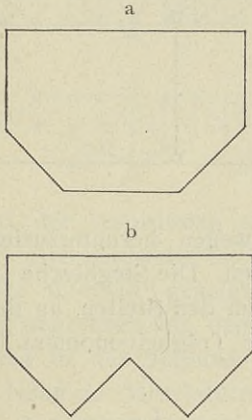


Abb. 345.

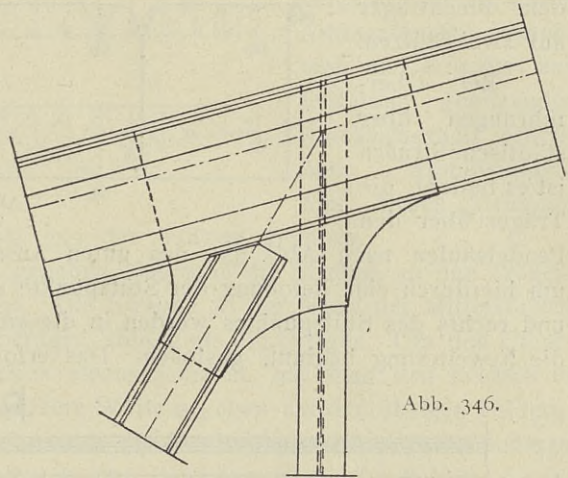


Abb. 346.

nachträgliche Wegfräsung des Randes hergestellt. Man sollte deshalb geschweifte Knotenbleche (Abb. 346) nur da anordnen, wo auf eine gute äußere Erscheinung einer Brücke Gewicht gelegt wird und die Ausrundungen der Knotenblechseiten einen guten Erfolg in dieser Beziehung versprechen, dann aber auch auf eine einwandfreie Bearbeitung der Knotenbleche achten. Vergleiche Abschnitt VII.

B. Träger auf mehreren Stützen ohne Gelenke.

1. Vollwandige Träger.

Bei Anordnung von drei Stützen (Abb. 347) werden in der Regel die beiden Öffnungen gleiche Stützweite erhalten können, bei vier Stützen (Abb. 348) sind

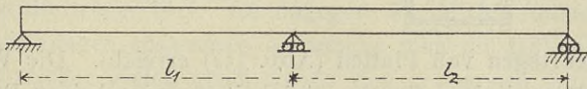


Abb. 347.

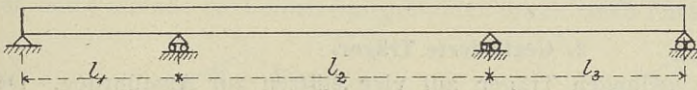


Abb. 348.

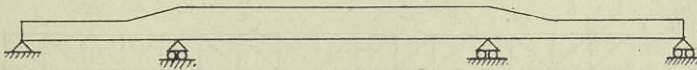


Abb. 349.

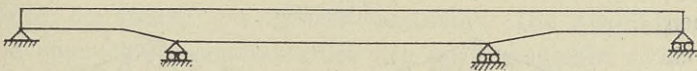


Abb. 350.

Auch in dem Falle, daß bei Anordnung zweier Zwischenstützen die Stützweiten der Seitenöffnungen beträchtlich von der der Mittelöffnung abweichen, wird in der Regel das Stegblech in gleicher Höhe über alle drei Öffnungen durchgeführt. Es sind aber auch die in den Abb. 349 u. 350 dar-

wenigstens gleich große Seitenöffnungen anzustreben. Als zweckmäßigste Stegblechhöhe ist $\frac{1}{12} l$ durch die Erfahrung ermittelt worden. Jedoch kann von dieser Höhe auch entsprechend den Angaben auf Seite 66 abgewichen werden.

gestellten Trägerformen gebräuchlich. Hinsichtlich der Ausbildung des Trägerquerschnittes, der Anschlüsse, der Stöße usw. zeigen diese Träger keine Abweichungen von dem Blechträger auf zwei Stützen.

Bei Überführungen über städtische Straßen ist es beliebt, die Träger über den

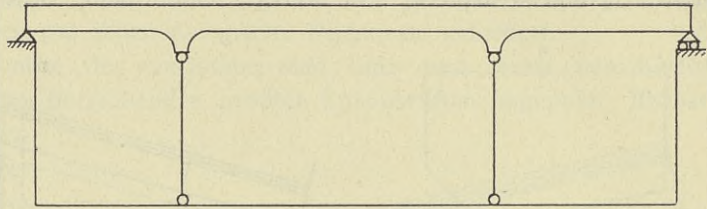


Abb. 351.

Pendelsäulen nach Abb. 351 des guten Aussehens wegen herunterzuziehen, um hierdurch eine Betonung der Stützpunkte zu erzielen. Die Stegbleche links und rechts des Stützpunktes werden in diesem Falle an den Stellen, an denen die Erweiterung beginnt, gestoßen. Das erforderliche Trägheitsmoment über

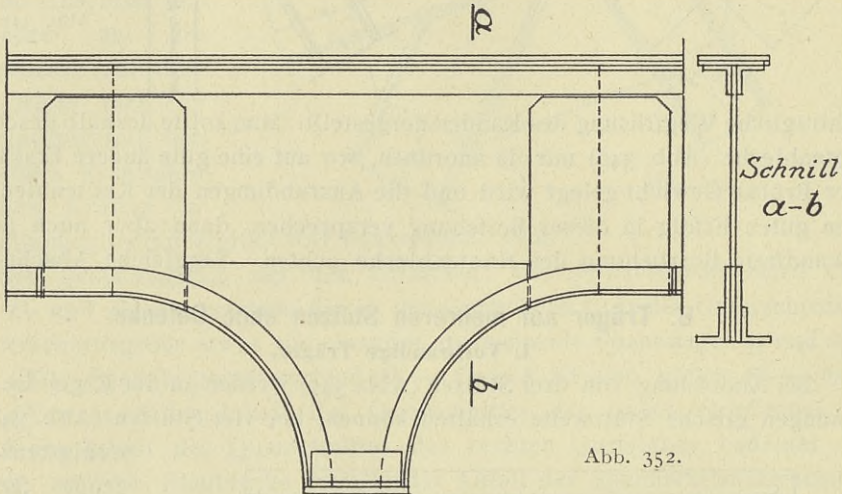


Abb. 352.

der Stütze wird durch Auflegen von Platten (Abb. 352) erreicht. Die Winkel unmittelbar über den Stützen liefern für das Trägheitsmoment keinen Beitrag, da sie nicht genügend angeschlossen sind.

2. Gegliederte Träger.

Am häufigsten gelangen Träger auf vier Stützen zur Ausführung. Der in Abb. 353 dargestellte Parallelträger befriedigt nicht im äußeren Aussehen, und es werden daher Trägerformen nach den

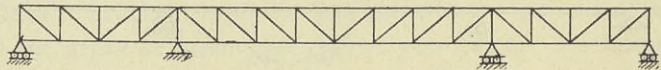


Abb. 353.

Abb. 354, 355 u. 356 bevorzugt, bei denen die Mittelstützen durch das Äußere des Trägers betont sind. Der Träger in Abb. 356 eignet sich

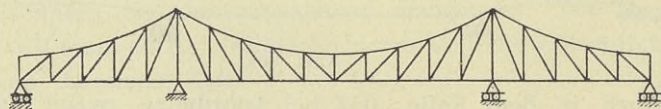


Abb. 354.

natürlich nur für den Fall, daß die Fahrbahn oben liegt. Bei der in Abb. 354 wiedergegebenen Anordnung laufen die Streben in den den Mittelstützen be-

nachbarten Feldern an der Spitze zusammen. Der Anschluß dieser Streben stößt wegen des spitzen Zusammenlaufens der Gurtungen auf Schwierigkeiten,

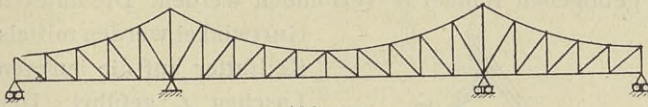


Abb. 355.

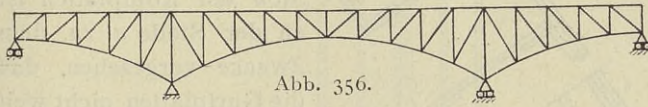


Abb. 356.

außerdem muß der lange Pfosten die ganze Auflagerkraft aufnehmen und erfordert zur Erzielung genügender Knicksicherheit erhebliche Abmessungen. Aus diesen Gründen

wird der Anordnung nach Abb. 355 der Vorzug gegeben.

Die Feldweite ist dadurch gegeben, daß man die Streben an den Trägerenden unter 45° geneigt anordnet. Die Streben in der Nähe der Mittelstützen sind, abgesehen von dem Parallelträger, steiler als die übrigen. Um den Unterschied in der Neigung der Streben einzuschränken, hat man den Feldern in der Nähe der Mittelstützen eine größere Weite gegeben als den übrigen Feldern. Jedoch befriedigt ein solches Trägernetz die Forderungen eines guten äußeren Aussehens nicht, außerdem erhalten hierbei die Längsträger der Fahrbahn verschiedene Länge, wodurch die Herstellung erschwert wird.

Für den Parallelträger hat sich erfahrungsgemäß $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite der größten Öffnung als günstigste Höhe ergeben. Bei den Trägerformen nach den Abb. 354, 355 u. 356 geht man in der Mitte der Mittelöffnung mit der Höhe auf $\frac{1}{12} l$ herab und wählt zweckmäßig die Höhe an den beiden Trägerenden ebenso groß. Die gebogenen Gurtungen können nach Parabeln geformt werden. Für den Fall, daß die Seitenöffnungen je halb so groß sind wie die Mittelöffnung, sind die Seitenöffnungen die Spiegelbilder der benachbarten Hälften der Mittelöffnung. Sind die Seitenöffnungen größer als die Hälften der Mittelöffnung, so setzen sich die ersteren von dem Ende des Spiegelbildes als Parallelträger fort. Ist dagegen die Mittelöffnung größer als die beiden Seitenöffnungen zusammen, so mache man die Höhen in der Mitte und an den Enden wieder gleich groß, forme den gebogenen Gurt in den Seitenöffnungen nach einer halben Parabel, stelle das Spiegelbild hiervon in der Mittelöffnung her und verbinde die beiden Spiegelbilder durch einen Parallelträger (Abb. 357).

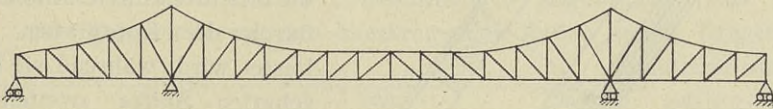


Abb. 357.

Als Pfeilhöhe für die Parabel empfiehlt sich der Wert $\frac{1}{7} l$. Dadurch sind zugleich die Höhen der Spitzen bestimmt. Die Ausbildung der Knotenpunkte und Querschnitte unterscheidet sich im allgemeinen nicht von der Ausbildung dieser Bauteile bei den einfachen Balkenbrücken. Einige Besonderheiten zeigen nur die Spitzen und Auflagerpunkte über den Mittelstützen.

Die Abb. 358 zeigt die Spitze des Trägers, der in der Abb. 355 dargestellt ist. Die Knotenbleche *K* treten an die Stelle der Stegbleche *S* der Gurtstäbe und der Seitenbleche *B* des Pfostens. Die Stöße der Gurtstegbleche

werden beiderseitig durch die Laschen L gedeckt, die über die ganze Stegblechhöhe reichen. Gegen die äußeren dieser Laschen laufen sich die oberen Gurtwinkel tot, die durch die gebogenen Winkel W verbunden werden. Die unteren

Gurtwinkel werden mittels Keilfutter auf die äußeren Laschen L geführt. Der Stoß der Kopfplatten ist an der Stelle a zu dem Zwecke vorgesehen, daß die Gurtplatten nicht weit über die Enden des Stabes hinausragen, da sonst leicht Beschädigungen beim Transport entstehen können. Der Stoß ist beiderseitig gedeckt. Der Anschluß des Pfostens an dem Knotenblech ist aus der Abbildung leicht zu ersehen. Die Abrundung

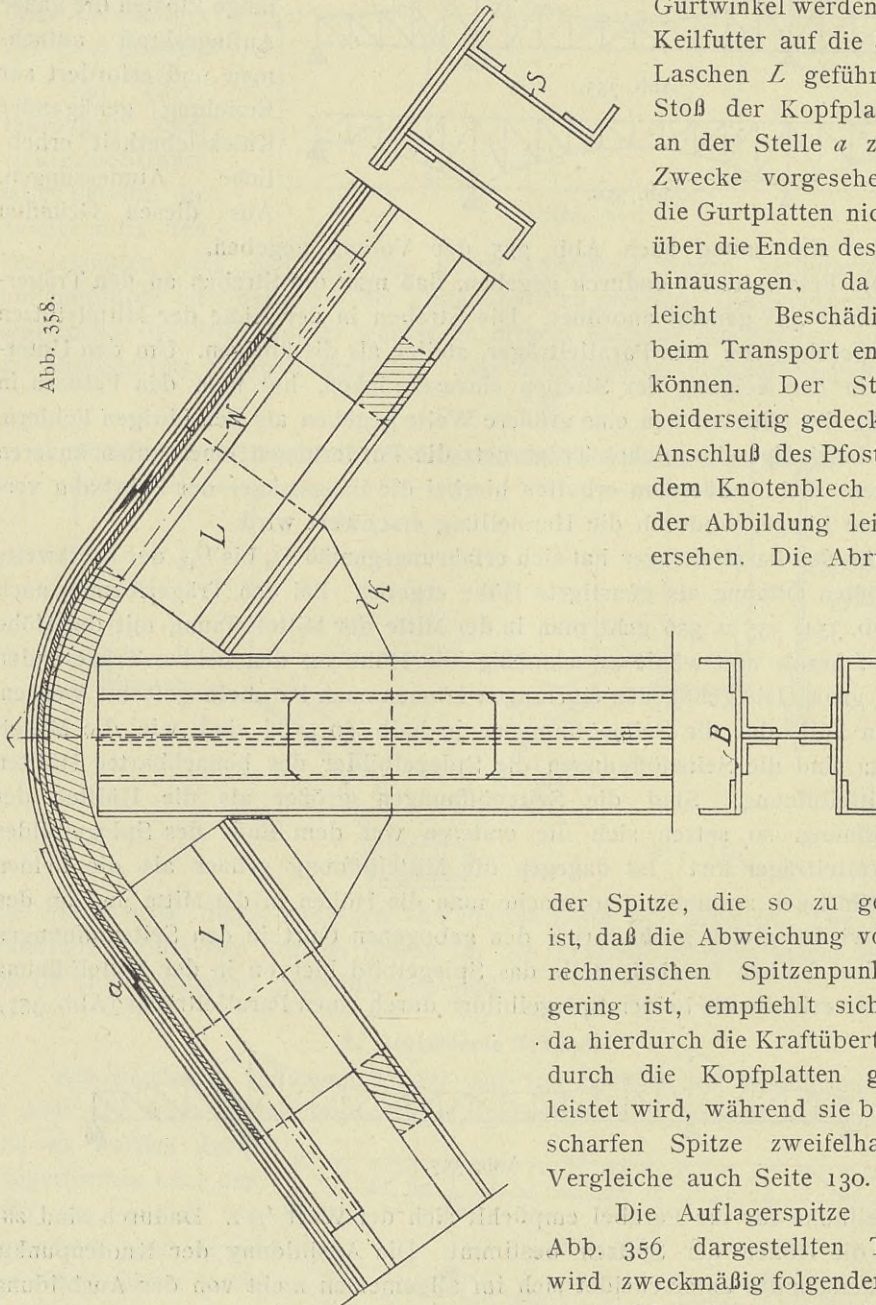


Abb. 358.

der Spitze, die so zu gestalten ist, daß die Abweichung von dem rechnerischen Spitzenpunkt nur gering ist, empfiehlt sich stets, da hierdurch die Kraftübertragung durch die Kopfplatten gewährleistet wird, während sie bei einer scharfen Spitze zweifelhaft ist. Vergleiche auch Seite 130.

Die Auflagerspitze des in Abb. 356 dargestellten Trägers wird zweckmäßig folgendermaßen ausgebildet. (Vergleiche Abb. 359.) Über die Knotenbleche K_2 greifen die Stegbleche der Gurtstäbe und die seitlichen Bleche des Pfostens und stoßen gegen die Knotenbleche K_1 , über die die Gurtwinkel und Flacheisen f und die äußeren Winkel des Pfostens geführt werden.

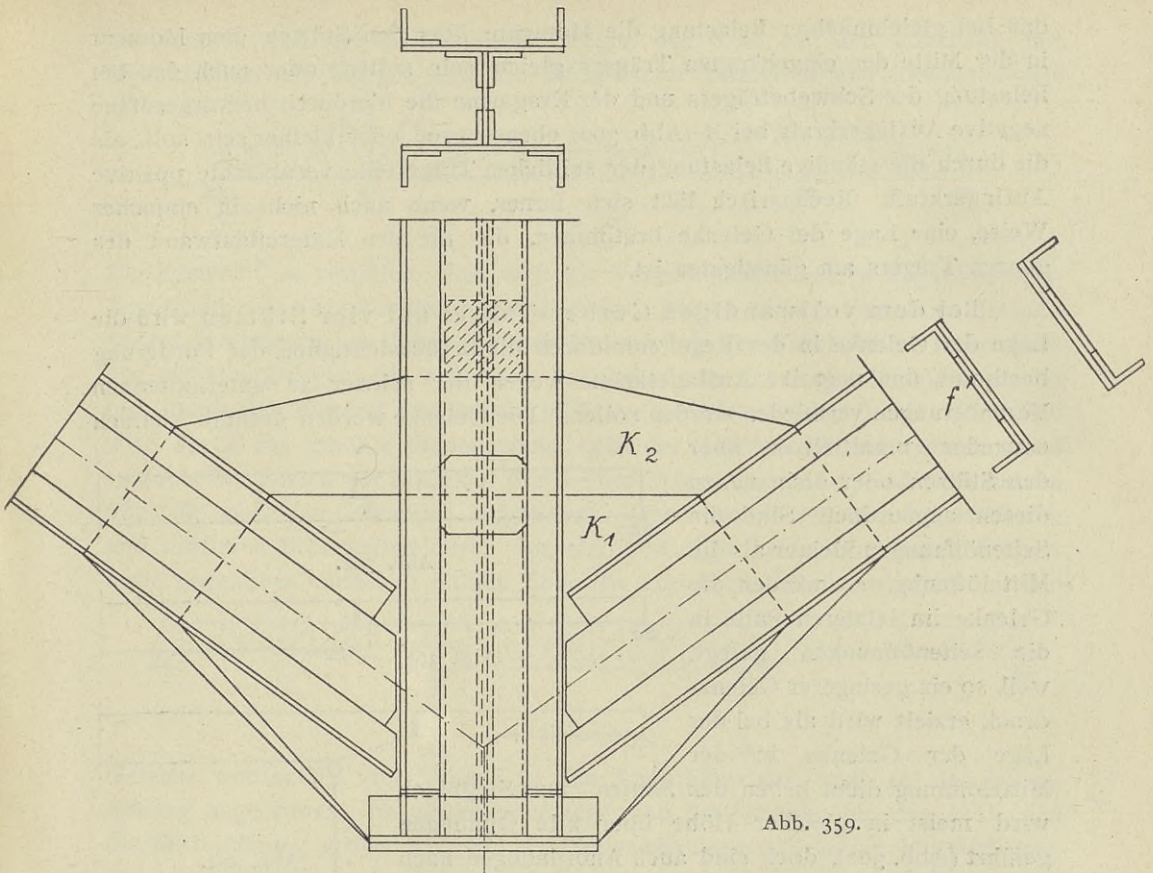


Abb. 359.

C. Träger auf mehreren Stützen mit Gelenken. Sogenannte Gerber- oder Auslegerbrücken.

Am häufigsten werden auch die Hauptträger der Auslegerbrücken auf vier Stützen gelagert, denen zwei Gelenke entsprechen. Im allgemeinen läßt sich sagen, daß der Gerberträger so viel Gelenke aufweisen muß, als die Anzahl der Stützen über zwei beträgt, um ein äußerlich statisch bestimmtes Gebilde zu erhalten. Beim Träger mit vier Stützen werden die Gelenke entweder in der Mittelöffnung oder in den Seitenöffnungen angeordnet (sich Abb. 360 u. 361). Die Trägerteile mit den überkragenden Enden heißen Kragträger, die

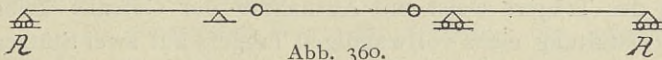


Abb. 360.

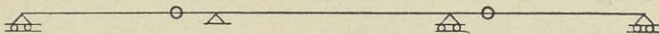


Abb. 361.

anderen werden eingehängte oder Schwebeträger genannt. Bei der in der Abb. 360 wiedergegebenen Anord-

nung sind zwei seitliche Kragträger und ein mittlerer Schwebeträger vorhanden, während die Abb. 361 eine Ausbildung mit einem mittleren Kragträger und zwei seitlichen Schwebeträgern zeigt.

Die Lage der Gelenke wird nach verschiedenen Gesichtspunkten bestimmt. Z. B. kann bei dem Träger in Abb 360 die Forderung gestellt werden,

daß bei gleichmäßiger Belastung die Momente über den Stützen dem Moment in der Mitte des eingehängten Trägers gleich sein sollen, oder auch daß bei Belastung des Schwebeträgers und der Kragarme die hierdurch hervorgerufene negative Auflagerkraft bei *A* (Abb. 360) ebenso groß oder kleiner sein soll, als die durch die ständige Belastung der seitlichen Trägerteile verursachte positive Auflagerkraft. Rechnerisch läßt sich ferner, wenn auch nicht in einfacher Weise, eine Lage der Gelenke bestimmen, die für den Materialaufwand des ganzen Trägers am günstigsten ist.

Bei dem vollwandigen Gerber-Träger auf vier Stützen wird die Lage der Gelenke in der Regel nur durch die Berücksichtigung der Forderung bestimmt, daß negative Auflagerkräfte wegen der schwer zu unterhaltenden Verankerungen vermieden werden sollen. Die Gelenke werden deshalb vielfach

entweder unmittelbar über den Stützen oder dicht neben diesen angeordnet. Sind die Seitenöffnungen kleiner als die Mittelloffnung, so werden die Gelenke im letzteren Falle in die Seitenöffnungen gelegt, weil so ein geringerer Gelenkdruck erzielt wird als bei der Lage der Gelenke in der Mittelloffnung dicht neben den Säulen. Das Stegblech wird meist in gleicher Höhe über alle Öffnungen geführt (Abb. 362), doch sind auch Anordnungen nach den Abb. 363, 364 und 365 gebräuchlich. Maßgebend für die Wahl einer dieser Trägerarten sind die Ansichten

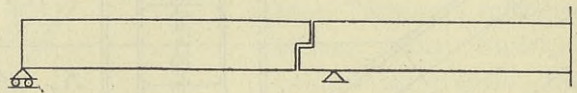


Abb. 362.

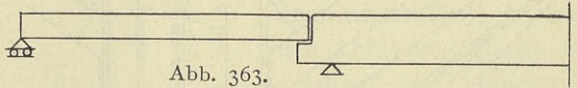


Abb. 363.

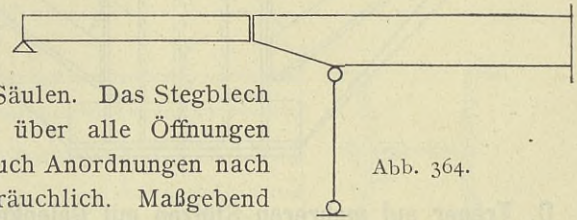


Abb. 364.

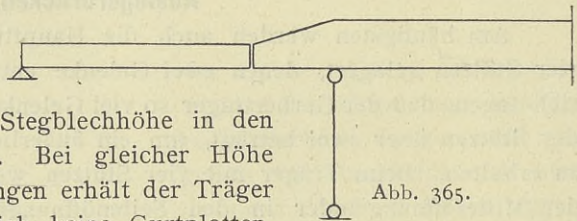


Abb. 365.

über das äußere Aussehen. Eine große Materialersparnis läßt sich durch Verringerung der Stegblechhöhe in den Seitenöffnungen nicht erzielen. Bei gleicher Höhe der Stegbleche in allen Öffnungen erhält der Träger in der Seitenöffnung gewöhnlich keine Gurtplatten.

Als Stegblechhöhe wird zweckmäßig $\frac{1}{10}$ der Stützweite der Mittelloffnung gewählt. Die Ausbildung des Trägers weist mit Ausnahme der Gelenke keine Abweichungen von der Gestaltung eines vollwandigen Trägers auf zwei Stützen auf. Über die Durchbildung der Gelenke ist im Abschnitt XII die Rede.

Gegliederte Gerber-Träger.

Bei den gegliederten Gerber-Trägern tritt mehr als beim vollwandigen Träger das Bestreben hervor, durch eine günstige Lage der Gelenke eine möglichst große Materialersparnis zu erzielen. Negative Auflagerkräfte nimmt man dabei mit in Kauf. Sie lassen sich allerdings auch hier dadurch vermeiden, daß man die ständige Belastung der einzelnen Trägerteile durch entsprechende Ausbildung der Fahrbahn verschieden groß macht. Z. B. kann man

bei dem in Abb. 366 dargestellten Träger den Teil *AB* der Fahrbahn mit Steinpflaster, den übrigen Teil mit Holzpflaster herstellen und hierdurch das

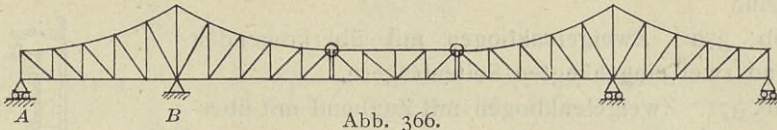


Abb. 366.

Eigengewicht so verteilen, daß auch die Verkehrslasten keinen negativen Auflagerdruck bei *A* hervorrufen können. Jedoch stehen diesem Verfahren deshalb Bedenken entgegen, weil bei späterer Erneuerung der Fahrbahn in Unkenntnis des früheren Zweckes die schwerere Fahrbahndecke durch eine leichtere ersetzt und damit der Bestand der Brücke in Frage gestellt werden kann. Natürlich wird durch das erhöhte Eigengewicht auch der Materialaufwand vermehrt und so auch der Vorteil der Billigkeit der Gerber-Träger gegenüber einfachen Balken über die einzelnen Öffnungen aufgehoben. Überhaupt lassen sich bei kleineren und mittleren Stützweiten durch den Gerber-Träger keine erheblichen Ersparnisse gegenüber einfachen Balken über die einzelnen Öffnungen erzielen. Die

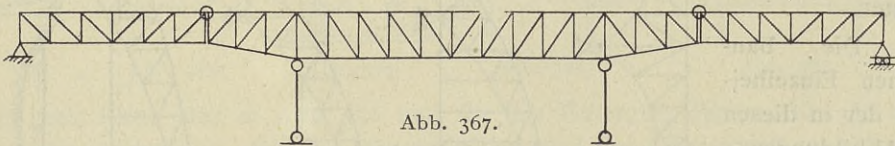


Abb. 367.

Gelenke werden bei vier Stützen in den Seitenöffnungen oder in der Mittelöffnung angeordnet. Im allgemeinen legt man die Gelenke für den Fall, daß die Mittelöffnung größer als jede der Seitenöffnungen ist, in die Mittelöffnung. Ein gutes Verhältnis der Stützweite des eingehängten Trägers zur Stützweite der Mittelöffnung ist 0,4.

Für den Gerber-Träger läßt sich stets ein gutes Aussehen erzielen. Es empfiehlt sich, mit den Gelenken nicht Versteck zu spielen, sondern sie klar

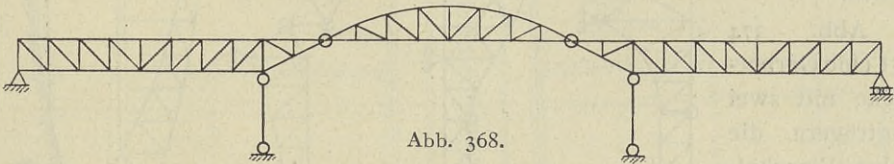


Abb. 368.

in die Erscheinung treten zu lassen. Die Abb. 366 bis 369 geben einige gute Beispiele dieser Träger.

Die günstigsten Werte für die Höhe des Schwebeträgers sind dieselben wie für den einfachen Balken, wobei die Stützweite dieses Trägers von Auf-

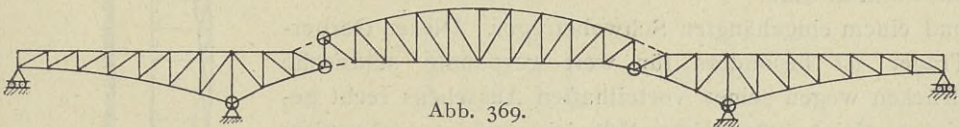


Abb. 369.

lagerpunkt zu Auflagerpunkt zu rechnen ist. Die Höhe des Kragträgers kann etwas niedriger als für den einfachen Balken gehalten werden. In Bezug auf die bauliche Ausbildung bieten die Träger mit Ausnahme der Gelenkgestaltung keine Besonderheiten. Die Gelenke werden später behandelt werden.

Nach der Art der Gerber-Träger werden auch innerlich statisch unbestimmte Träger angeordnet, von denen in den Abb. 370 bis 373 einige Beispiele dargestellt sind.

Abb. 370. Zweigelenbogen mit überkragenden Enden und zwei eingehängten Seitenträgern.

Abb. 371. Zweigelenbogen mit Zugband mit überkragenden Enden und zwei eingehängten Seitenträgern.

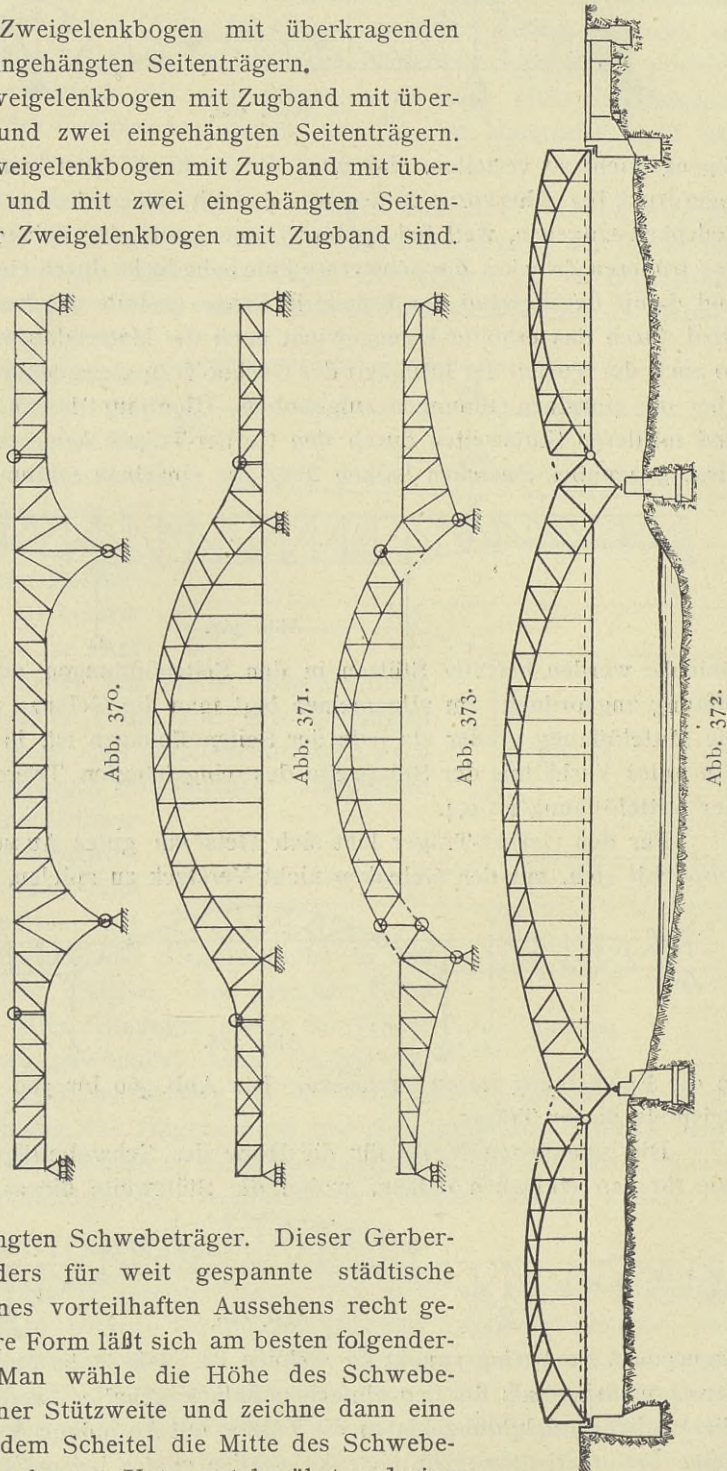
Abb. 372. Zweigelenbogen mit Zugband mit überkragenden Enden und mit zwei eingehängten Seitenträgern, die wieder Zweigelenbogen mit Zugband sind.

Abb. 373. Zwei seitliche Kragträger stützen den als Zweigelenbogen mit Zugband ausgebildeten Schwebeträger.

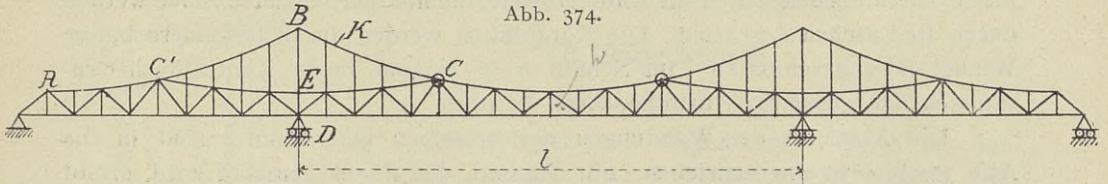
Die baulichen Einzelheiten der in diesen Abbildungen wiedergegebenen Bogenträger sind aus der Abhandlung über die Ausbildung der Bogenträger zu ersehen.

Abb. 374 zeigt eine Gerberbrücke mit zwei Kragträgern, die infolge Einschaltung je einer Kette *K* innerlich einfach statisch unbestimmt sind,

und einem eingehängten Schwebeträger. Dieser Gerberträger ist besonders für weit gespannte städtische Brücken wegen seines vorteilhaften Aussehens recht geeignet. Seine äußere Form läßt sich am besten folgendermaßen festlegen. Man wähle die Höhe des Schwebeträgers $h = \frac{1}{10}$ seiner Stützweite und zeichne dann eine Parabel, die mit dem Scheitel die Mitte des Schwebeträgers in der Höhe h vom Untergurt berührt und eine

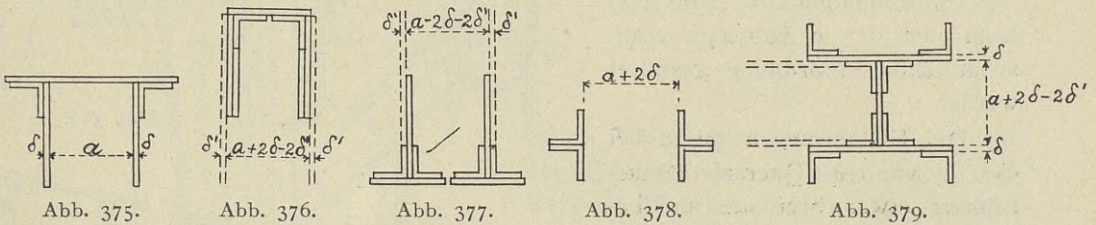


Pfeilhöhe $f = \frac{1}{7} - \frac{1}{8}$ der Stützweite l (siehe Abb. 374) hat. AB ist das Spiegelbild der Hälfte dieser Parabel. Alsdann lege man durch den Gelenkpunkt C



und sein Spiegelbild C' eine weitere Parabel, deren Pfeilhöhe dadurch festgelegt wird, daß sie über der Mittelstütze dieselbe Höhe h abschneidet, die der Schwebeträger in der Mitte hat.

Für die Kette und den Obergurt des Kragträgers in dem Teil ohne Kette eignet sich der in der Abb. 375, für den Obergurt des Kragträgers in dem



Teil mit Kette der in Abb. 376 und für den Untergurt der in Abb. 377 dargestellte Querschnitt. Für die Hängestangen wird der Querschnitt in Abb. 378

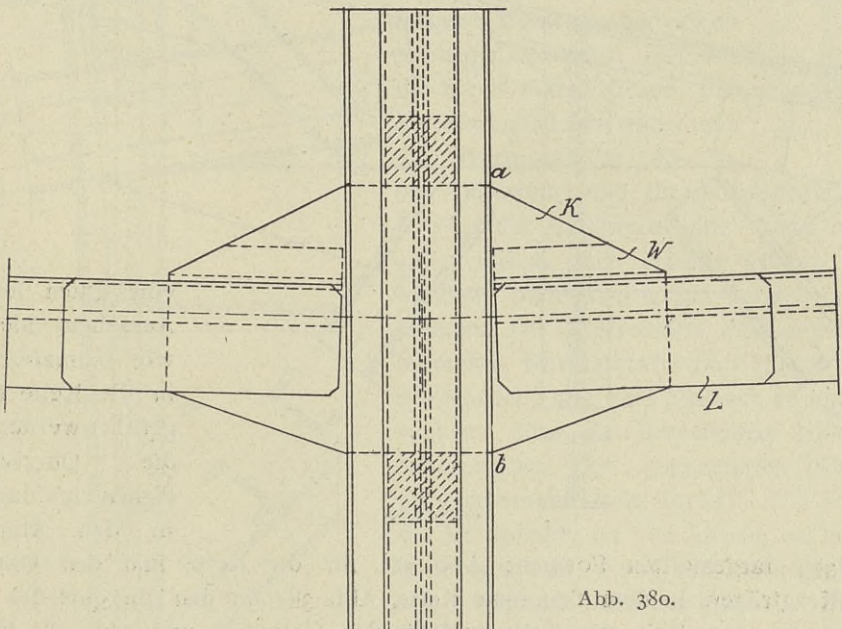


Abb. 380.

und für den Pfosten über dem Auflagerpunkt D der Querschnitt in Abb. 379 empfohlen.

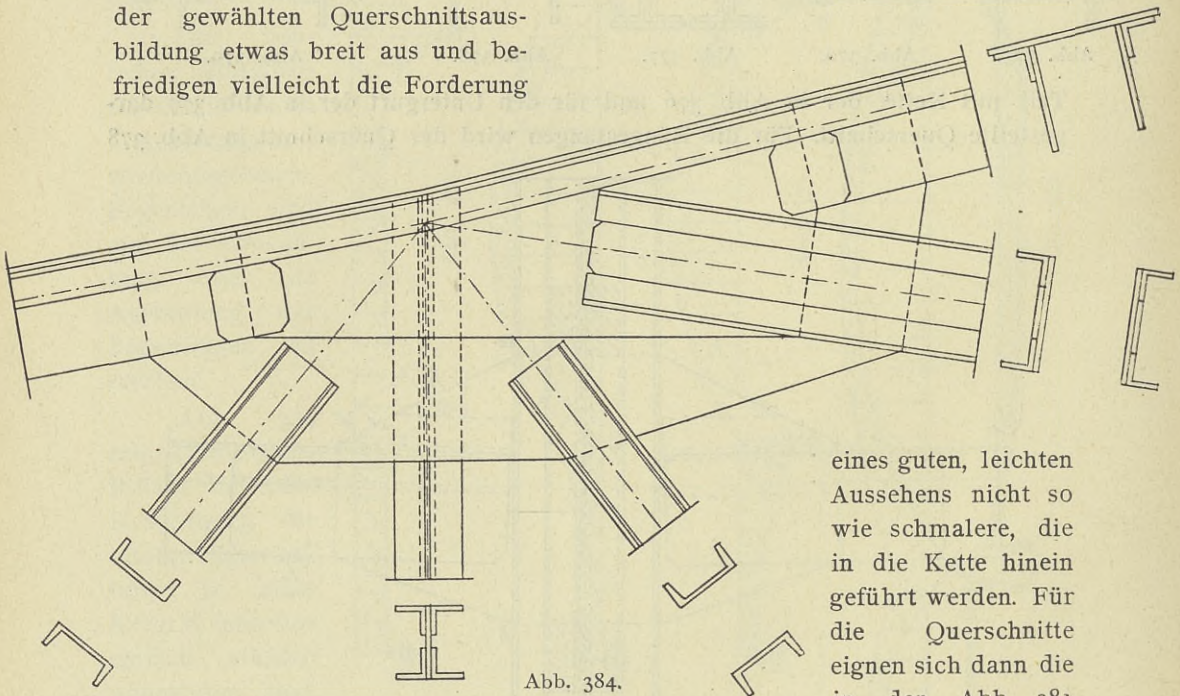
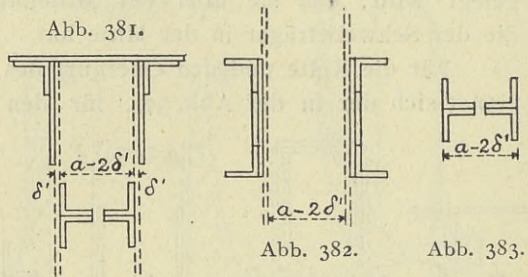
Der Punkt E (Abb. 374) kann folgendermaßen ausgebildet werden (Abb. 380). Die Knotenbleche K legen sich an die Innenseiten der Seitenbleche des Pfostens,

die inneren Winkel werden mit Keilfutter über sie geführt. Die Obergurtstäbe hören beiderseits auf und müssen voll angeschlossen werden. Sie stoßen mit ihren Seitenblechen gegen die Knotenbleche, die hier entstehenden Stöße werden durch die Laschen *L* gedeckt. Die Kopfplatten werden durch besondere innere Winkel *W* angeschlossen. Im Schnitt *a—b* müssen beide Knotenbleche zusammen den gesamten Gurtquerschnitt besitzen.

Die Abstände der Wandungen der einzelnen Querschnitte sind in die Abb. 375 bis 379 eingeschrieben. Für den Fall, daß $\delta = \delta'$ gemacht wird, ergibt sich eine sehr einfache, der in der Abb. 358 dargestellten sehr ähnliche Ausbildung der Spitze der Kette. Die Knotenbleche treten an die Stelle der Stegbleche der Kette und der seitlichen Bleche des Pfostens.

Der Knotenpunkt *C'* (Abb. 374) kann nach der in Abb. 440 veranschaulichten Anordnung gestaltet werden.

Die Hängestangen fallen bei der gewählten Querschnittsaus- bildung etwas breit aus und be- friedigen vielleicht die Forderung



eines guten, leichten Aussehens nicht so wie schmalere, die in die Kette hinein geführt werden. Für die Querschnitte eignen sich dann die in den Abb 381

bis 383 dargestellten Formen: Abb. 381 für die Kette und den Obergurt des Kragträgers in dem Teil ohne Kette, Abb. 382 für den Obergurt des Kragträgers in dem Teil mit Kette und für den Untergurt und Abb. 383 für die Hängestangen.

Der Punkt *C'* wird dann zweckmäßig in der in Abb. 384 veranschaulichten Weise ausgebildet. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung klar zu ersehen. Häufig wird auch die Kette bis an das Trägerende geführt. In diesem Falle

müssen Kette und Obergurt zur Erzielung eines guten Aussehens ineinander geschaltet werden. In Abb. 384 A ist eine derartige Ausführung dargestellt.

D. Bogenbrücken.

1. Vollwandige Bogenträger.

Die vollwandigen Bogenträger liegen in der Regel unter der Fahrbahn (Abb. 385). Sie werden mit zwei oder drei Gelenken ausgebildet und nach einer Parabel oder

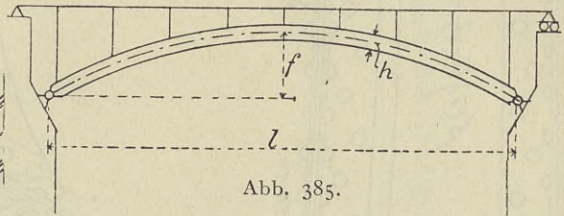


Abb. 385.

einem Kreisbogen geformt. Soweit es die Stützweite und die Belastung zuläßt, werden die Querschnitte der Hauptträger einwandig gestaltet (Abb. 386).

Die Höhe des Stegbleches wird entsprechend den geringeren Momenten bedeutend niedriger gewählt, als für die Blechbalkenbrücken. Für Eisenbahnbrücken wählt man die Stegblechhöhe $h = 1/40$

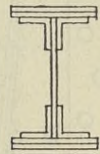
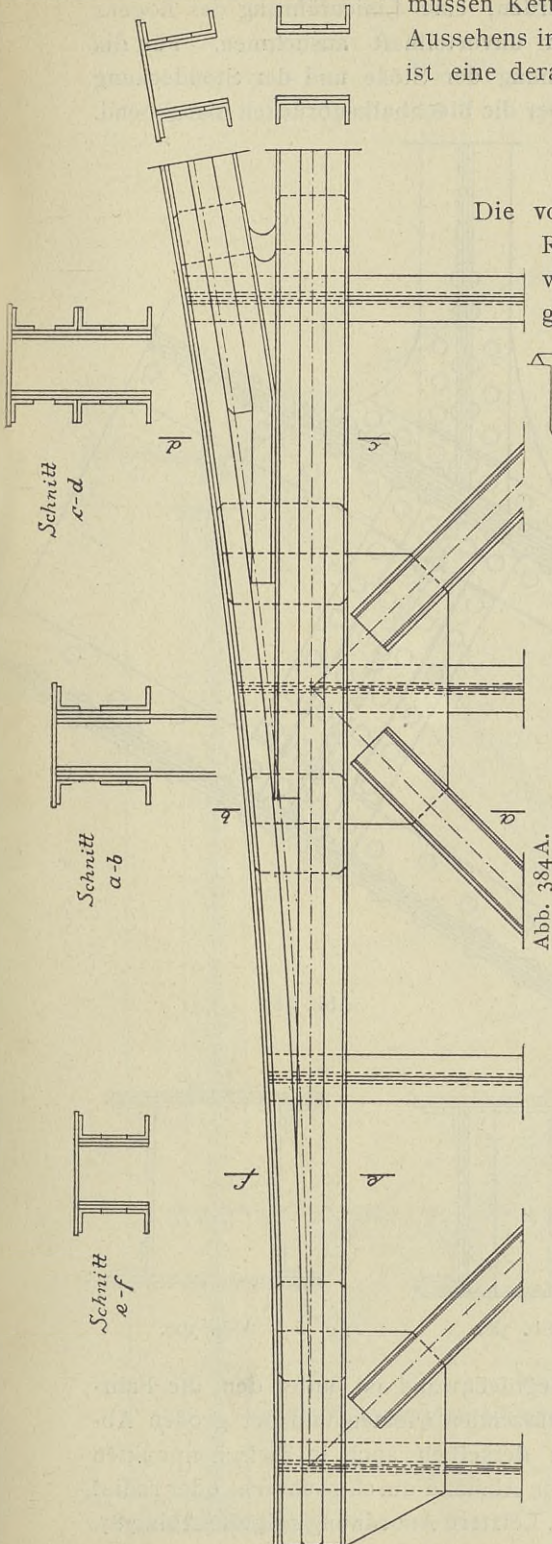


Abb. 386.

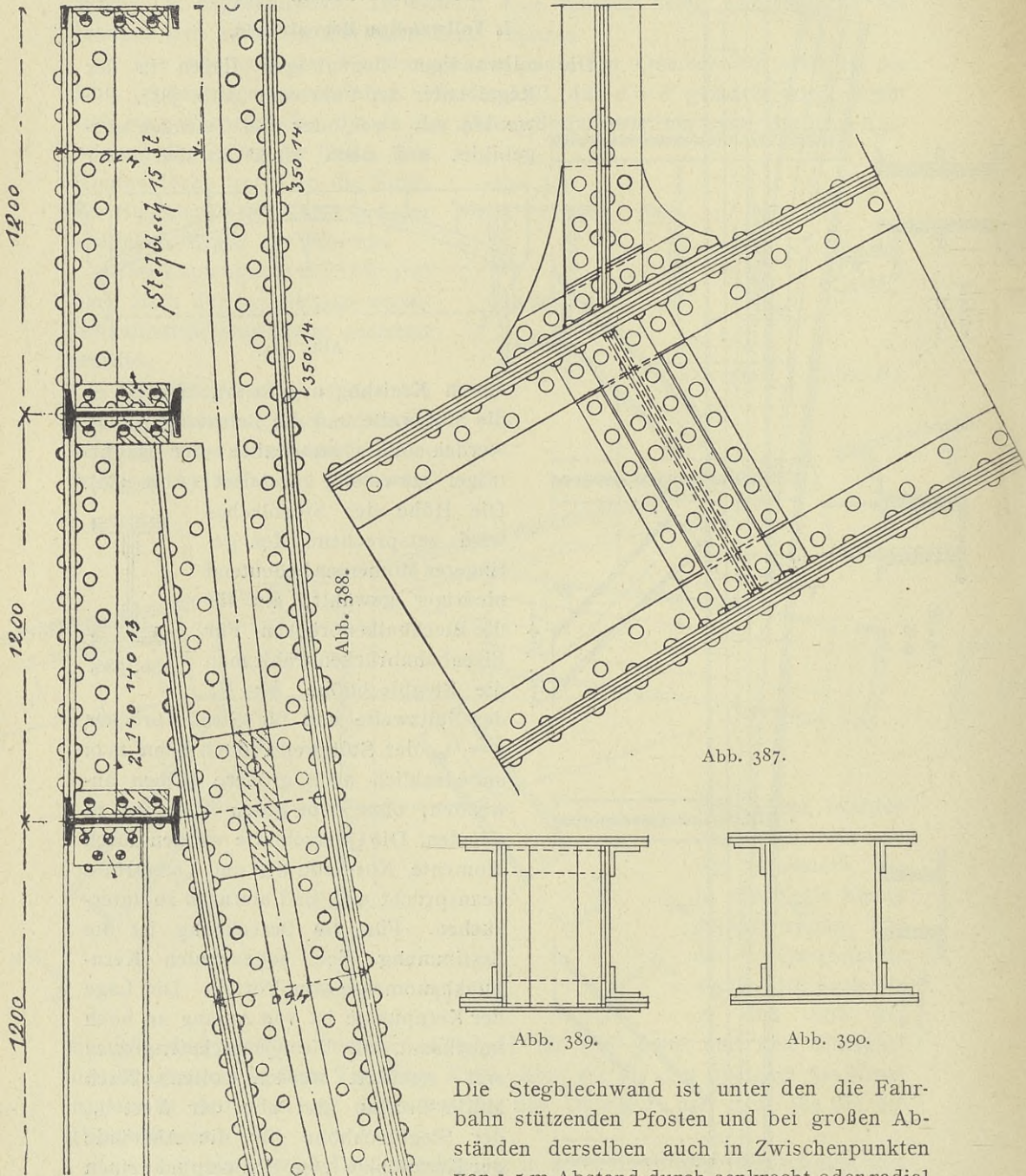
der Stützweite und für Straßenbrücken $h = 1/60$ der Stützweite, doch kann man unbedenklich auch größere Höhen anwenden, ohne dem guten Aussehen zu schaden. Die Querschnitte werden durch Momente, Normalkräfte und Querkräfte beansprucht und sind hiernach zu untersuchen. Für die Berechnung ist die Bestimmung der sogenannten Kernpunktsmomente von Vorteil. Die Lage der Kernpunkte ist von Anfang an noch unbekannt, da die Querschnittsgrößen erst ermittelt werden sollen. Nach Müller-Breslau gibt aber der Wert $5/12$ der Stegblechhöhe für die Abstände der Kernpunkte vom Schwerpunkt einen guten Anhalt für die Rechnung. Die Stegbleche müssen für die vollwandi-



$h = 1/40$

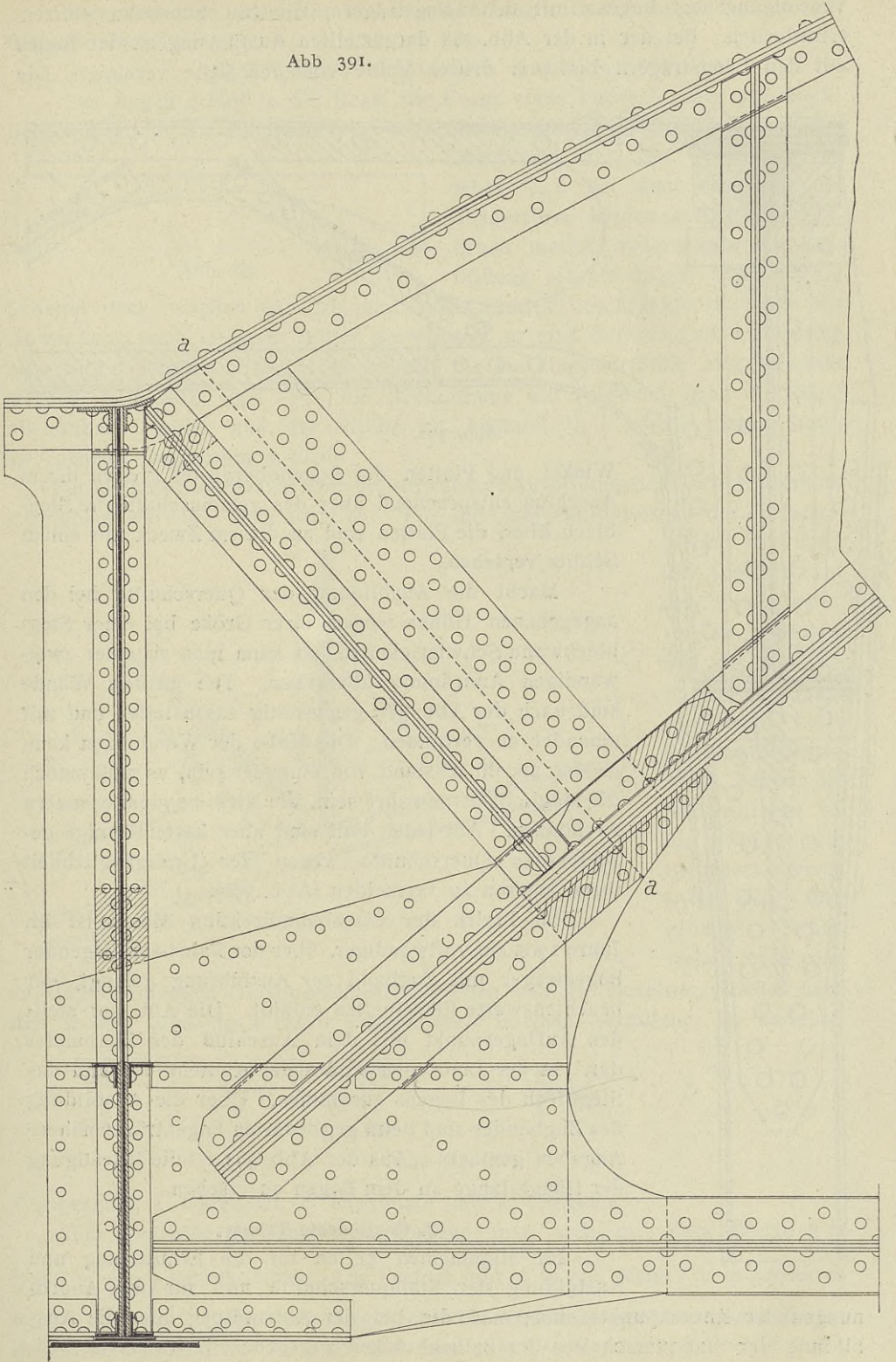
$5/12 h$

gen Bogenträger gebogen hergestellt werden; eine Linienführung des Bogens nach einzelnen Sehnen würde sich sehr unvorteilhaft ausnehmen. Für die Einzelheiten der Nietteilung, der Anordnung der Stöße und der Stoßdeckung sind die Angaben in der Abhandlung über die Blechbalkenbrücken maßgebend.



gestellte Winkel oder **I**-Eisen auszusteiern. Letztere Anordnung zeigt die Abb. 387. Bei sehr beschränkter Bauhöhe ist sehr oft im Scheitel des Bogens eine

Abb 391.



Vereinigung des Bogens mit den Längsträgern, die die Fahrbahn stützen, erforderlich. Bei der in der Abb. 388 dargestellten Ausführung ist der Bogen mit den Längsträgern bis zum dritten Felde von der Mitte vereinigt. Die

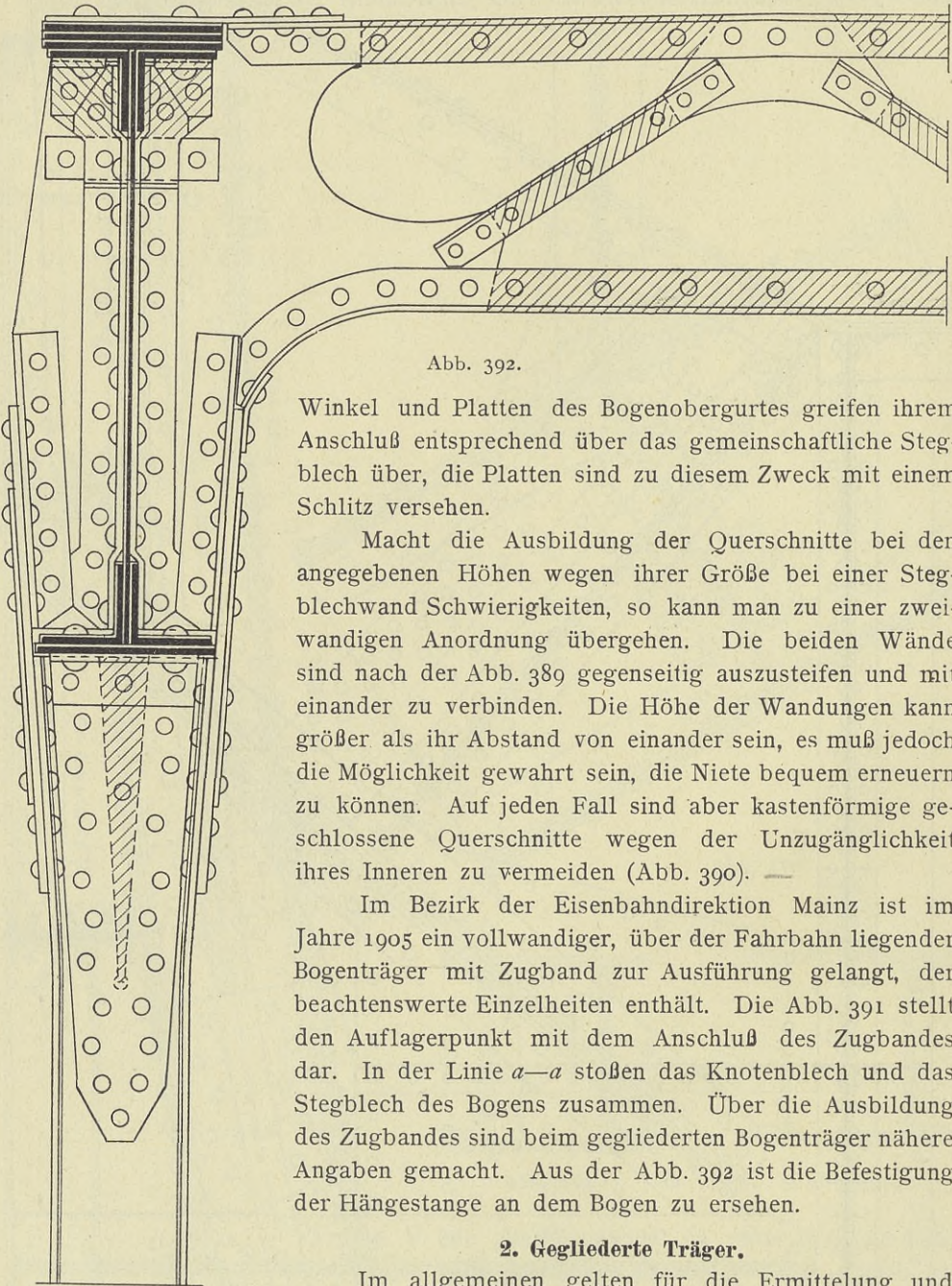


Abb. 392.

Winkel und Platten des Bogenobergurtes greifen ihrem Anschluß entsprechend über das gemeinschaftliche Stegblech über, die Platten sind zu diesem Zweck mit einem Schlitz versehen.

Macht die Ausbildung der Querschnitte bei den angegebenen Höhen wegen ihrer Größe bei einer Stegblechwand Schwierigkeiten, so kann man zu einer zweiwandigen Anordnung übergehen. Die beiden Wände sind nach der Abb. 389 gegenseitig auszusteifen und mit einander zu verbinden. Die Höhe der Wandungen kann größer als ihr Abstand von einander sein, es muß jedoch die Möglichkeit gewahrt sein, die Niete bequem erneuern zu können. Auf jeden Fall sind aber kastenförmige geschlossene Querschnitte wegen der Unzugänglichkeit ihres Inneren zu vermeiden (Abb. 390). —

Im Bezirk der Eisenbahndirektion Mainz ist im Jahre 1905 ein vollwandiger, über der Fahrbahn liegender Bogenträger mit Zugband zur Ausführung gelangt, der beachtenswerte Einzelheiten enthält. Die Abb. 391 stellt den Auflagerpunkt mit dem Anschluß des Zugbandes dar. In der Linie *a—*a** stoßen das Knotenblech und das Stegblech des Bogens zusammen. Über die Ausbildung des Zugbandes sind beim gegliederten Bogenträger nähere Angaben gemacht. Aus der Abb. 392 ist die Befestigung der Hängestange an dem Bogen zu ersehen.

2. Gegliederte Träger.

Im allgemeinen gelten für die Ermittlung und Ausbildung der Stabquerschnitte und für die Anordnungen der Knotenpunkte sinngemäß die bei der Abhandlung über die Ausbildung der Stabquerschnitte der Balkenbrücken angegebenen Grundsätze.

Besonderheiten sollen für die einzelnen Trägerarten im folgenden getrennt behandelt werden.

a) Bogenzwickelträger. (Abb. 393).

Der Bogen erhält in der Regel die Form einer Parabel. Der gebräuchlichste Wert für die Pfeilhöhe ist $f = 1/7 l$, für die Höhe h im Scheitel schwanken

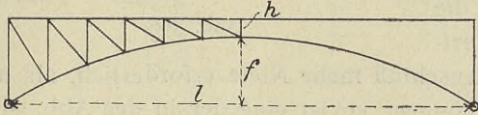


Abb. 393.

die Werte sehr, der beste Wert ist wohl $1/25 l$, bei dem einerseits die Trägerform keinen gedrückten Eindruck macht, andererseits die Ausbildung stabförmiger Glieder am

h = 1/25 l

Scheitel noch möglich ist. Ist man aus Gründen beschränkter Bauhöhe zur Anwendung noch kleinerer Höhen gezwungen, so muß der Scheitel vollwandig ausgebildet werden. Die Höhe h kann bis auf eine Gurthöhe eingeschränkt werden (siehe Abb. 399). Für die Bestimmung der Feldweite kann die Regel als Anhalt dienen, daß die Strebe im Abstand $1/4 l$ vom Auflager unter 45° geneigt angenommen wird.

Für kleinere Stützweiten kann die einwandige Ausbildung der Gurtquerschnitte empfohlen werden. Sieh Seite 101. Für die Querschnittsformen der Füllungsglieder sind dann

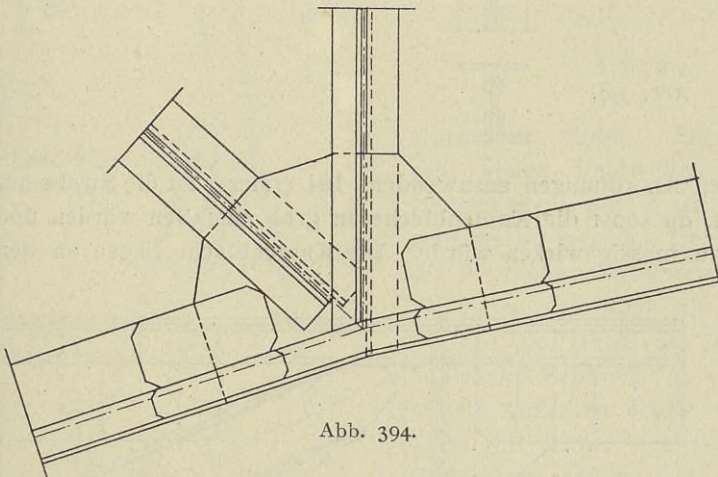


Abb. 394.

die Angaben auf den Seiten 105 u. 106 zu beachten. Für die Knotenpunkte eignet sich in diesem Falle die Ausbildungsweise, bei der die Knotenbleche an die Stelle der Stegbleche treten (Abb. 394). Für größere Stützweiten wird man

zu doppelwandigen Gurtquerschnitten greifen und die einzelnen Glieder nach den in den Abb. 395 a bis d angegebenen Formen gestalten. Es bedeutet

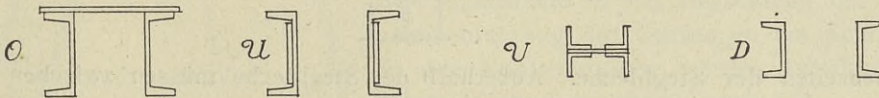


Abb. 395.

O Obergurt, U Untergurt, D Diagonale und V Vertikale.

Für die Höhe der Gurtungen bemühe man sich, mit dem Werte $h = \frac{2}{3} \left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ auszukommen. Die Formel gibt h in cm, wenn l in m gemessen wird. Für den Abstand der Stegbleche bei zweiwandigen Gurtquerschnitten geben die Formeln auf Seite 98 auch hier gute Werte.

In der Nähe des Scheitels wird man in der Regel bei einer sehr schrägen Lage der Streben die Knotenbleche an den Knotenpunkten vermeiden und die Füllungsglieder unmittelbar an die Gurtwandungen bei entsprechender Ausbildung der Gurtquerschnitte anschließen können (siehe Abb. 399). Hierzu eignen sich die in den Abb. 396 a und b angegebenen Gurtquerschnitte gut. Sind jedoch zum Anschluß mehr Niete erforderlich, als in der Gurtwand untergebracht werden können, so ist eine der in den Abb. 397

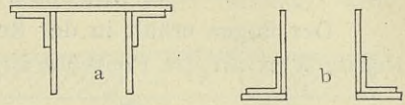


Abb. 396.

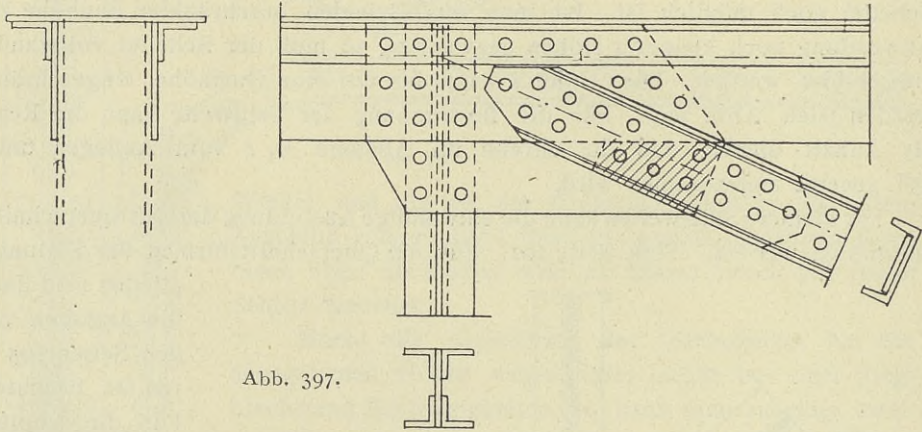


Abb. 397.

und 398 dargestellten Anordnungen anzuwenden. Bei ersterer ist die Strebe auf die Gurtung geführt, da sonst die Knotenbleche zu groß ausfallen würden und somit der Träger zu massiv wirken würde. Die Knotenbleche liegen an den

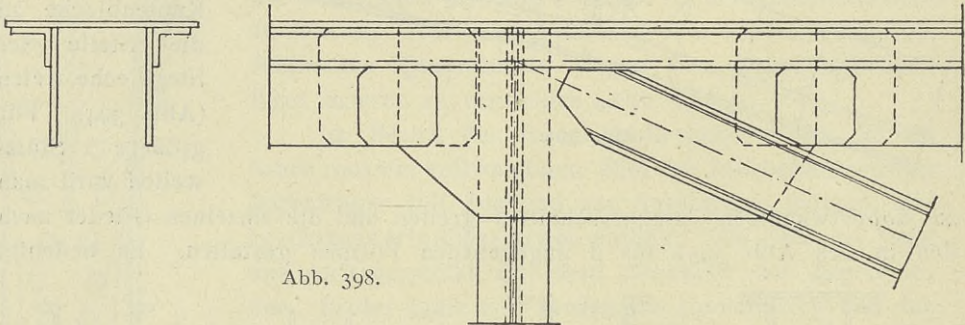


Abb. 398.

Innenseiten der Stegbleche. Außerhalb der Stegbleche müssen zwischen die **U**-Eisen der Strebe und die Knotenbleche Futter eingefügt werden, die zur Vermeidung einer Biegungsbeanspruchung in den Nieten zweckmäßig an der Strebe noch besonders angeschlossen werden.

Die Abb. 399 zeigt den Scheitel eines Bogenzwickelträgers bei sehr beschränkter Bauhöhe. Hierbei darf bei zweiwandiger Gestaltung der Gurtquerschnitte der Untergurt nicht eine Form nach Abb. 400, sondern muß die Form nach Abb. 396b erhalten da im Scheitel sonst ein kastenförmiger Querschnitt (Abb. 401) entsteht, dessen Niete nicht erneuert werden können.

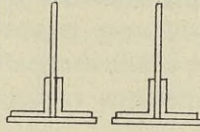


Abb. 400.

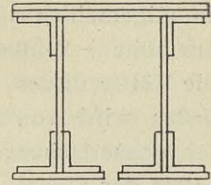


Abb. 401.

b) Sichelbogenträger (Abb. 402).

Diese Bogenform findet wegen ihres sehr günstigen Aussehens vielfach Verwendung. Beide Gurtungen werden in der Regel nach einer Parabel geformt. Für die Wahl der Feldweiten ist das äußere Ansehen und die Rücksicht maßgebend, daß die Endstreben nicht zu spitze Winkel mit den

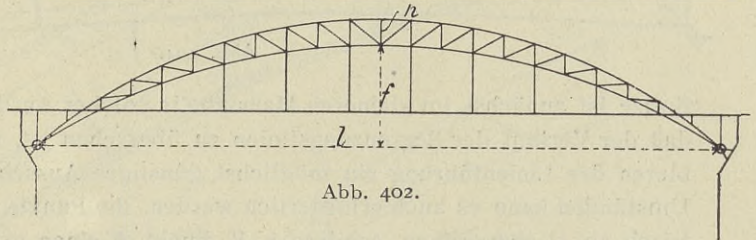


Abb. 402.

Gurtungen bilden. Ergeben sich hiernach sehr kleine Feldweiten, so brauchen die Hängestangen nur in jedem zweiten Feld angeordnet zu werden. Der günstigste Wert für die Pfeilhöhe des unteren Bogens ist $= \frac{1}{7} l$. Es finden sich aber die Werte von $\frac{1}{4} l$ bis $\frac{1}{15} l$. Die Höhe des Bogens im Scheitel schwankt zwischen $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{40} l$. Das günstigste Aussehen erhält man wohl bei $\frac{1}{25} l$. Über die Höhe der Gurte gilt das beim Zwickelbogenträger Gesagte. Mit Vorteil wird auch hier der einwandige Gurtquerschnitt verwendet, er empfiehlt sich namentlich wegen der Einfachheit in der Ausbildung der Zusammenführung der Gurtungen am Scheitel. In den Knotenpunkten werden zweckmäßig Knotenbleche angeordnet (vergl. Abb. 394), da die Stegbleche des guten Aussehens wegen niedrig gehalten werden müssen, und infolgedessen für den unmittelbaren Anschluß der Füllungsglieder an den Stegblechen nicht die genügende Anzahl Niete untergebracht werden kann. Am Auflager werden die beiden Gurtungen möglichst spitz zusammengeführt.

$f = \frac{1}{25} l$

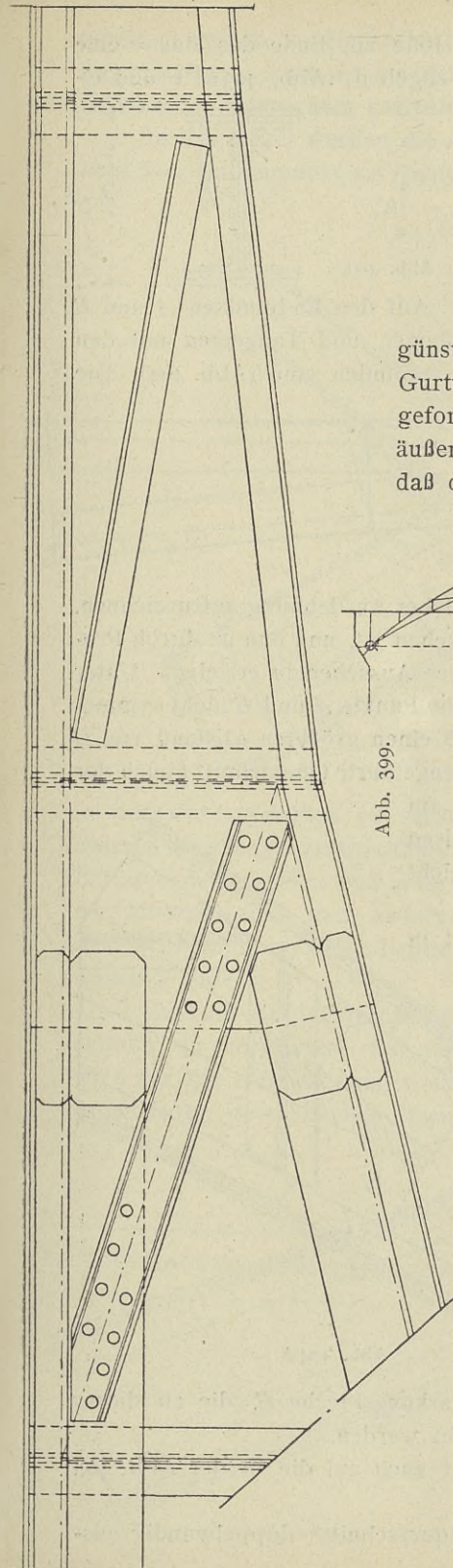
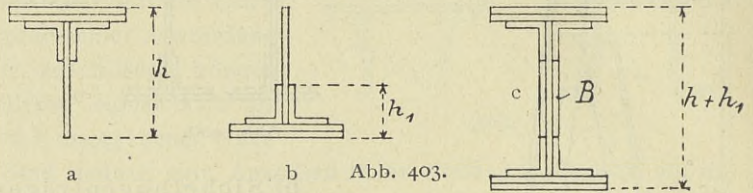


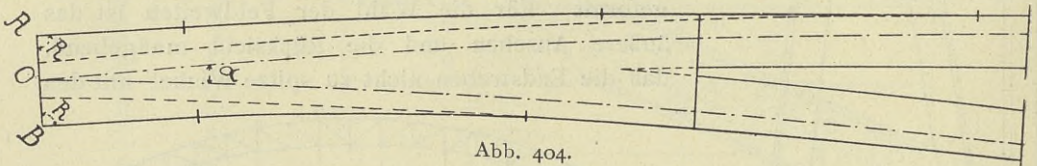
Abb. 399.

Im allgemeinen läßt sich als Anhalt für die Höhe am Ende das Maß = eine Gurthöhe + Winkel und Kopfplatten = $h + h_1$ angeben (Abb. 403a, b und c).

Die Hälfte dieses Maßes wird von der rechnerischen Spitze der Sichel rechtwinklig zur Halbierenden des



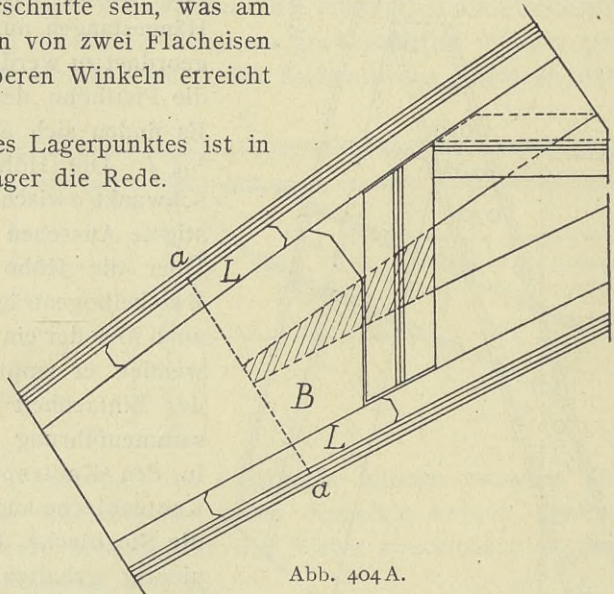
Winkels α nach beiden Seiten hin aufgetragen. Auf den Endpunkten A und B werden Senkrechte errichtet, die durch Kreisbogen und Tangenten mit den äußeren Begrenzungslinien der Gurtungen zu verbinden sind (Abb. 404). Die



Spitze ist zunächst im kleineren Maßstabe in solcher Ausdehnung aufzuzeichnen, daß der Verlauf der Begrenzungslinien zu übersehen ist, und nun ist durch Probieren der Linienführung ein möglichst günstiges Aussehen zu erzielen. Unter Umständen kann es auch erforderlich werden, die Punkte A und B nicht symmetrisch zu O anzuordnen, sondern z. B. Punkt B einen größeren Abstand von O zu geben als A . An der Spitze muß der zusammengeführte Querschnitt gleich der Summe der beiden Gurtquerschnitte sein, was am einfachsten durch Hinzufügen von zwei Flacheisen zwischen den unteren und oberen Winkeln erreicht wird.

Über die Ausbildung des Lagerpunktes ist in der Abhandlung über die Lager die Rede.

Der Übergang von der vollwandigen Ausbildung der Spitze zum Fachwerk wird zweckmäßig in der in der Abb 404A dargestellten Art und Weise ausgebildet. In der Linie $a-a$ stoßen die Stegbleche der beiden Gurtungen mit dem Stegbleche des einheitlichen Querschnittes zusammen. Die Deckung dieses Stoßes



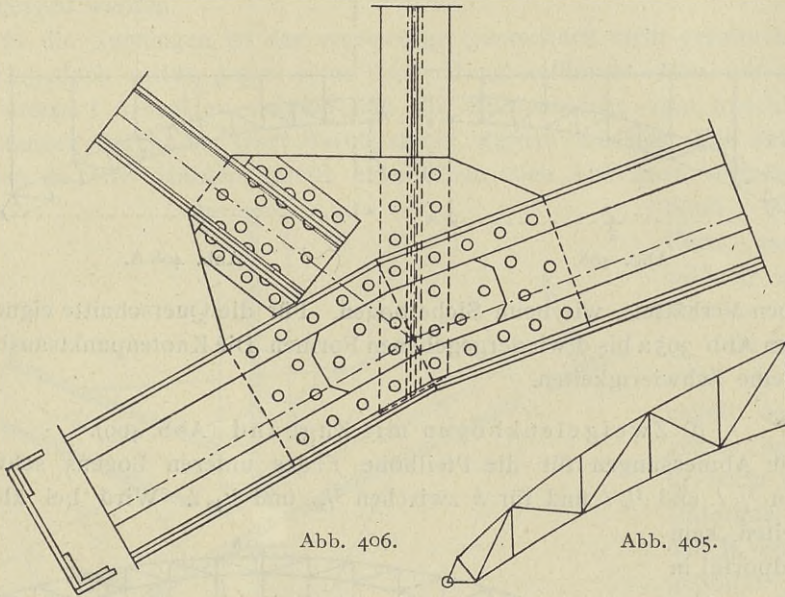
erfolgt durch Laschen L und durch die Verstärkungsbleche B , die an dieser Stelle noch nicht für den Querschnitt gebraucht werden.

Die Gurtungen werden am Auflagerpunkt auch auf die in der Abb. 405 dargestellte Weise zusammengeführt.

Sollen bei größeren Stützweiten die Gurtquerschnitte doppelwandig aus-

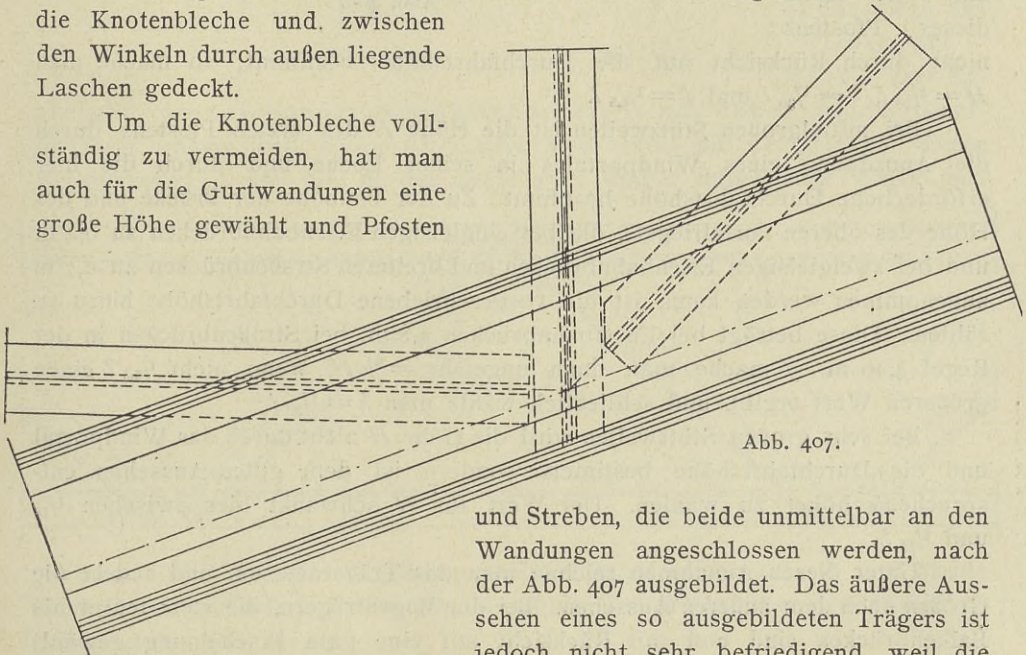
gebildet werden, so empfehlen sich dieselben Querschnitte wie beim Bogenzwickelträger. Auch ist bei der Querschnittsgestaltung darauf zu achten, daß sich an der Spitze kein kastenförmiger, geschlossener Querschnitt ergibt.

In der Regel werden die einzelnen Stäbe nicht gekrümmt, sondern geradlinig von Knotenpunkt zu Knotenpunkt ausgeführt. Die Stegbleche sind also



in den Knotenpunkten zu stoßen. In der Abb. 406 ist ein Knotenpunkt der unteren Gurtung veranschaulicht. Die Stegbleche sind in der Winkelhalbierenden gestoßen und in ihren unter den Winkeleisen liegenden Teilen durch die Knotenbleche und zwischen den Winkeln durch außen liegende Laschen gedeckt.

Um die Knotenbleche vollständig zu vermeiden, hat man auch für die Gurtwandungen eine große Höhe gewählt und Pfosten

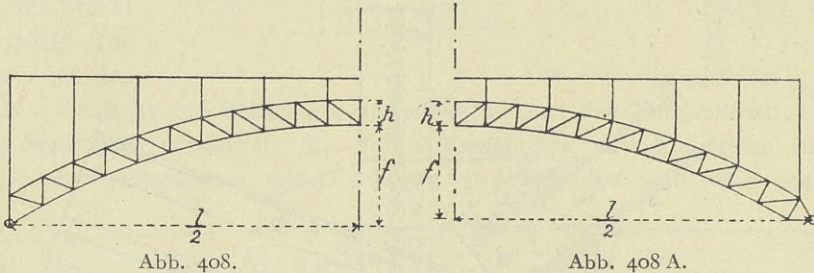


und Streben, die beide unmittelbar an den Wandungen angeschlossen werden, nach der Abb. 407 ausgebildet. Das äußere Aussehen eines so ausgebildeten Trägers ist jedoch nicht sehr befriedigend, weil die

Füllungsglieder keine vorspringenden Kanten besitzen und so ganz hinter den Gurtungen zurücktreten.

c) Bogenträger mit parallelen Gurtungen.

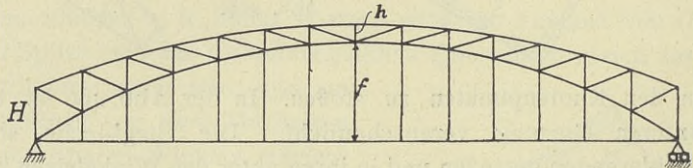
Die Bogenträger mit parallelen Gurtungen werden nach Abb. 408 und 408A ausgeführt. Die Pfeilhöhe f und Höhe h des Trägers steht zur Stützweite in



demselben Verhältnis, wie beim Sichelbogen. Für die Querschnitte eignen sich die in den Abb. 395 a bis d wiedergegebenen Formen. Die Knotenpunktsausbildung bietet keine Schwierigkeiten.

d) Zweigelenkbogen mit Zugband (Abb. 409).

Die Abmessungen für die Pfeilhöhe f des unteren Bogens schwanken zwischen $\frac{1}{5}l$ und $\frac{1}{8}l$ und für h zwischen $\frac{1}{20}l$ und $\frac{1}{40}l$. Wird bei kleineren Stützweiten kein Endwindportal in der Ebene des ersten Pfostens angeordnet, ist also die Höhe dieses Pfostens



nicht durch Rücksicht auf die Durchfahrtshöhe bestimmt, so mache man $H = \frac{1}{10}l$, $h = \frac{1}{30}l$ und $f = \frac{1}{6,5}l$.

Bei mittelgroßen Stützweiten ist die Höhe H des ersten Pfostens durch die Anordnung eines Windportales in seiner Ebene und durch die hier erforderliche Durchfahrtshöhe bestimmt. Zu der Bauhöhe der Brücke und der Höhe des oberen Portalriegels, die bei eingleisigen Eisenbahnbrücken zu 0,4 m und bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken und breiteren Straßenbrücken zu 0,7 m angenommen werden kann, ist die vorgeschriebene Durchfahrtshöhe hinzu zu zählen. Diese beträgt bei Eisenbahnbrücken 4,8 m, bei Straßenbrücken in der Regel 4,40 m. f mache man dann ungefähr $= \frac{3}{2}H$, wenn nicht $\frac{1}{6,5}l$ einen größeren Wert ergibt, und schließlich wähle man $h = \frac{1}{30}l$.

Bei sehr großen Stützweiten wird die Höhe H nicht durch das Windportal und die Durchfahrtshöhe bestimmt, sondern ist dem guten Aussehen entsprechend höher zu wählen. Der Wert für H schwankt hier zwischen $\frac{1}{10}l$ und $\frac{1}{15}l$.

Unter diesen Annahmen zeichne man das Trägernetz auf und ändere die Größen nach dem äußeren Aussehen. Bei den Bogenträgern, die stets teurer als Balkenbrücken sind und mit Rücksicht auf eine gute Erscheinung gewählt

werden, ist dies Verfahren gerechtfertigt, auch wenn die schließlich gewählte Linienführung erhöhte Kosten verursachen würde.

Für die Feldweiten ist wiederum das äußere Aussehen und die Rücksicht, daß die Streben am Scheitel nicht zu flach geneigt sein dürfen, maßgebend. Auch kann unter Umständen für die Anordnung der Hängestäbe ein Knotenpunkt überschlagen werden.

Für die Gurtungen ist der einwandige Querschnitt nicht gebräuchlich, es läßt sich jedoch nichts gegen seine Anwendung anführen. Man hat nur bei dem Untergurt darauf zu achten, daß die Knotenbleche zum Anschluß der Hängestangen durch den Gurt durchgeführt werden müssen. Die Fußplatten sind also in zwei Hälften geteilt anzuordnen (sich Abb. 410).

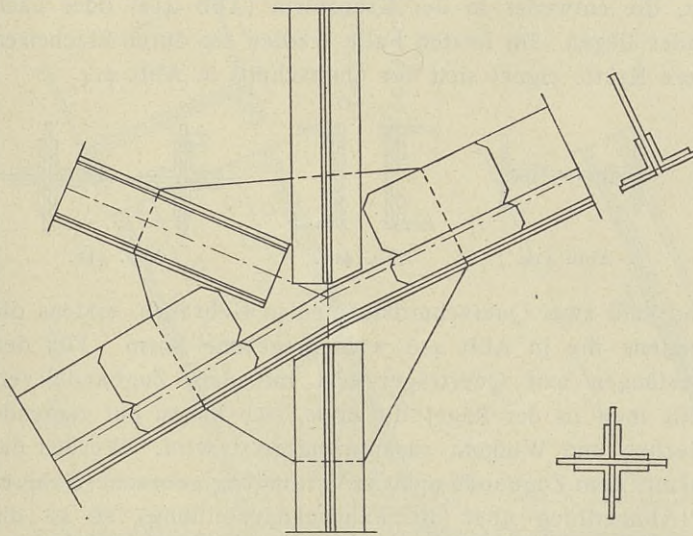


Abb. 410.

Abb. 411.

band ist eine Form, nach Abbildung 411 zu wählen.

In der Regel wird der Querschnitt des Obergurtes nach der Γ -Form und der Untergurt nach der Π -Form ausgebildet. Der Untergurt des Zweigelenkbogens erhält ebenso wie der Obergurt

Druck. Zur Er-

zielung ausreichender Knicksicherheit sind daher beide Gurt hälften unten und oben durch Winkeleisen zu vergittern. Diese Vergitterung ist auf die in den Abb. 231b und c dargestellte Weise aus-

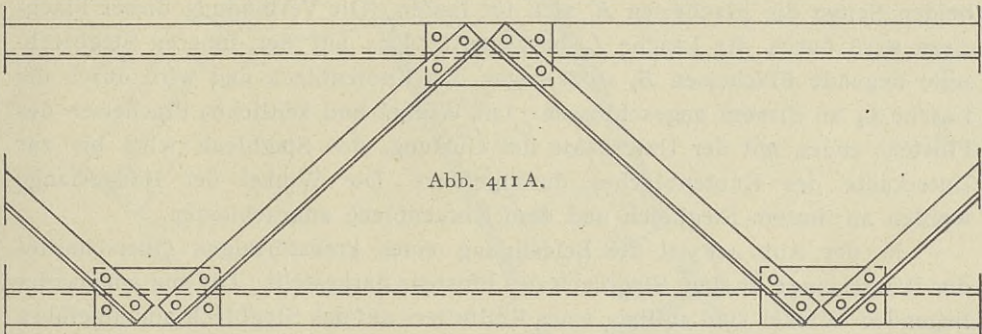


Abb. 411 A.

zubilden. Will man die Vergitterungswinkel unter 45° neigen, so sind kleine Knotenbleche erforderlich, um den Anschluß der Winkel mit zwei Nieten zu ermöglichen (Abb. 411 A).

Der Querschnitt des Untergurtes kann auch ähnlich dem des Obergurtes durch Anordnung einer Kopfplatte ausgebildet werden, die von den Knotenblechen des einen Knotenpunktes zu denen des anderen reicht und, falls sie als tragender Teil herangezogen werden soll, nach den auf Seite 134 für den Anschluß der Kopfplatten an die Auflagerknotenpunkte gegebenen Regeln anzuschließen ist. Für die Aussteifung des Obergurtes gelten dieselben Regeln wie bei den einfachen Balkenbrücken.

Für die Höhen der Gurte sind die Angaben auf Seite 155 maßgebend. Für die Pfosten eignet sich der III-E -Querschnitt und für die Streben neben diesem auch der II-C -Querschnitt. Die Hängestangen werden zweckmäßig aus vier Winkeln gebildet, die entweder in der Kreuzform (Abb. 412) oder nach Abb. 413 eng aneinander liegen. Im letzten Falle werden sie durch Flacheisen vergittert. Für größere Kräfte eignet sich der Querschnitt in Abb. 414.



Abb. 412.

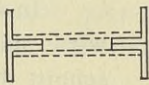


Abb. 413.

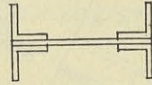


Abb. 414.

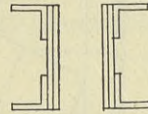


Abb. 415.

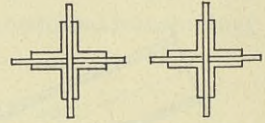


Abb. 416.

Für das Zugband sind zwei Querschnittsformen in Gebrauch, erstens die in Abb. 415 und zweitens die in Abb. 416 wiedergegebene Form. Für den Fall, daß die Hängestangen und Querträger fest mit dem Zugbande verbunden werden, wählt man in der Regel die erste, sich hierzu gut eignende Form, die aus Stegblechen und Winkeln zusammengesetzt wird. Werden dagegen die Zugstangen mit dem Zugbande nicht in Verbindung gebracht (Näheres siehe hierzu bei der Abhandlung über die Fahrbahnausbildung), so ist die zweite Querschnittsform gebräuchlich.

Abb. 417 zeigt einen Knotenpunkt der unteren Gurtung. Die Stegbleche der Gurtquerschnitte werden in der Linie $a-a$ gestoßen und, soweit sie von den Gurtwinkeln bedeckt sind, durch das Knotenblech, in dem nicht von den Winkeln bedeckten Teile dagegen durch die Lasche L_1 gedeckt, gegen die von beiden Seiten die Flacheisen B_1 sich tot laufen. Die Verbindung dieser Flacheisen wird durch die Lasche L_2 hergestellt. Das auf der inneren Stegblechseite liegende Flacheisen B_2 stößt gegen das Knotenblech und wird durch die Lasche L_3 an diesem angeschlossen. Die Winkel und seitlichen Flacheisen des Pfostens enden mit der Unterkante der Gurtung, das Stegblech wird bis zur Unterkante des Knotenbleches durchgeführt. Die Winkel der Hängestange werden an diesem Stegblech und dem Knotenblech angeschlossen.

In der Abb. 418 ist die Befestigung eines kreuzförmigen Querschnittes der Hängestange an dem Stegblech des Pfostens dargestellt. Die eng aneinander liegenden Winkel sind mittels eines Keifutters auf das Stegblech hinaufgeführt.

Häufig wird eine Drehungsmöglichkeit der Hängestangen um den Aufhängungspunkt aus Gründen, die bei der Abhandlung über die Durchbildung der Fahrbahn des Zweigelenkbogens mit Zugband erörtert werden, verlangt. Hierfür eignet sich folgende Anordnung (Abb. 419). Die Winkel der Hänge-

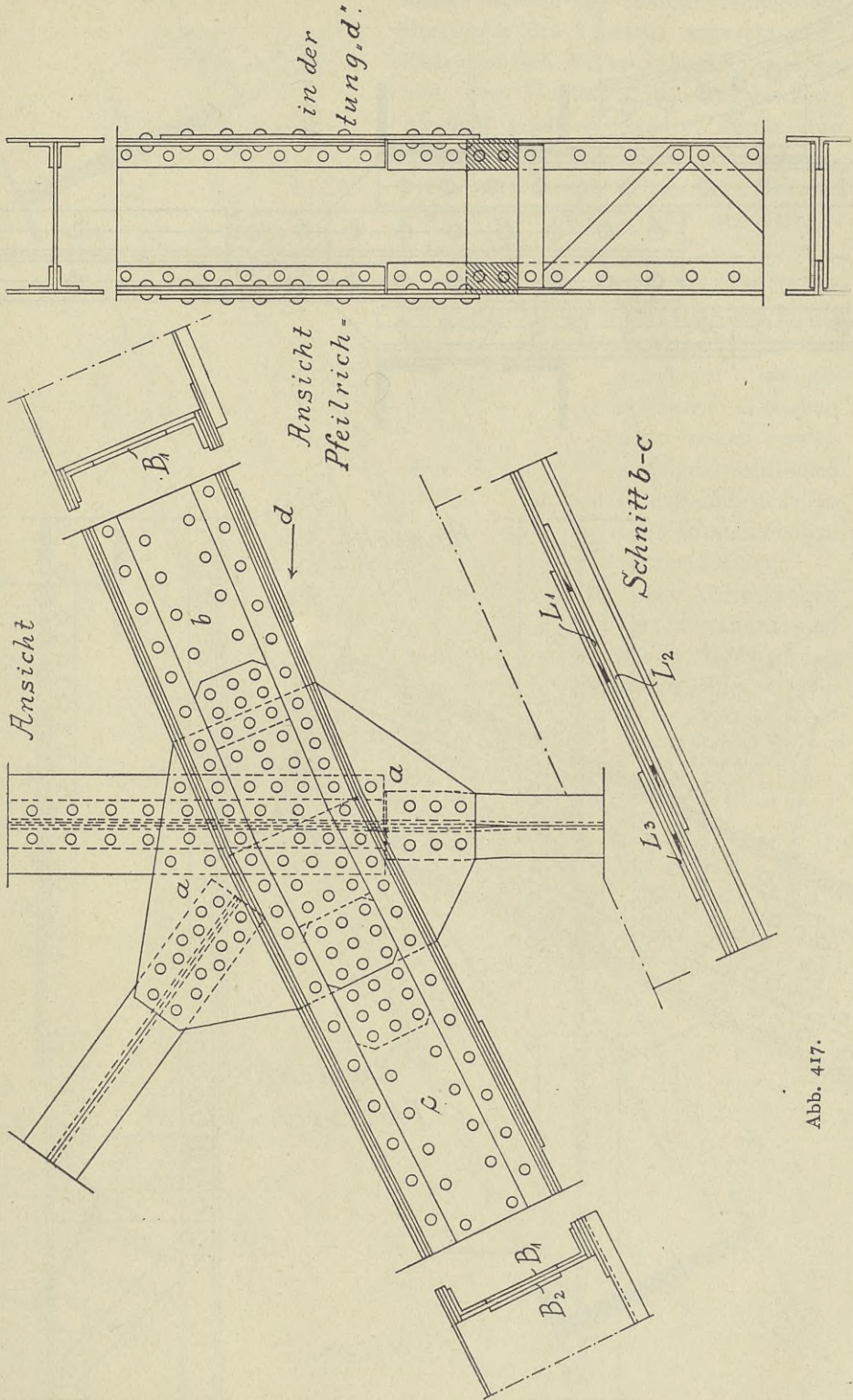
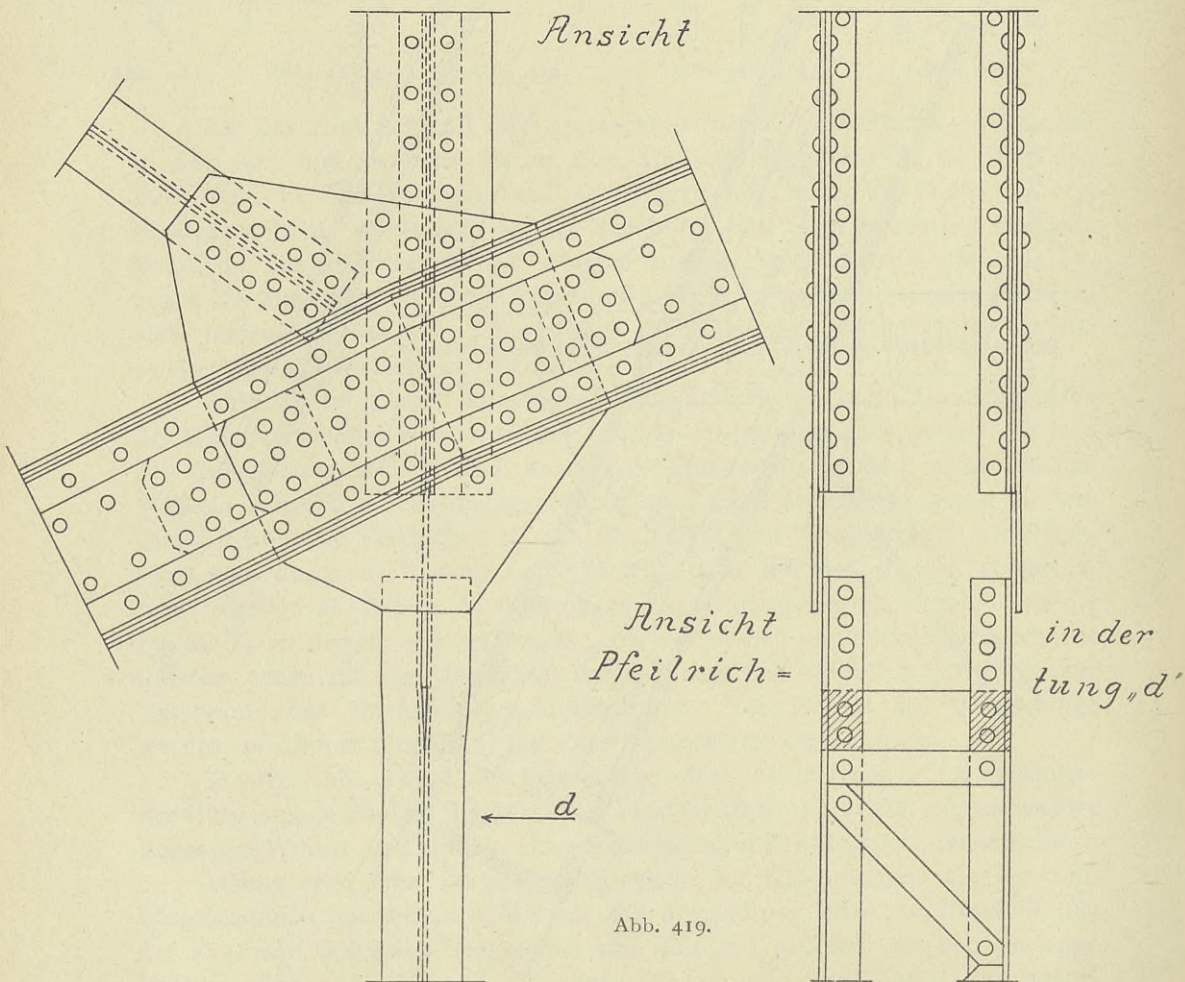
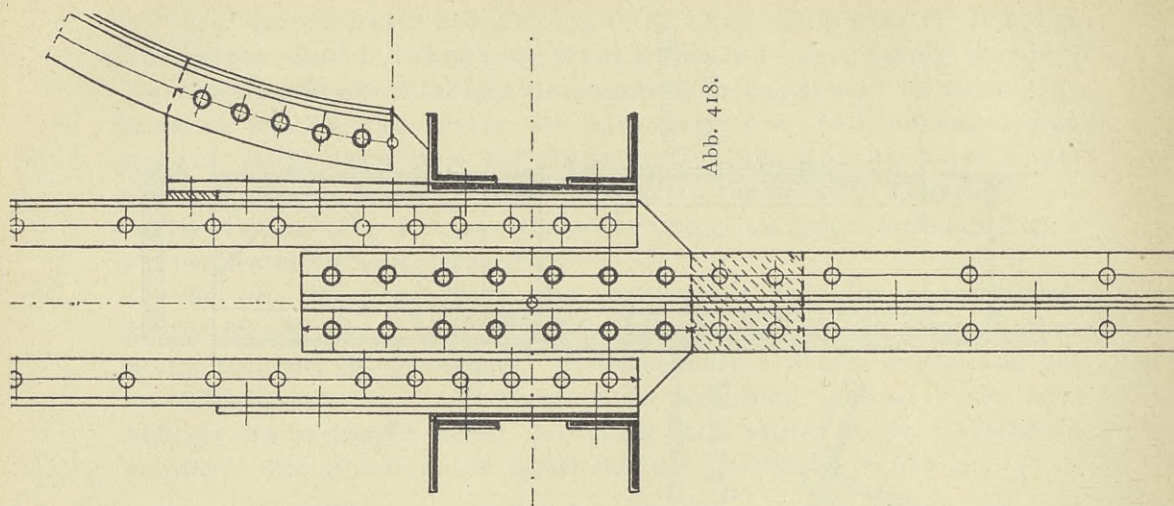


Abb. 417.



stange werden nur an dem verlängerten Stegblech des Pfostens angeschlossen. Zwischen den Winkeln der Hängestange und des Pfostens muß ein gewisser Abstand gelassen werden, damit eine Gelenkwirkung erzielt wird. Das Knotenblech wird nur so weit geführt, daß der obere Rand der Winkel der Hängestange verdeckt ist.

In Abb. 420 ist ein Untergürt-Knotenpunkt, der dem von der Firma Harkort aufgestellten Entwurf für den 122,56 m weitgespannten Überbau der neuen zweigleisigen, nördlichen Eisenbahnbrücke in Cöln entnommen ist, veranschaulicht.

Die Abmessungen der Querschnitte sind aus der Beschriftung zu ersehen. Die

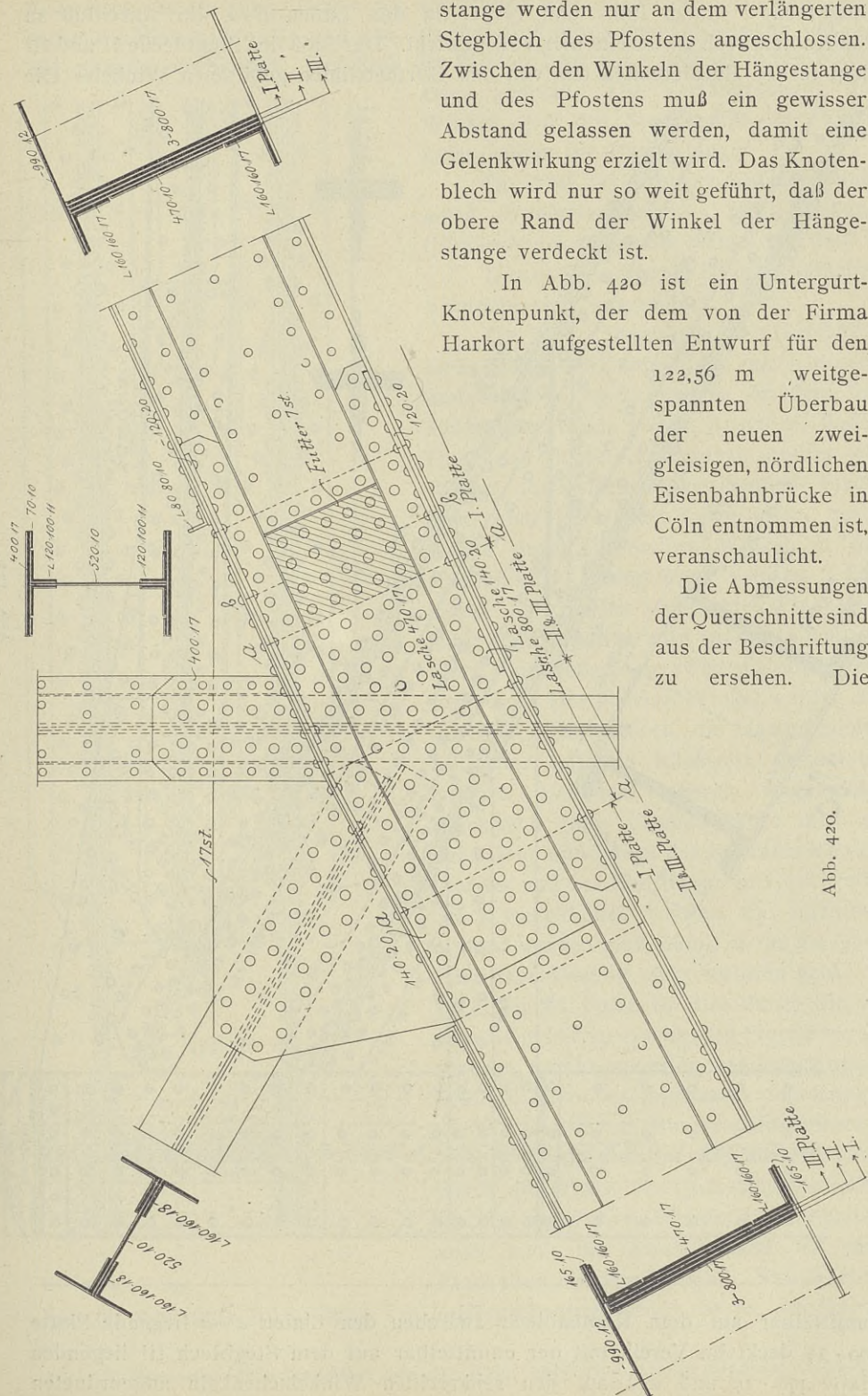


Abb. 420.

Stegbleche I enden links und rechts in den Linien $a-a$, ihr 'Anschluß an das Knotenblech ist bereits hier voll bewirkt. Der Stoß der Stegbleche II und III liegt in der Halbierenden des von den Gurtnetzlinien gebildeten Winkels. Die

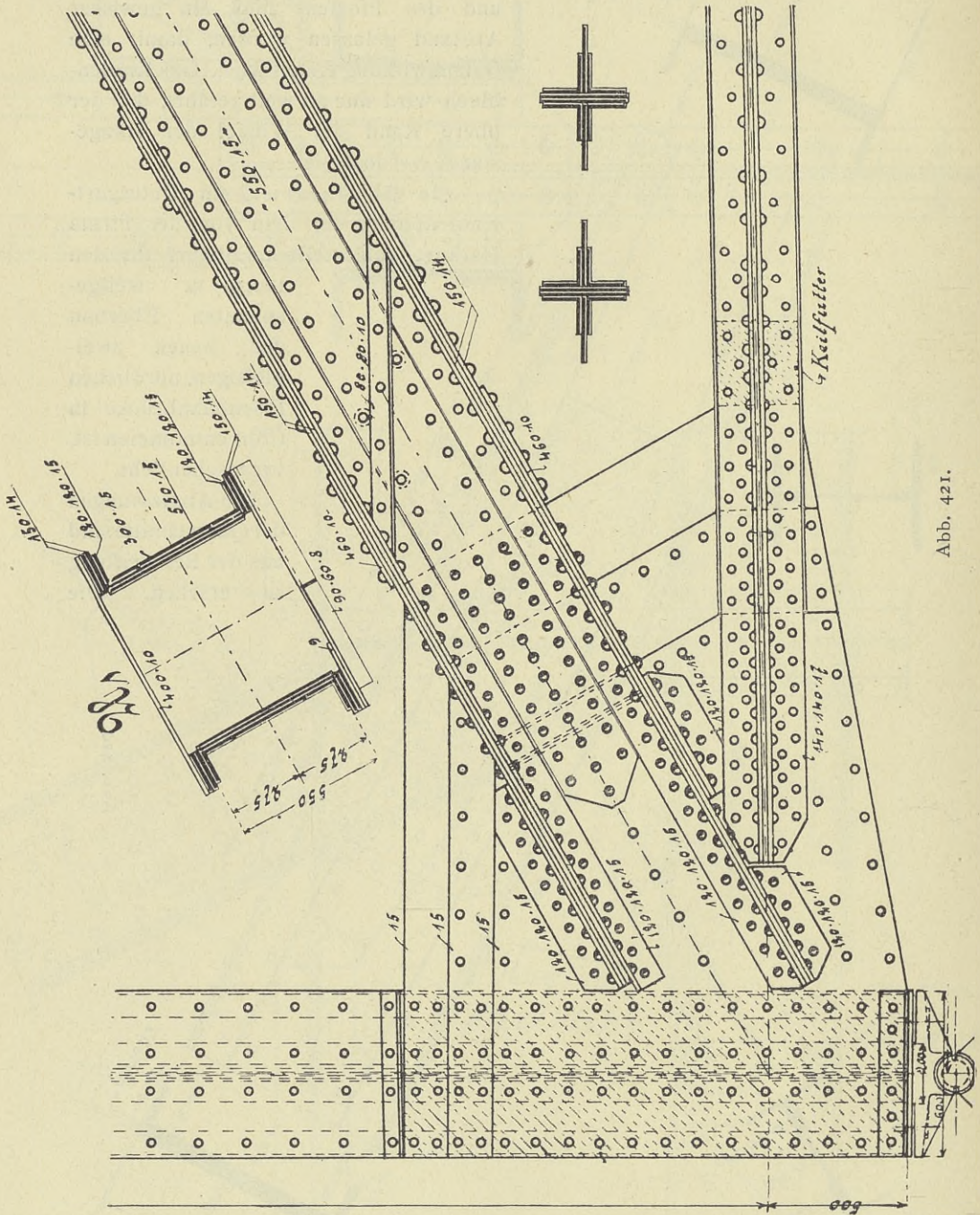
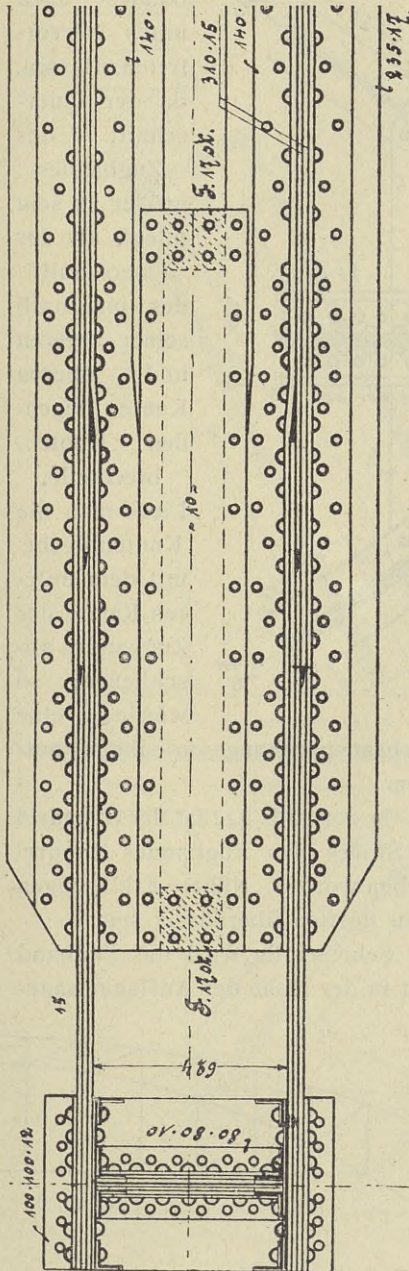


Abb. 421.

unmittelbar auf dem Knotenblech zwischen den Linien $a-a$ liegende Platte $800 \cdot 17$ deckt im Verein mit der unmittelbar auf dem Stegblech III liegenden Platte $470 \cdot 17$ und den auf den senkrechten Winkelschenkeln angeordneten

Flacheisen diesen Stoß. Gegen die Deckplatte 470 · 17 stoßen von links und rechts die Platten 470 · 17 und 470 · 10 und sind durch eine Decklasche 470 · 17 mit einander verbunden. Der Stoß der Winkel liegt bei *b* und ist durch Flacheisen gedeckt. Die Verlängerungen der Winkel und des Stegbleches der Vertikalen bilden die Hängestange.



Grundriß des Zugbandes.

Die Abb. 421 zeigt den Auflagerpunkt eines Zweigelenkbogens mit Zugband (Straßenbrücke über die Memel in Tilsit).*)

Dieser Knotenpunkt ist mit dreifachen Knotenblechen ausgebildet.

Das innere Stegblech jeder Gurthälfte ist an dem ersten Knotenblech angeschlossen und stößt gegen das zweite, an dem das äußere Stegblech seinen Anschluß findet. Über das dritte Knotenblech greifen die Winkel, das zwischen ihnen liegende Flacheisen und die kleinen Kopfplatten, deren Kräfte durch besondere Winkel in das Knotenblech übergeführt werden. Das innere der beiden senkrechten Flacheisen jeder Zugbandhälfte wird am ersten Knotenblech, das äußere am zweiten Knotenblech befestigt. Die äußeren Winkel werden auf das dritte Knotenblech, die inneren mittels Keilfutter auf die Rückseite des ersten geführt. Bei dem inneren wagerechten Flacheisen jeder Zugbandhälfte muß ein der Stärke und Länge des innersten Knotenbleches und des Keilfutters entsprechendes Stück weggehobelt werden, das irgendwie ergänzt werden muß, damit es für die Querschnittsbemessung nicht verloren geht. Im vorliegenden Falle ist dies durch die aus dem Grundriß zu ersehenden Flacheisen geschehen, welche außerdem den Zweck haben, beide Hälften des Zugbandes am Knotenpunkt zu verbinden. Der Anschluß der wagerechten Flacheisen des Zugbandes erfolgt durch die Winkel des Querschnittes selbst, die also außer ihren eigenen Anschlußnieten auch noch die Anschlußniete für diese Flacheisen erhalten müssen. Von Wichtigkeit für eine gute Ausbildung des Auflagerknotenpunktes ist es, die Knoten

*) Entworfen und ausgeführt von der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg (Schlesien).

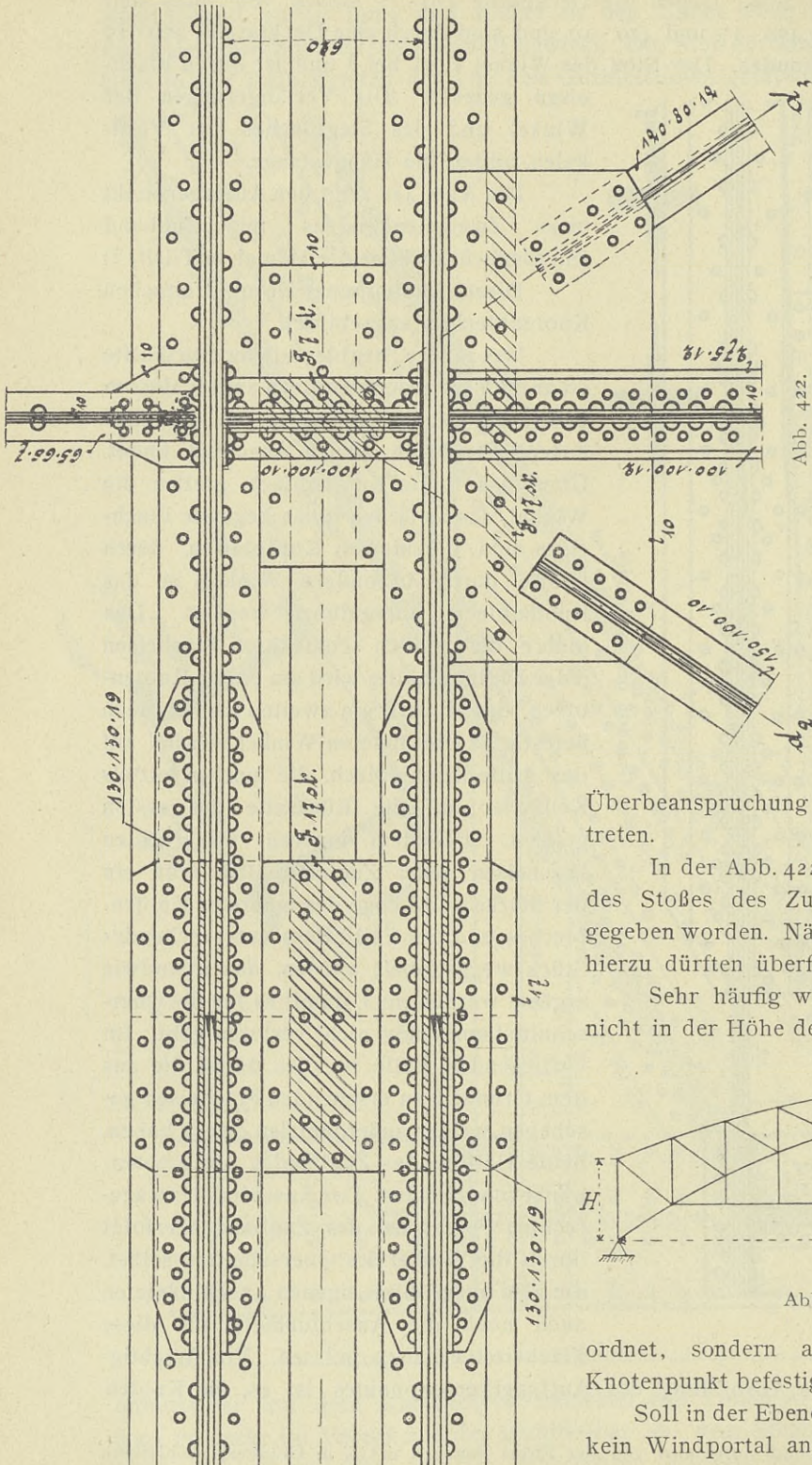


Abb. 422.

bleche über den unteren Rand des Zugbandes nach unten hervortreten zu lassen, da der Querschnitt des Zugbandes größer zu sein pflegt, als der Querschnitt der innerhalb seiner unteren und oberen Kante liegenden Knotenblechteile.

Ließe man die Knotenbleche mit dem unteren Rande des Zugbandes abschließen, so würde eine

Überbeanspruchung in ihnen auftreten.

In der Abb. 422 ist der Grundriß des Stoßes des Zugbandes wiedergegeben worden. Nähere Erklärungen hierzu dürften überflüssig sein.

Sehr häufig wird das Zugband nicht in der Höhe der Auflager ange-

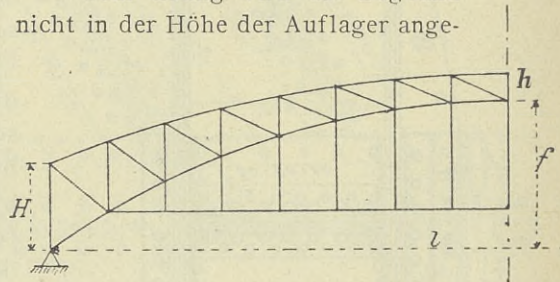
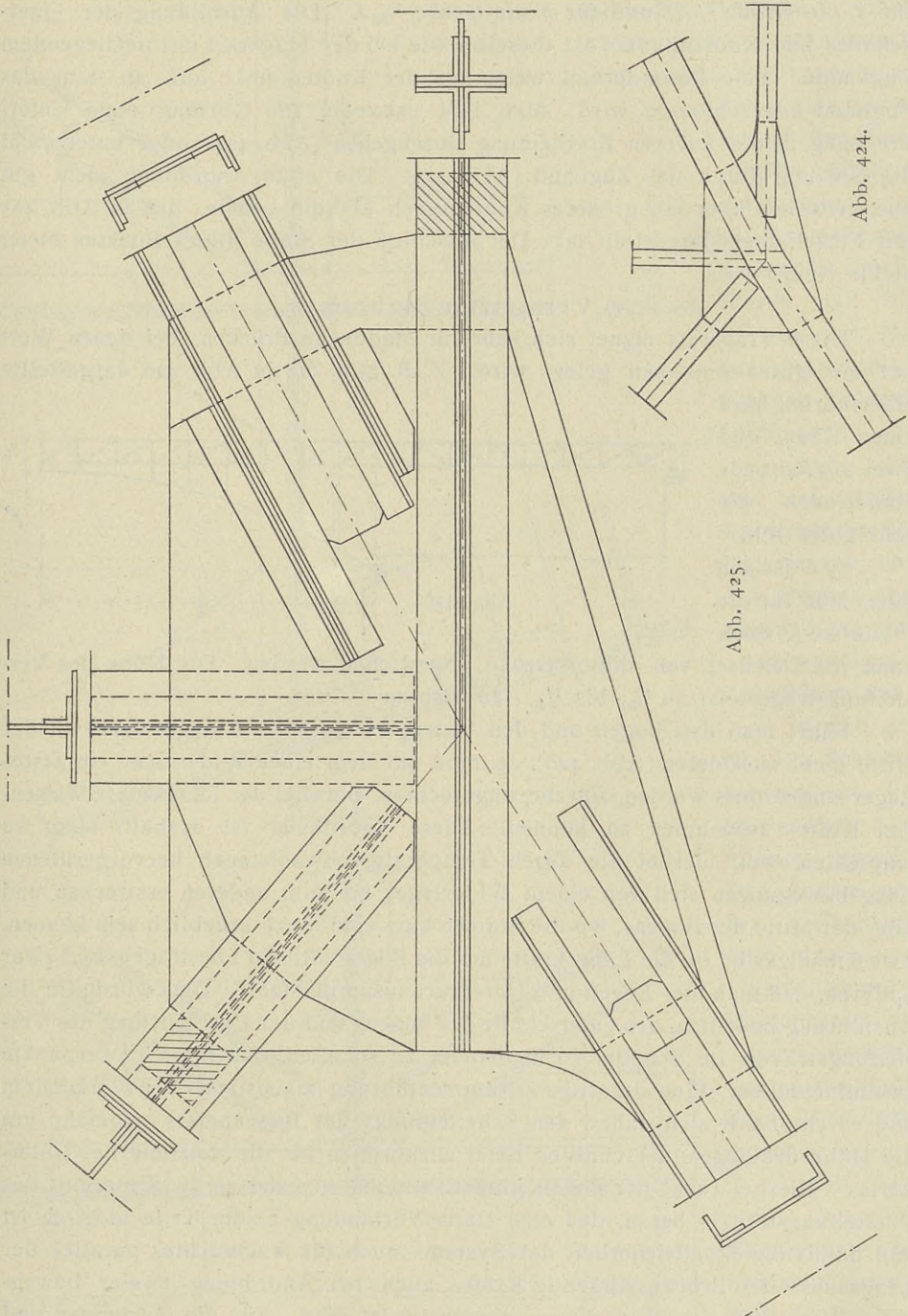


Abb. 423.

ordnet, sondern an dem zweiten Knotenpunkt befestigt (siehe Abb. 423).

Soll in der Ebene des Endpfostens kein Windportal angeordnet werden,

so mache man $H = \frac{3,5}{30} l$, $h = \frac{1}{30} l$ und $f = \frac{1}{6} l$, zeichne das Trägernetz hier-
nach auf und ändere diese Größen nach Rücksicht auf das äußere Aussehen ab.



Da diese Trägerform in der Regel nur für größere Stützweiten Anwendung findet, so ist auch die Anordnung eines Windportals notwendig, das allerdings

auch in die Ebene des vorletzten Pfostens gelegt werden kann, dessen Lage aber doch in der Ebene des letzten Pfostens bevorzugt wird. Hierdurch ist dann die Höhe H des Endpfostens bestimmt. Man wähle in diesem Falle für f die Größe $\frac{3}{2}H$ und für h die Größe $\frac{1}{30}l$. Die Ausbildung der Querschnitte und Knotenpunkte ist dieselbe wie bei der Trägerart mit tiefliegendem Zugbande. Eine Besonderheit weist nur der Knotenpunkt auf, an dem das Zugband angeschlossen wird. Man läßt entweder die Gurtung ohne Unterbrechung in der äußeren Erscheinung durchgehen (Abb. 424) oder unterbricht die Gurtung durch das Zugband (Abb. 425). Die erste Anordnung sieht gut aus, erfordert aber ein größeres Knotenblech als die zweite, die in Abb. 425 mit Einzelheiten dargestellt ist. Der Anschluß der Stäbe dieses Punktes bietet nichts Neues.

e) Versteifter Stabbogen.

Diese Trägerart eignet sich sehr für städtische Brücken, bei denen Wert auf ein gutes Aussehen gelegt wird. Z. B. gibt die in Abb. 426 dargestellte Überführung über einen Kanal und zwei angrenzende Uferstraßen ein sehr gutes Bild.

$\frac{1}{7}l$ ist ein gutes Maß für die Pfeilhöhe f , doch

kann nach Bedarf von dieser Größe abgewichen werden. Die Höhe des Versteifungsträgers ist zu $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{40}l$ zu wählen.

Führt man den Bogen und den Untergurt des Versteifungsträgers in der Mitte nicht zusammen (Abb. 426), so muß auf dem einen Widerlager ein festes Lager angeordnet werden, um die wagerechten, parallel der Längsachse wirkenden Kräfte aufnehmen zu können. Diese Anordnung ist deshalb nicht zu empfehlen, weil hierbei die durch Temperaturschwankungen hervorgerufenen Längsbewegungen sich von einem Widerlager bis zum anderen erstrecken und über der Mitte des Bogens, wo die Stützen kurz sind, noch erheblich sein können. Zweckmäßiger ist es, die Längskräfte auf die Bogenmitte zu übertragen, und zwar dadurch, daß man hier Bogen und Untergurt zusammenführt. Dies würde für die Ausführung bedeuten, den Querschnitt des Bogens und der Untergurtung des Versteifungsträgers im Scheitel so ineinander zu schalten, daß ihre Schwerpunkte zusammenfallen. Eine derartige Zusammenführung macht stets Schwierigkeiten und es empfiehlt sich daher, den Scheitelpunkt des Bogennetzes ungefähr um die Höhe des Bogenquerschnittes tiefer anzuordnen als die Netzlinie des Untergurtes. Hierbei rückt der Bogen immerhin noch so nahe an den Untergurt des Versteifungsträgers heran, daß eine starre Verbindung beider Teile möglich ist und damit die Standsicherheit des Systems auch für wagerechte, parallel der Längsachse der Brücke wirkende Kräfte auch bei Anordnung zweier beweglicher Lager auf den Widerlagern gewährleistet wird. Für die Gurtungen und auch für den Bogen bemühe man sich mit einer Höhe $h = \frac{2}{3} \left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ auszu-

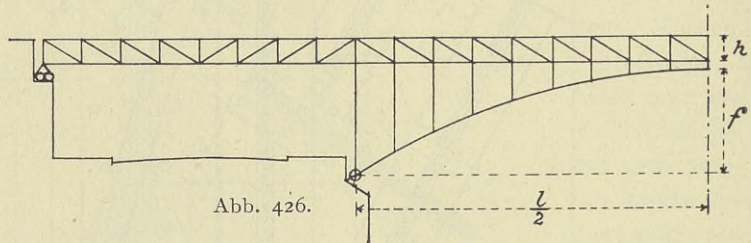


Abb. 426.

kommen (h in cm, l in m). Sowohl einwandige als auch zweiwandige Querschnittsformen eignen sich für die Gurtungen und den Bogen. Bei einwandiger

Gestaltung empfiehlt es sich, für den Untergurt einen zweiteiligen Querschnitt nach Abb. 410 zu wählen oder an

den Knotenpunkten in den Fußplatten Schlitze herzustellen, um die Knotenbleche nach unten durchzuführen und die Pfosten des Bogens gut anschließen zu können (Abb. 427).

Abb. 427 und 428 stellen Knotenpunkte des Untergurtes und des Bogens bei einwandiger und zweiwandiger Ausbildung dar

In Abb. 429 ist der Scheitelknotenpunkt bei einwandiger Ausbildung gezeigt. Der Bogen und der Untergurt sind durch ein gemeinsames Knotenblech zusammengefaßt, das an die Stelle der Stegbleche getreten ist

Abb. 430 stellt denselben Knotenpunkt bei zweiwandiger Gestaltung der Querschnitte dar. Das Knotenblech ver-

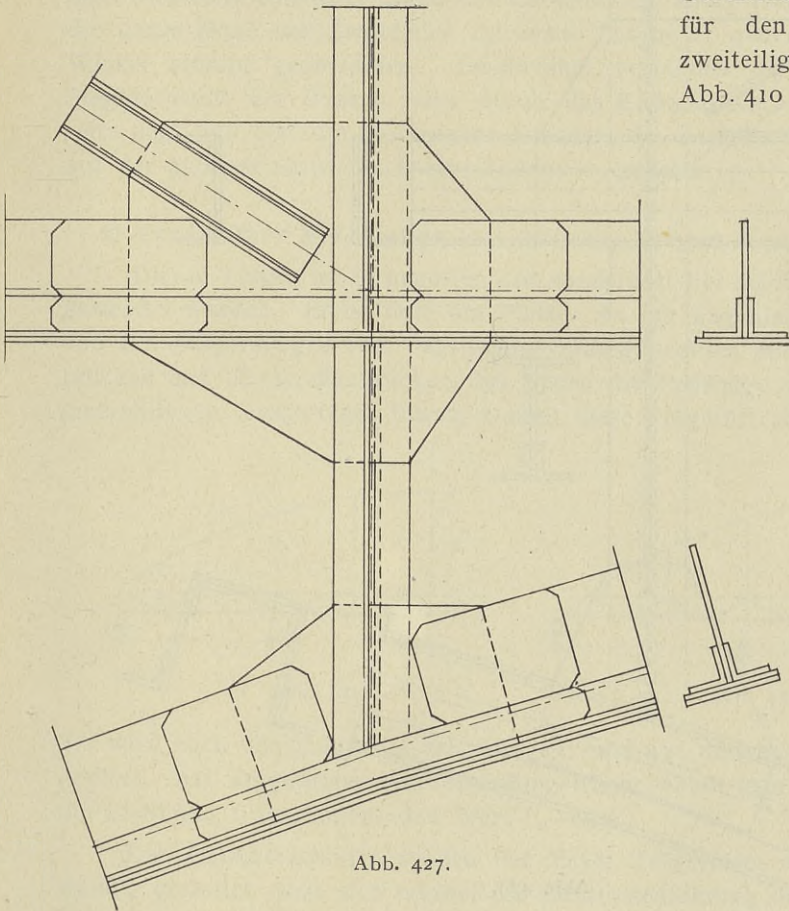


Abb. 427.

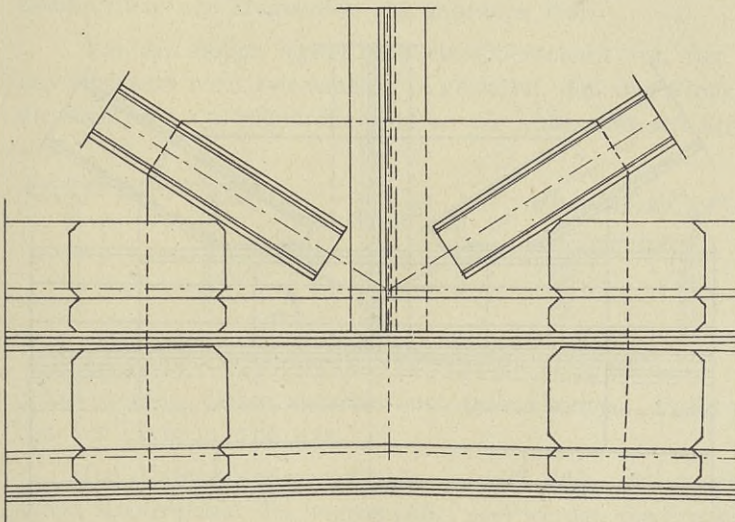


Abb. 429.

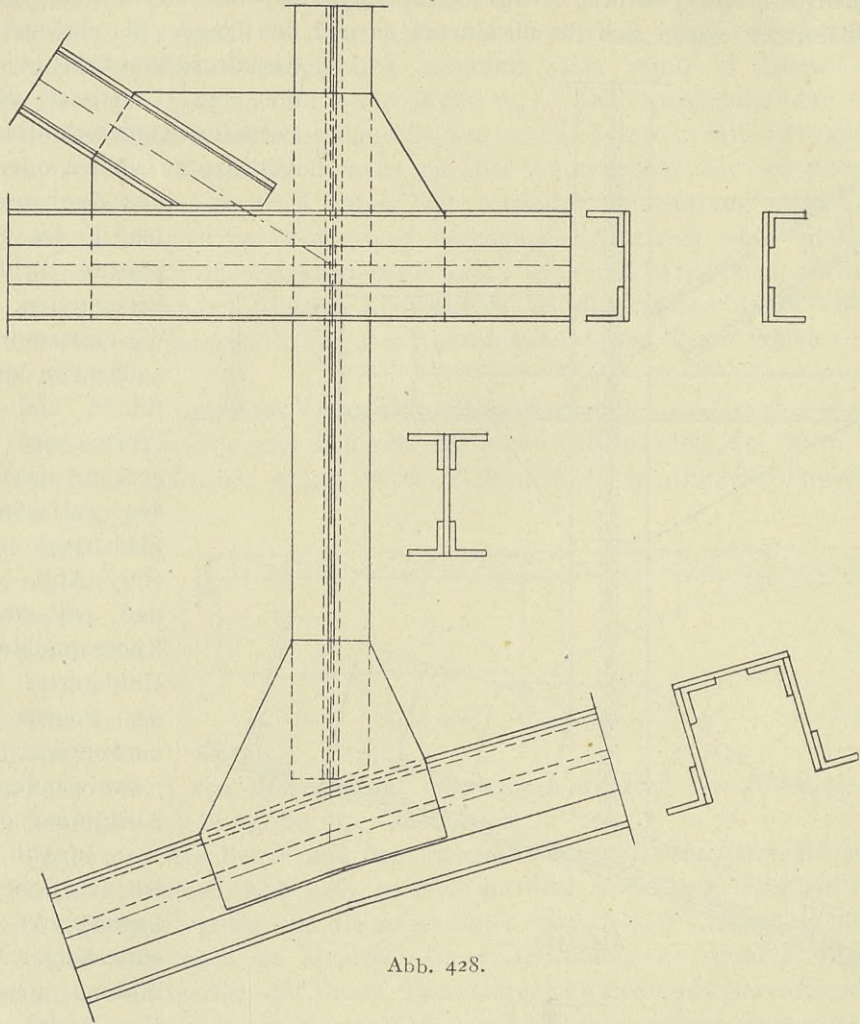


Abb. 428.

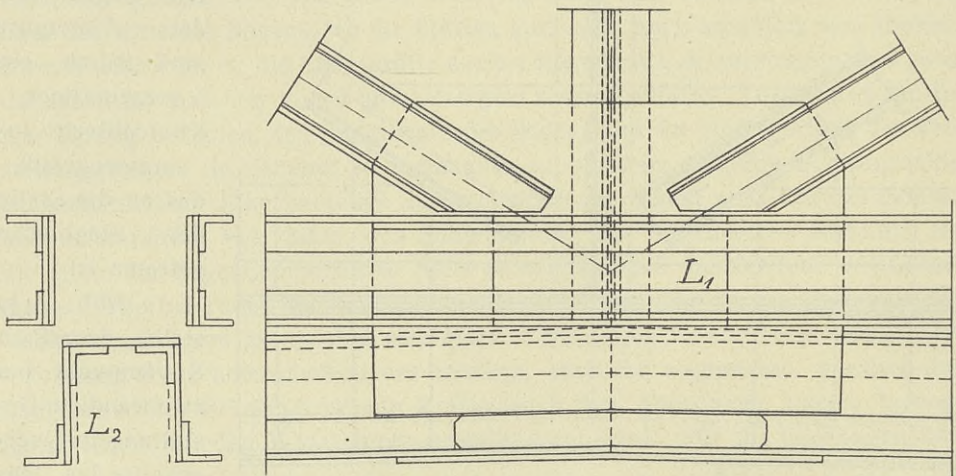


Abb. 430.

bindet Untergurt und Bogen. Alle Teile der Querschnitte sind in diesem Knotenpunkt gestoßen. Die doppelten Stegbleche des Untergurtes sind an ihrer Stoßstelle einerseits durch das Knotenblech, andererseits durch eine über die ganze Höhe der Stegbleche reichende Lasche L_1 gedeckt, gegen die die Winkel stumpf gegenlaufen. Deckwinkel verbinden die Gurtwinkel. Der Stegblechstoß des Bogens wird durch das Knotenblech, das an der Außenseite liegt und bis zum anliegenden Schenkel des unteren Winkels reicht, und auf der anderen Seite durch eine Lasche L_2 gedeckt.

f) Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub.

Dieser Träger ist in neuester Zeit wiederholt bei städtischen Brücken angewendet worden. Er ist dort am Platze, wo ein ungehinderter Querverkehr von den Bürgersteigen zum Fahrdamm verlangt werden muß. Für Eisenbahnbrücken und für Straßenbrücken, bei denen die Fußsteige und der Fahrdamm innerhalb der Hauptträger liegen, kommt diese Trägerart also kaum in Frage.

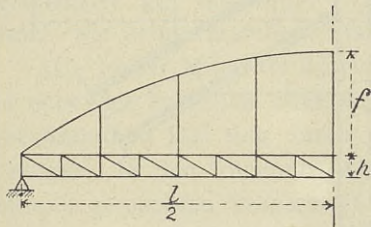


Abb. 431.

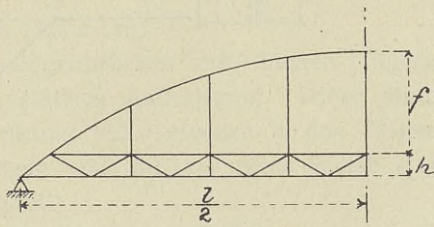


Abb. 432.

Sie wird nach den beiden in den Abb. 431 und 432 dargestellten Formen ausgeführt. Als Trägerhöhe der Versteifungsträger wähle man $\frac{1}{30} - \frac{1}{40} l$ und für die Pfeilhöhe f des Bogens den Wert $\frac{1}{6} - \frac{1}{7} l$.

Die Stabquerschnitte werden bei dieser Trägerform am besten doppelwandig gestaltet, weil sich hierbei die Zusammenführung des Bogens und der Obergurtung am Trägerende gut anordnen läßt.

Für den Bogen eignet sich ein Querschnitt von der Form in Abb. 433. Der Obergurt wird zweckmäßig so gestaltet, daß die Winkel der Hängestangen, die nach Abb. 434 angeordnet und an die Außenseite der Stegbleche des Bogens

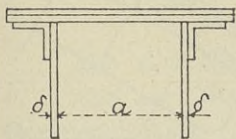


Abb. 433.

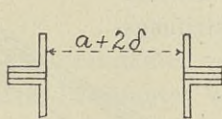


Abb. 434.

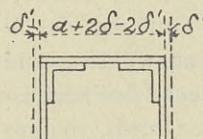


Abb. 435.

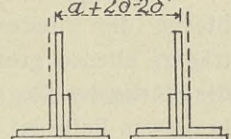


Abb. 436.

gelegt werden, diesen zwischen sich fassen können. Dafür paßt ein Querschnitt von der Form in Abb. 435.

Der Untergurtquerschnitt kann nach Abb. 436 ausgebildet werden. In jedem Knotenpunkt des Bogens (Abb. 437) werden die Stegbleche in der Winkelhalbierenden gestoßen und durch innen liegende Laschen gedeckt. Die Hänge-

stangen müssen vergittert und die zwischen den Winkelschenkeln verbleibenden Hohlräume gefuttert werden (Abb. 438).

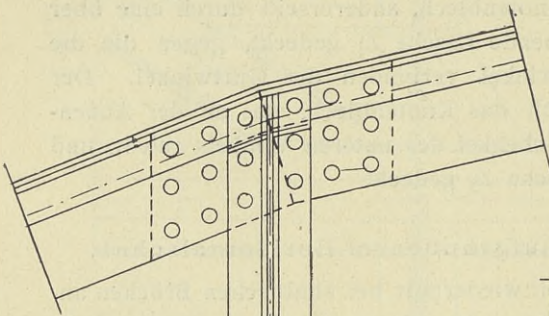


Abb. 437.

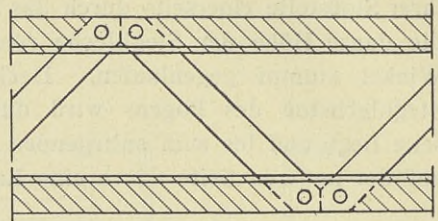


Abb. 438.

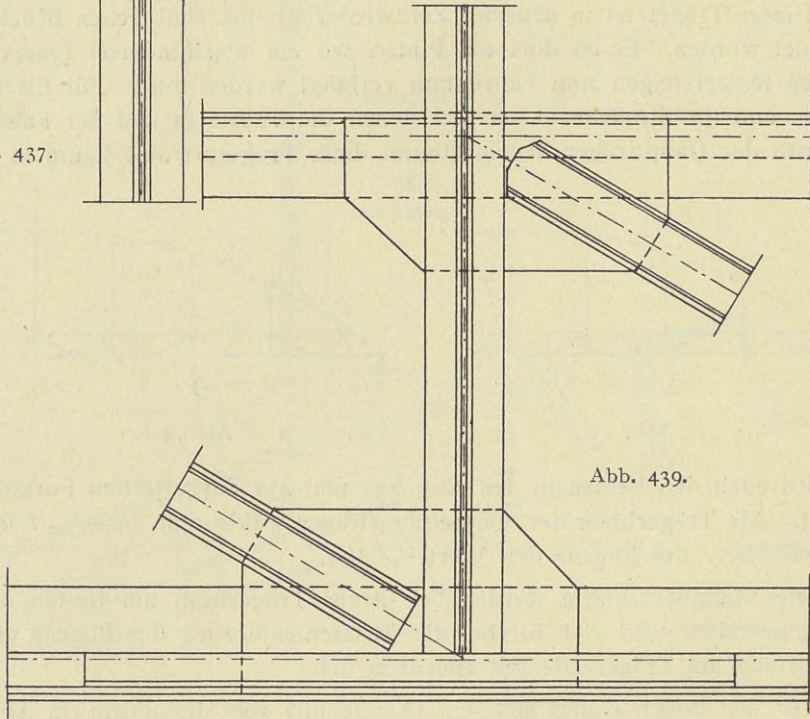


Abb. 439.

Die Abb. 439 stellt ein Stück des Versteifungsträgers dar.

Es empfiehlt sich, die Stärke der Knotenbleche der oberen Gurtung des Versteifungsträgers ebenso groß zu wählen, wie die Stärke der Stegbleche des Bogens. In diesem Falle ist der Punkt, in dem die Obergurtung des Versteifungsträgers und der Bogen zusammenlaufen, sehr einfach auszubilden (Abbildung 440). Der

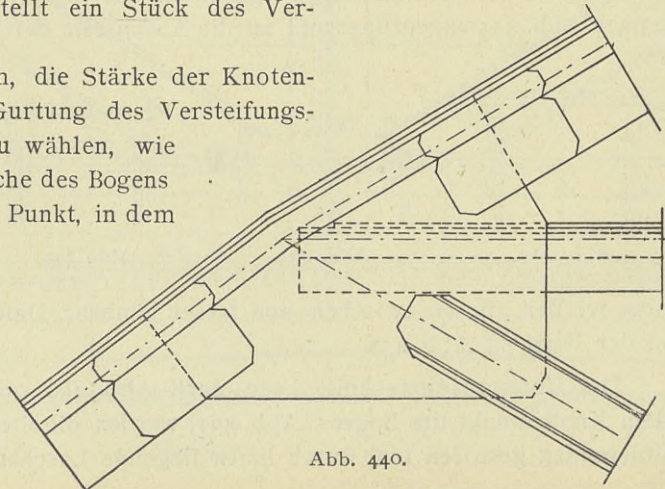


Abb. 440.

Obergurt legt sich gegen die Innenseiten der Knotenbleche, die an die Stelle der Stegbleche des Bogens treten. Für den Auflagerknotenpunkt der Trägerform (Abb. 432) eignet sich eine Ausbildung, wie sie in Abb. 441 dargestellt ist. Die Knotenbleche treten beim Obergurt an die Stelle der Stegbleche und legen sich beim Untergurt an die Außenseiten der Stegbleche. Der Anschluß der Kopfplatte des Obergurtes ist nach den auf Seite 134 (Abb. 331) gegebenen Regeln ausgebildet.

Für die Höhe der Gurtungen und des Bogenquerschnittes gilt dieselbe Formel, wie beim versteiften Stabbogen (Seite 170).

Alle bisher unter der Bezeichnung Bogenbrücken aufgeführten Trägerarten sind entweder äußerlich oder innerlich statisch unbestimmt. Diese statische Unbestimmtheit läßt sich durch Einschaltung von Gelenken in das Trägernetz beseitigen. In den folgenden Abbildungen sind die auf diese Weise statisch bestimmt gemachten Trägerarten dargestellt.

Abb. 442: Vollwandiger Bogenträger mit drei Gelenken.

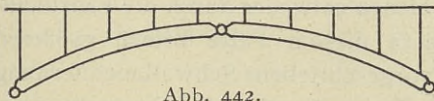


Abb. 442.

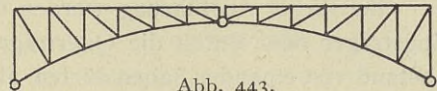


Abb. 443.

Abb. 443: Bogenzwickelträger mit drei Gelenken.

Abb. 444: Sichelbogen als Dreigelenksträger. (Die Höhe in der Mitte der Sichel wähle man ungefähr $\frac{1}{3}$ des Abstandes der Kämpfergelenke.)

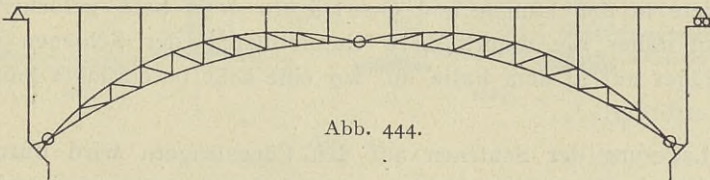


Abb. 444.

Abb. 445: Statisch bestimmter versteifter Stabbogen.

Abb. 446: Statisch bestimmter versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub.

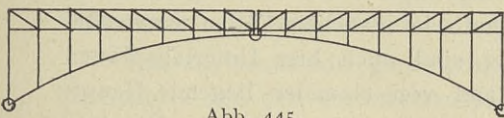


Abb. 445.

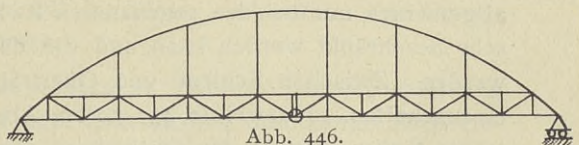


Abb. 446.

Diese Trägerarten unterscheiden sich nur durch die Einschaltung eines Gelenkes von den oben behandelten Systemen. Es gelten für sie dieselben An-

gaben über die Anordnung des Trägernetzes, die Gestaltung der Querschnitte und der Knotenpunkte, wie für die entsprechenden statisch unbestimmten Trägerarten. Die Ausbildung der Gelenke wird besonders bei der Abhandlung über Lager und Gelenke behandelt werden.

Abschnitt IX.

Die Fahrbahn und die Fahrbahnträger.

Nach den Betrachtungen in der Einleitung soll zwischen der eigentlichen Fahrbahn und den Fahrbahnträgern unterschieden werden.

Unter der Fahrbahn ist also ganz allgemein die Gesamtheit der Bauteile zu verstehen, die in geeigneter Weise den Verkehrslasten eine unmittelbare Unterstützung bieten und weiter die Übertragung der Lasten auf die Fahrbahnträger vermitteln.

A. Eisenbahnbrücken.

1. Die Fahrbahn.

a) Unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger.

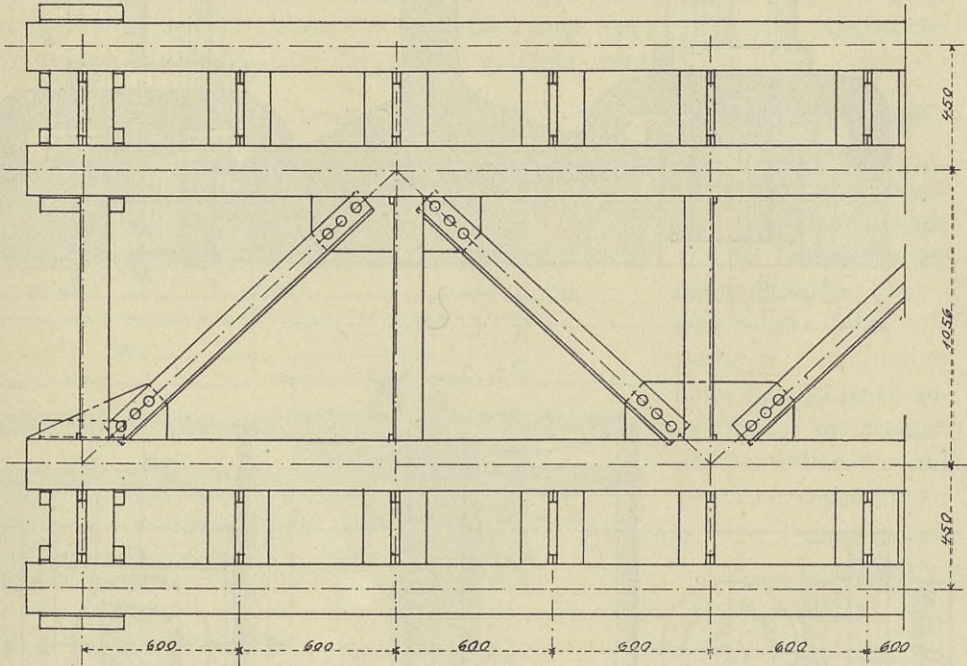
Bei dieser Ausführung werden die Schienen entweder durch die Fahrbahnlängsträger oder durch die Querträger, die in diesem Falle keinen größeren Abstand von einander haben dürfen, als die vorgeschriebene Schwellenentfernung auf der freien Strecke beträgt, unterstützt. Durch Fortfall der Querschwellen wird zwar die Bauhöhe vermindert, aber diese Anordnung besitzt den erheblichen Mangel, daß die Stöße der Betriebsmittel zu ungemildert auf den Überbau wirken. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Befestigungsmittel der Schienen und die Niete in den Längs- und Querträgern sehr bald gelockert werden. Man wendet daher die unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger nur in dem Falle an, wo eine sehr beschränkte Bauhöhe dies unbedingt erfordert.

Die Lagerung der Schienen auf den Längsträgern wird durch eiserne Unterlagsplatten, die in einer Entfernung von 60—80 cm von einander liegen, bewirkt.

Die Unterstützung der Schienen durch die Querträger findet sich im allgemeinen nur bei den sogenannten Zwillingsträgern, bei denen die Bauhöhe sehr beschränkt werden kann und die deshalb in manchen Fällen verwendet werden. Zwischen Schiene und Querträger sind auch hier Unterlagsplatten einzuschalten. Je zwei in 45—50 cm Abstand von einander liegende Hauptträger tragen mittels der Querträger eine Schiene. Die zu einem Überbau gehörigen vier Hauptträger müssen durch einen Horizontalverband zu einem Ganzen verbunden werden.

Abb. 447 zeigt eine gute Anordnung eines Zwillingssträgers im Schnitt durch die Haupt- und Querträger und im Grundriß.

a Grundriß



b Längsschnitt

c Querschnitt

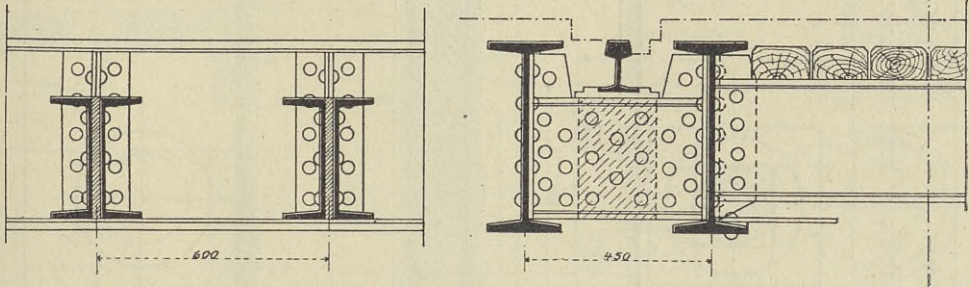
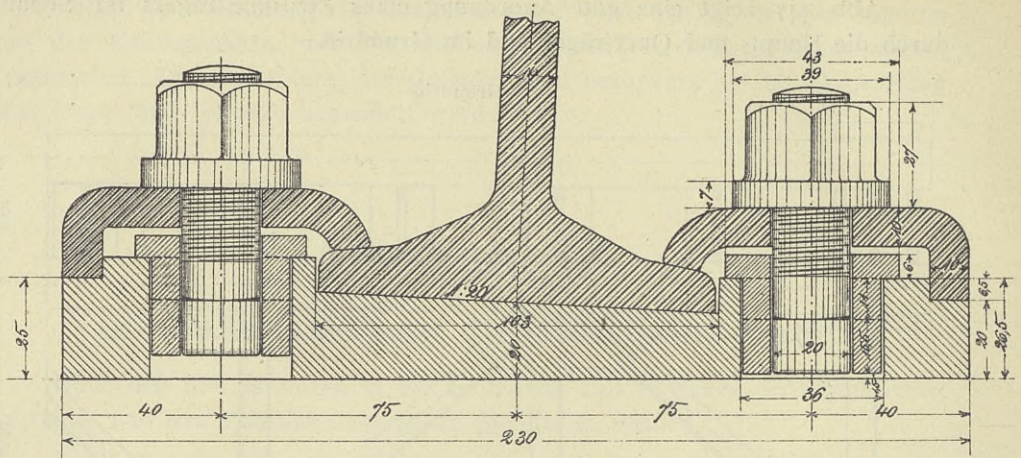


Abb. 447.

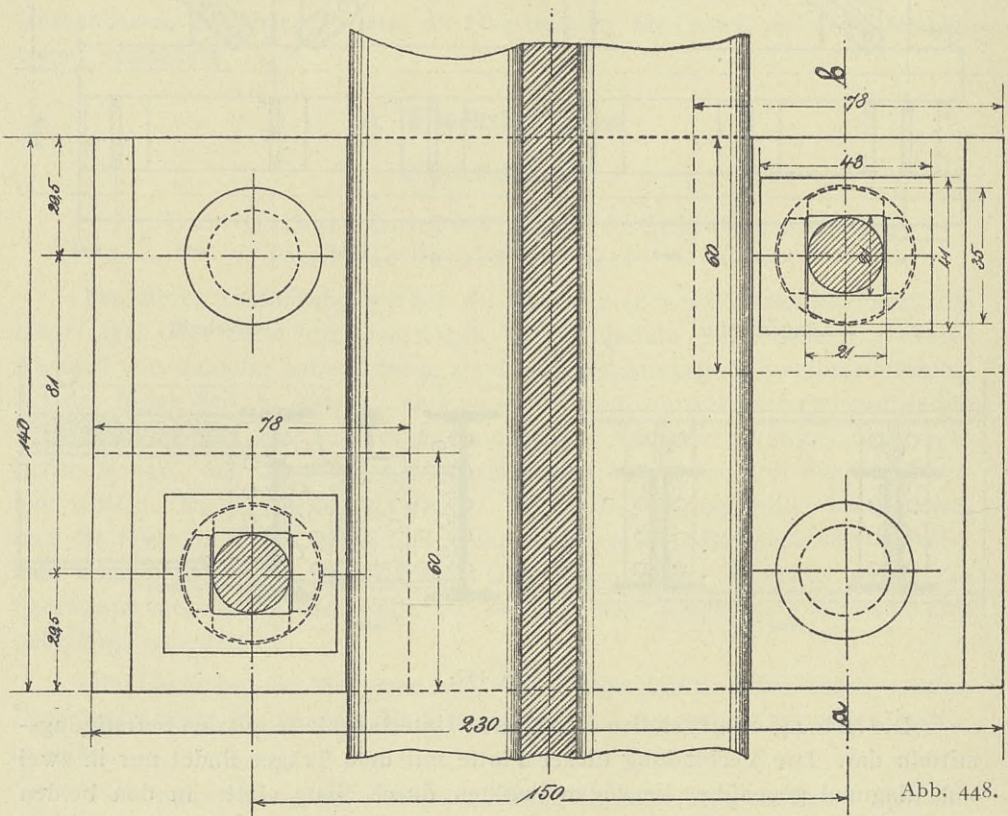
Die Abb. 448 a—g*) stellen eine eiserne Unterlagsplatte mit den Befestigungsmitteln dar. Die Verbindung dieser Platte mit dem Träger findet nur in zwei sich diagonal gegenüber liegenden Punkten durch Nieten statt. In den beiden anderen Punkten wird die Schiene nur mit der Platte verbunden. Die Einzelheiten gehen aus den Abbildungen hervor.

Um das harte und geräuschvolle Fahren zu mildern, werden zwischen die Schiene und den unterstützenden Träger Lederplatten oder dergleichen eingeschaltet. Die Abb. 449 zeigt eine derartige Ausführung.

*) Ausgeführt beim Bahnsteigtunnel in Straßburg (Reichseisenbahnen).



a Querschnitt



b Grundriß

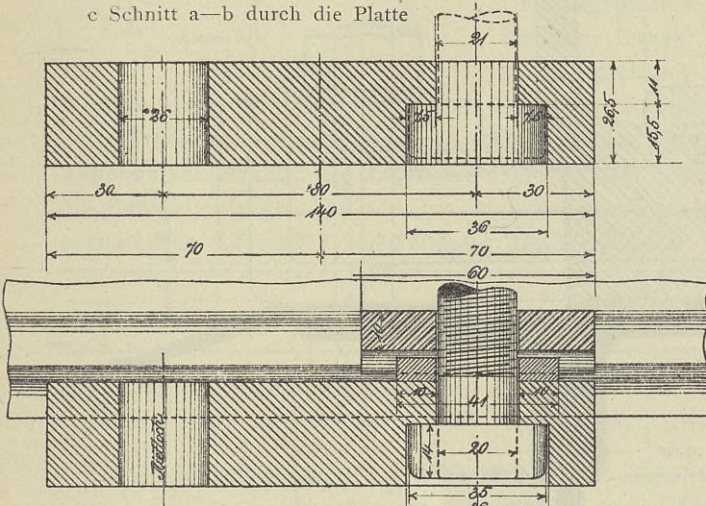
Abb. 448.

b) Unterstützung der Schienen durch Quer- und Langschwellen ohne Durchführung der Bettung.

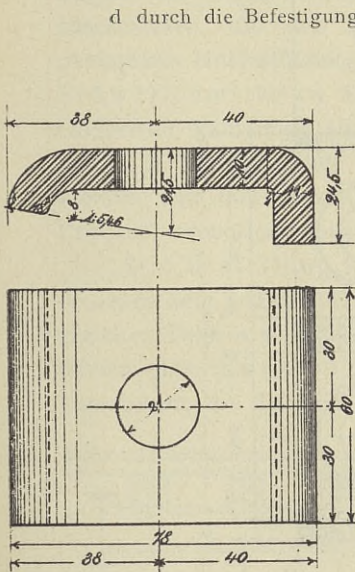
Diese Anordnung hat den Vorteil, daß für die Schienen dieselben Befestigungsmittel verwendet werden können wie auf der freien Strecke. Durch Einschaltung eines Zwischengliedes zwischen die Schienen und die unter-

stützenden Fahrbahnträger wird die Wirkung der Stöße der Betriebsmittel auf den Überbau und das Geräusch gemildert. Eiserne Schwellen haben sich in diesen beiden Beziehungen nicht so gut bewährt wie hölzerne Schwellen. In der Regel werden eichene Schwellen verwendet, jedoch eignet sich auch gutes Kiefernholz. Beide Holzarten sollen jedoch zum Schutz gegen den Angriff der Witterung mit Teeröl oder dergleichen getränkt werden.

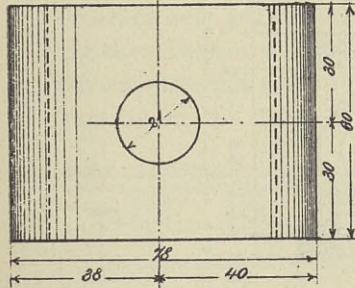
c Schnitt a—b durch die Platte



d durch die Befestigung



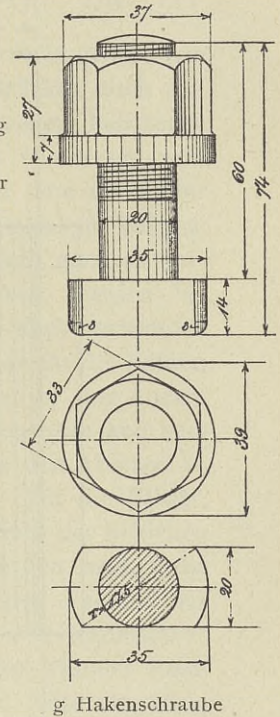
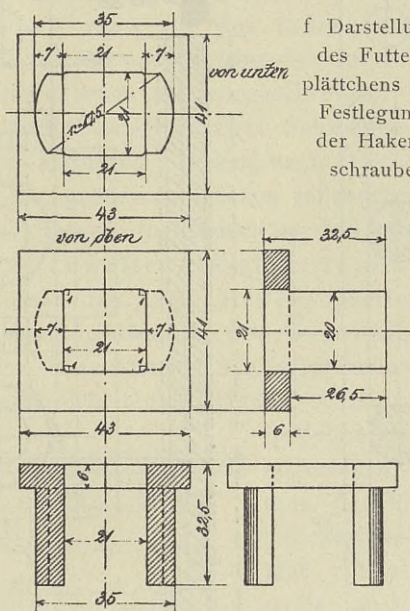
e Klemmplättchen



e) Unterstützung durch Querschwellen.

Die Abmessungen der Schwellen hängen von der Entfernung der unterstützenden Längsträger ab. Sind die letzteren unmittelbar unter den Schienen angeordnet, so werden die Schwellen nur auf Druck beansprucht und

f Darstellung des Futterplättchens zur Festlegung der Hakenschraube



es genügt als Stärke das auf der freien Strecke übliche Maß von 16 cm. Ist der Abstand der Längsträger größer als der Schienenabstand, so werden die Schwellen auf Biegung beansprucht. Das Moment $A \cdot a$ (sich Abb. 450) wächst mit dem Abstand der Längsträger. A bedeutet die Größe eines Raddruckes. Trotzdem durch die Steifigkeit der Schienen der Raddruck auf mehrere Schwellen über-

a Querschnitt

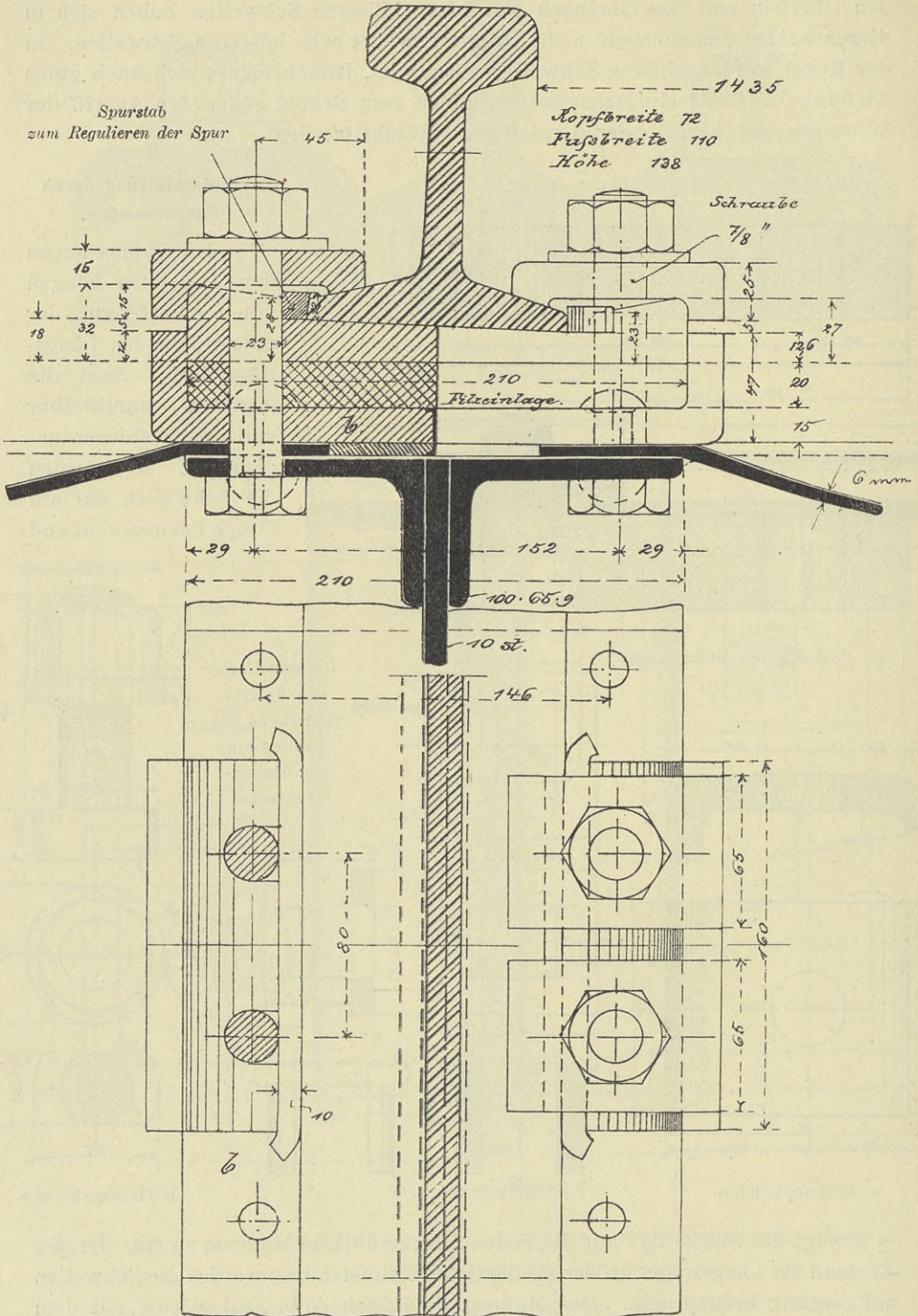


Abb. 449.

tragen wird, werden der Sicherheit wegen die Abmessungen einer Schwelle für volle Raddrucke berechnet. Als zulässige Beanspruchung auf Biegung für

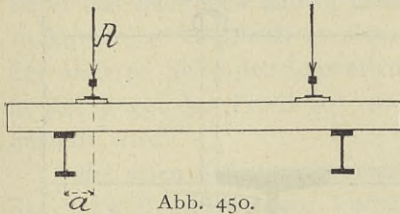


Abb. 450.

Eichen- und gutes Kiefernholz wird 75 kg/qcm angenommen. Als geringste Breite für die Schwellen ist das Maß von 22 cm anzusehen, bei dem sich die Unterlagsplatten der Schienen noch gut befestigen lassen. Die nachstehende Zusammenstellung enthält Schwellenquer-

schnitte mit Abmessungen, die den vom Innungsverband deutscher Bau-
gewerkmeister vereinbarten und vom preußischen Minister der öffentlichen
Arbeiten zur Anwendung empfohlenen Holznormalquerschnitten entsprechen, und
die Schwellenträgerabstände, bis zu denen die einzelnen Querschnitte für den
preußischen Lastenzug Verwendung finden können.

Querschnitt (cm)	22 18 □	22 20 □	24 24 □	24 26 □	22 28 □	24 30 □	28 30 □
reicht bis zu einem Schwellenträger- abstand von m	1,68	1,72	1,84	1,90	1,93	2,04	2,13

Die Entfernung der Schwellen von einander darf nicht größer sein als auf der freien Strecke. Es ist üblich, dieses Maß auf Brücken noch einzuschränken, um den Rädern etwa auf der Brücke entgleister Fahrzeuge genügende Unterstützung zu bieten. In Preußen ist das Maß von 60 cm von Schwellenmitte zu Schwellenmitte vorgeschrieben, bei dem die Räder entgleister Fahrzeuge nur wenig zwischen zwei Schwellen einsinken können.

Um Schienenstöße bei kleineren Brücken nach Möglichkeit ganz zu vermeiden und ihre Anzahl bei größeren Brücken einzuschränken, werden für Brücken besonders lange Schienen (in Preußen 15 und 18 m lang) verwendet.

Die Einteilung der Schwellen erfolgt derart, daß man für die Felder, in denen kein Schienenstoß liegt, den Abstand zweier Querträger in eine Anzahl gleicher Teile a teilt, die nicht größer als der vorgeschriebene Abstand sein dürfen. Die den Querträgern benachbarten Schwellen erhalten den Abstand $a/2$ von diesen, die übrigen unter sich den Abstand a (Abb. 451). Für die Felder,

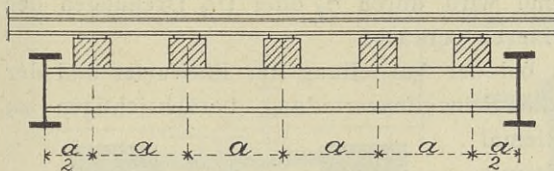


Abb. 451.

in denen ein Stoß der Schienen angeordnet werden muß, ziehe man das für den Abstand der Stoßschwelle erforderliche Maß, z. B. 50 cm, von der Feldweite ab und teile die übrigbleibende Länge in eine Anzahl

gleicher Teile und verfähre wie oben. In Amerika und anderen sehr holzreichen Ländern werden die Schwellen vielfach dicht neben einander gelegt, in diesem Falle finden die Schienenstöße überall gute Unterstützung.

Die Befestigung der Schwellen erfolgt in vielen Fällen durch senkrechte Bolzen, die durch ein Loch im Flansch des Schwellenträgers (Abb. 452)

oder in einem besonderen Winkel (Abb. 453) greifen, oder durch Hakenschrauben, die den Flansch des Schwellenträgers umfassen (siehe Abb. 454).

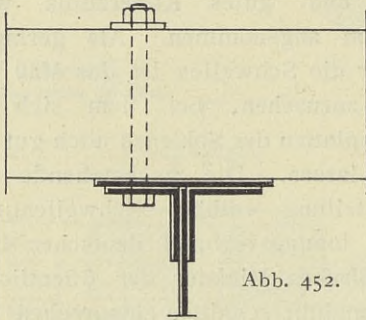


Abb. 452.

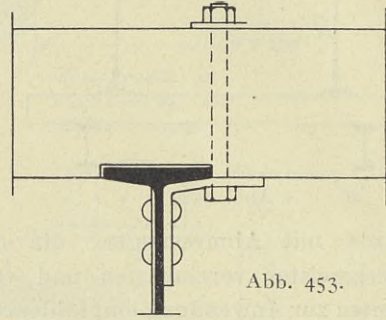


Abb. 453.

Bei der zuletzt angeführten Befestigung braucht auf die Schwellenlage beim Entwurf und bei der Bearbeitung der Fahrbahn in der Werkstatt keine Rücksicht genommen zu werden, und bei späterer Verlegung eines neuen Oberbaues mit anderen Schienenlängen entstehen hinsichtlich der Lage der Stöße

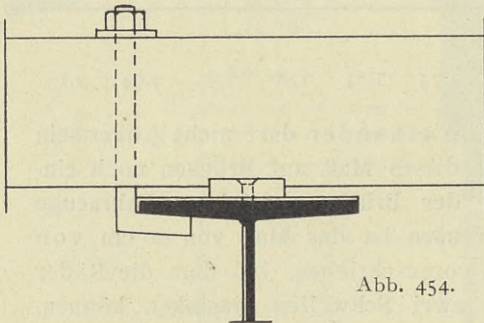


Abb. 454.

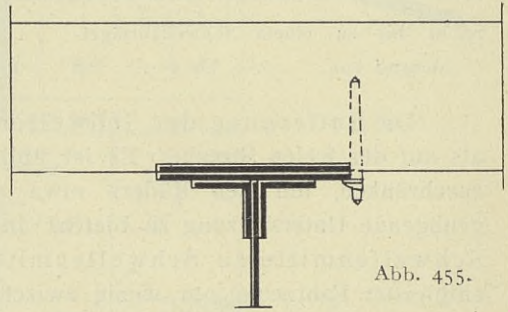


Abb. 455.

keinerlei Schwierigkeiten. Hierin ist ein großer Vorteil dieser Befestigungsweise zu erblicken, andererseits ist aber keine unbedingt unveränderliche Lage der Schwellen hierdurch zu erzielen. Dasselbe gilt von der in Bayern üblichen Schwellenbefestigung (Abb. 455). Diese ist im übrigen als recht zweckmäßig zu bezeichnen. Auf der einen Seite wird der über den Schaft der Schwellenschraube überstehende Teil des Kopfes entfernt und die Schraube schon vor dem Verlegen der Schwelle eingeschraubt, aber so, daß die noch vorhandene Seite des Kopfes nach außen steht und infolgedessen die Schwelle auf den Träger gelegt werden kann. Dann wird durch $\frac{1}{2}$ oder $1\frac{1}{2}$ Drehungen der Kopf zur festen Anlage an den Flansch gebracht.

Trotz des Nachteiles, schon bei der Aufstellung des Entwurfes und der Bearbeitung in der Werkstatt die Schwellenverteilung berücksichtigen zu müssen und durch die ein für allemal festgelegte Lage der Stöße an bestimmte Schienenlängen gebunden zu sein, wird der Befestigungsweise der Schwellen durch Winkel, die auf die Schwellenträger genietet und mit denen die Schwellen durch wagerechte Bolzen verbunden werden, doch vor den anderen Befestigungsweisen vielfach, so auch in Preußen der Vorzug gegeben (Abb. 456).

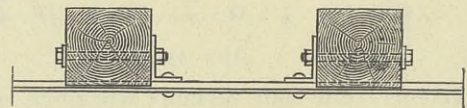


Abb. 456.

Da die beim Anfahren und Bremsen des Zuges entstehenden Kräfte verschieden gerichtet sind, also auch die Schwellen je nach der Richtung der Kraft das Bestreben haben, nach der einen oder der anderen der beiden Seiten zu kippen, so empfiehlt es sich, die Winkel abwechselnd auf der einen und der anderen Seite der Schwellen anzubringen. Für die Befestigungswinkel wird in der Regel das Profil 80 · 120 · 10 gewählt, dessen langer Schenkel senkrecht gestellt wird.

Bei allen Befestigungsarten sind die Schwellen 1—2 cm in den Flansch des Schwellenträgers zur Verhütung seitlicher Verschiebung einzulassen.

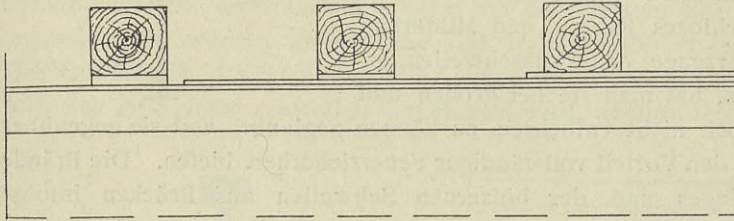


Abb. 457.

Bei längeren Längsträgern, namentlich aber bei Hauptträgern, auf denen die Schwellen unmittelbar aufgelagert werden, ist die Ober-

kante infolge des Hinzutretens mehrerer Kopfplatten ungleich hoch. Diese Unterschiede müssen entweder durch verschieden tiefe Aussparungen in den Schwellen oder durch Unterlagsplatten (Abb. 457) unter den Schwellen ausgeglichen werden, auch können bei einem Träger mit sehr erheblichen Höhenunterschieden beide Verfahren zugleich angewendet werden.

Ist der Schwellenträger ein genieteter Träger, so empfiehlt es sich, eine Kopfplatte über die ganze Trägerlänge durchzuführen, da sonst in dem meist vorliegenden Falle, daß die Schwellenträger einen größeren Abstand haben als die Schienen, der innere Winkel sehr ungünstig auf Abbiegen beansprucht wird. Vergleiche hierzu die Abb. 138 und 139 auf Seite 64.

Zur Erzielung einer guten Lagerung der Schwellen auf Trägern mit Kopfplatten ist es durchaus erforderlich, in den Schwellen für die Nietköpfe entsprechende Löcher durch einen Bohrer herzustellen.

Vielfach werden die Schwellen auch zentrisch auf dem Schwellenträger gelagert, was für die Beanspruchung des Trägers ohne Frage vorteilhaft ist. Zu diesem Zwecke wird auf den Flansch

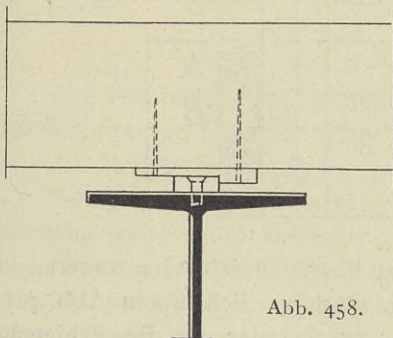


Abb. 458.

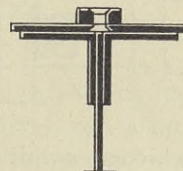


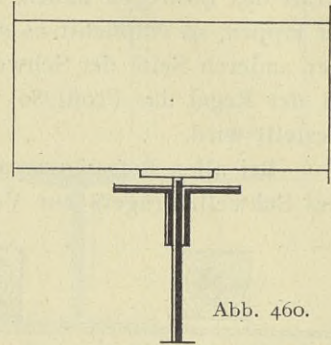
Abb. 459.

des Schwellenträgers eine 4—5 cm breite und 2—3 cm hohe Unterlagsplatte gelegt, die durch zwei Stiftschrauben mit dem Flansch gewalzter Träger (Abb. 458), beziehungsweise durch zwei Versenkniete mit der Kopfplatte genieteter Träger (Abb. 459) verbunden wird. Wegen der ge-

ringenen Auflagerfläche, die diese Unterlagsplatten bieten, müssen die Schwellen mit Auflagerplatten versehen werden, die zweckmäßig an den Innenseiten

eine 1 cm vorstehende Nase erhalten, um die Schwellen an seitlichen Bewegungen zu hindern. Bei der in Abb. 454 dargestellten Anordnung ist die Unterlagsplatte, die auf einem breitflanschigen Differdinger Träger liegt, so breit, daß sich eine Auflagerplatte erübrigt.

In Amerika wird die zentrische Lagerung der Schwellen auf genieteten Trägern vielfach durch Hervorziehen des Stegbleches über die Gurtoberkante um 1—2 cm erzielt (Abb. 460).



Trotzdem eiserne Querschwellen in Bezug auf geräuschloses Fahren und Milderung der Stöße der Fahrzeuge den Holzschwellen erheblich nachstehen, hat man sie bei großen und langen Brücken doch nicht entbehren zu können geglaubt, weil sie gegenüber den Holzschwellen den Vorteil vollständiger Feuersicherheit bieten. Die Brände des hölzernen Belages und der hölzernen Schwellen auf Brücken infolge Funkenauswurfes der Lokomotiven gehören bei uns allerdings zu großen Seltenheiten, und man hat daher auch die Anwendung eiserner Querschwellen auf einige besondere Fälle beschränkt. Die große Talbrücke bei Müngsten und die neue Weichselbrücke bei Dirschau sind z. B. mit eisernen Schwellen ausgerüstet worden. Zu den Querschwellen werden zweckmäßig Belageisen verwendet, welche sich von allen Profilen am besten bewährt haben (Abb. 461). Die eisernen Schwellen sind im Gewicht leichter als die hölzernen, und ihre elastischen Schwingungen fallen größer als bei den hölzernen Schwellen aus. Es empfiehlt sich daher stets, die eisernen Schwellen fest mit den Schwellenträgern

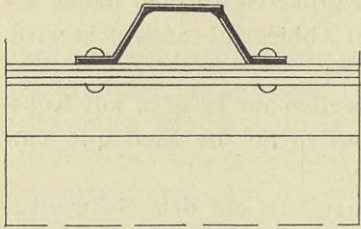


Abb. 461.

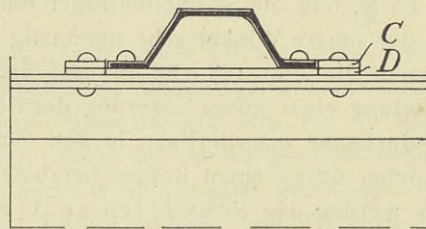
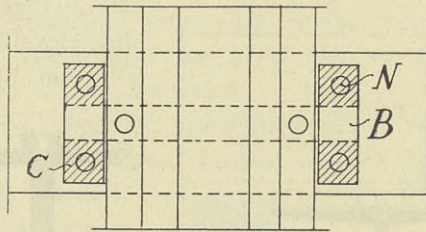
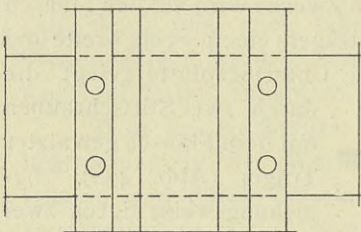
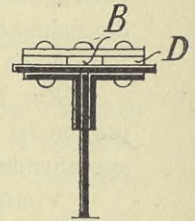


Abb. 462.



zu vernieten. Liegen die Schienen unmittelbar über den Schwellenträgern, so kann von einer zentrischen Lagerung abgesehen werden. Sieh hierzu Abb. 461.

Liegen jedoch die Schwellenträger weiter auseinander als die Schienen, so empfiehlt sich eine zentrische Lagerung nach Abb. 462. Das 50 mm breite Flacheisen *B* wird mit dem Belageisen durch zwei Niete verbunden und ragt

beiderseits um 60 mm über die Ränder der Schwelle hinaus. Über die hervorragenden Enden des Flacheisens *B* werden die 60 mm breiten Eisen *C* gelegt, die unter ihnen verbleibenden Hohlräume werden mit den Eisen *D* gefuttert, die die gleiche Stärke wie *B* haben. Die Nieten *N* stellen die Verbindung mit dem Träger her. Die Schwelle ist auf diese Weise gut und unverschieblich gelagert.

β) Unterstützung durch Langschwellen.

Der Langschwellenoberbau ist in Deutschland fast ganz verschwunden, da er den Erwartungen nicht entsprochen hat. Er findet sich deshalb auch nur noch ausnahmsweise auf den eisernen Brücken. Die eisernen Langschwellen werden zweckmäßig auf hölzernen Querschwellen über den Überbau geführt. Es ist üblich, die Langschwellen an den Auflagerstellen mit Holz, das in die Querschwellen eingelassen wird, auszufuttern (Abb 463). Eine

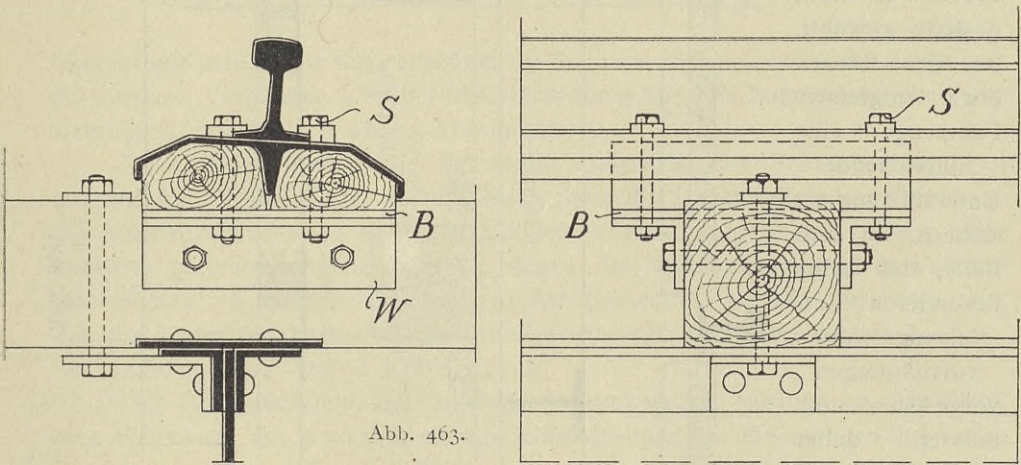


Abb. 463.

eiserne Unterlagsplatte ragt über die Ränder der Querschwelle um je eine Winkelbreite hervor. Durch die Schrauben *S* werden Schiene, Langschwelle, Holzfutter und Platte *B* zu einem Ganzen verbunden. Die Winkel *W* sind mit der Platte vernietet. Aufwärtsbewegungen werden durch die Bolzen, welche durch die Winkel und die Schwelle greifen, verhindert. Dem Bestreben der Langschwellen, zu wandern, wird durch die Winkel *W* entgegengetreten.

γ) Fahrbahnabdeckung.

Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken muß begehbar sein, um das Gleis und den eisernen Überbau selbst stets überwachen zu können.

Abdeckung aus Holz.

Bei Verwendung hölzerner Querschwellen erfolgt die Abdeckung der Fahrbahn durch einen hölzernen, in der Regel 5 cm starken kiefernen Bohlenbelag, der in aufnehmbaren Brettafeln verlegt wird. Die Breite der Bohlen schwankt zwischen 16 und 25 cm. Hölzerne Querleisten, die mit vier bis sechs neben einander liegenden Bohlen verschraubt werden, vereinigen diese zu einer Tafel. Zwischen den einzelnen Bohlen wird zur Entwässerung ein Zwischenraum von 1 bis 2 cm gelassen. Die Tafeln werden gewöhnlich 2 m lang aus-

geführt und an vier Stellen mittels Holzschrauben an den Schwellen befestigt. Der Stoß zweier Tafeln liegt auf einer Schwelle (Abb. 464 a und b).

Um die Feuersgefahr, die durch aus dem Aschenkasten der Lokomotiven fallende glühende Kohlenstücke dem zwischen den Schienen liegenden Bohlenbelag droht, zu beseitigen, deckt man diesen in Bayern mit Riffelblech ab. Sieh Abb. 465.

Die Abdeckung der Fahrbahn hat sich über die ganze Brückenbreite zu erstrecken. Der enge Abstand der Schwellen von 60 cm wird, wie bereits erwähnt, deshalb gewählt, um den Rädern etwa entgleister Fahrzeuge eine hinreichende Unterstützung zu sichern. In dem Falle, daß keine besonderen Entgleisungsschutzvorrichtungen vorgesehen sind, müssen daher sämtliche Schwellen über die Schwellenträger verlängert werden, obwohl der Bohlenbelag zu seiner Unterstützung nur jeder zweiten Schwelle bedarf. Bei Brücken mit versenkter Fahrbahn wird die Verlängerung der Schwellen zur Unterstützung entgleister Fahrzeuge bis zu den Eckaussteifungen unter der Annahme, daß diese die Fahrzeuge abweisen, für ausreichend erachtet. Zur Erhöhung der Sicherheit kann auch in der Linie der von den Querträgeroberkanten und Eckversteifungen gebildeten Winkelpunkte ein Streichbalken angeordnet werden. Ist ein besonderer ausgekragter Fußsteig vorhanden (Abb. 466 links), so läßt man sämtliche Schwellen in der Linie der Eckaussteifungen enden. Der Fuß-

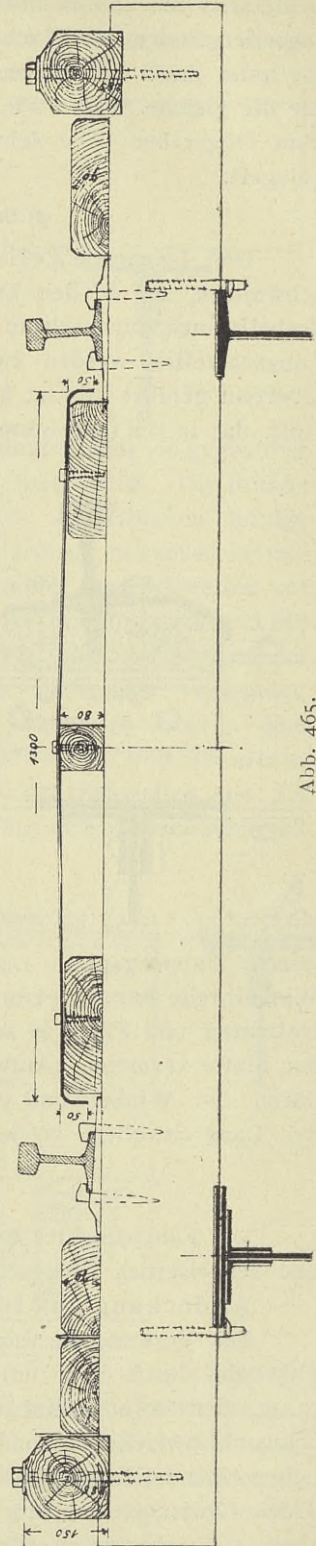
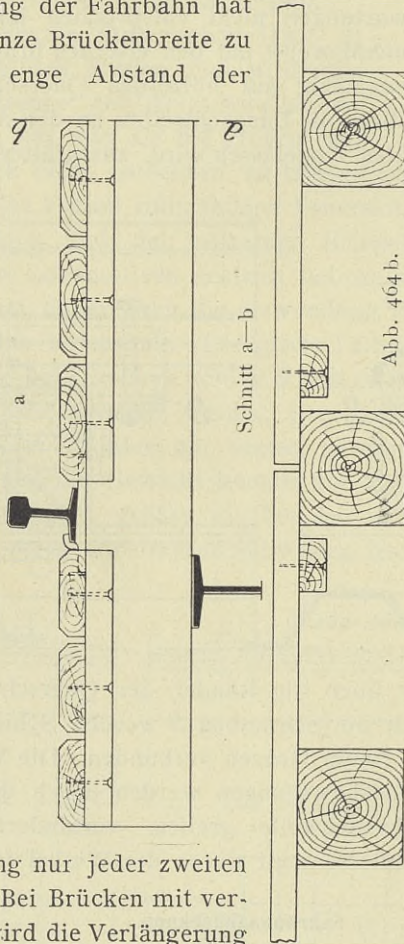
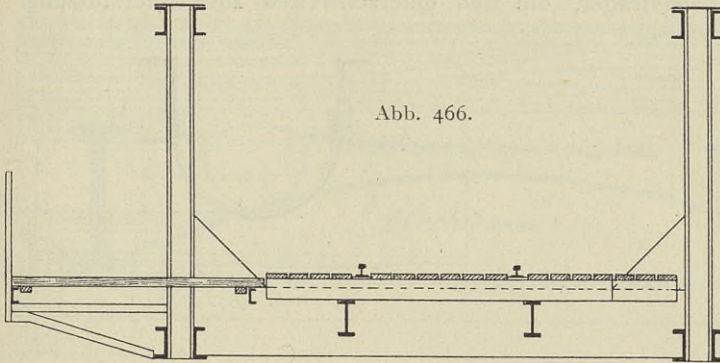


Abb. 465.

steig und der innerhalb der Hauptträger liegende, bis zu den Schwellen reichende Teil der Fahrbahn wird durch Querbohlen abgedeckt. Soll kein besonderer Fußsteig angeordnet werden, so wird zur Unterstützung des Bohlenbelages jede



zweite Schwelle über den Anfang der Eckaussteifungen hinaus bis zum Hauptträger verlängert (Abb. 466 rechts).

Wenn besondere Entgleisungsschutzvorrichtungen vorgesehen sind,

braucht nur jede zweite Schwelle über die Schutzvorrichtungen hinaus verlängert zu werden. Vergleiche hierüber die Abhandlung über die Entgleisungsschutzvorrichtungen unter A. 1. d dieses Abschnittes.

Es ist nicht üblich, die Schwellen außerhalb der Schwellenträger zu unterstützen. Nähern sich auf der einen Seite die Räder entgleister Fahrzeuge den Schwellenköpfen, so entstehen auf den Schwellenträgern der anderen Seite aufwärts gerichtete Auflagerdrucke, denen die Befestigungsmittel gewachsen sein müssen. Auch die Abmessungen der Schwellen müssen derartige sein, daß für diesen Belastungsfall die Bruchgrenze noch nicht erreicht wird.

Abdeckung durch Riffelblech.

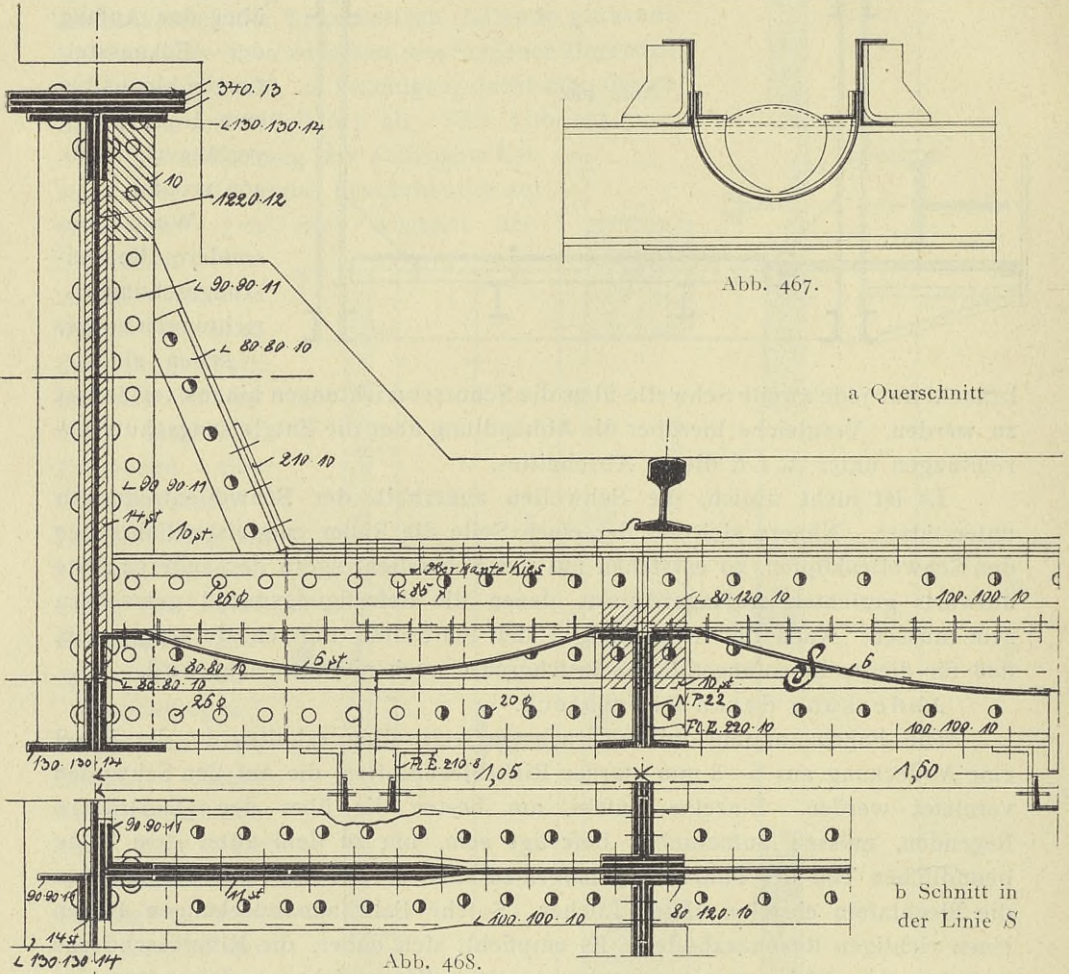
Die Fahrbahntafeln mit eisernen Querschwellen erhalten in der Regel eine Abdeckung aus 6—8 mm starken Riffelblechplatten, die auf den Schwellen vernietet werden. Einzelne Tafeln, am besten die über den Querträgern liegenden, müssen aufnehmbar befestigt sein, um zu dem unter dem Belag befindlichen Teil der Fahrbahn gelangen zu können. Zur Entwässerung erhalten die Blechtafeln einzelne kleine Löcher. Solche Fahrbahnabdeckungen bilden einen richtigen Resonanzboden. Es empfiehlt sich daher, die Riffelblechdecke zwischen den Schienen mit einer 6 cm starken Kiesschicht zur Dämpfung des Geräusches, den ein herüberfahrender Zug verursacht, zu versehen.

d) Vorrichtungen zur Schalldämpfung.

Außer dem eben erwähnten Mittel zur Schalldämpfung und der bereits geschilderten Einschaltung von Lederplatten zwischen Schiene und Schienenträger gibt es noch andere Ausführungsarten, die den gleichen Zweck verfolgen, den lästigen Lärm, der beim Befahren der Brücken mit einer der bisher erwähnten Fahrbahnausbildungen entsteht, zu mildern. Hierhin gehört der beim Bau der Berliner Stadtbahn vielfach angewendete Längstrog, der auf den Querträgern gelagert wird und in dem die Schiene auf einer in Schotter gebetteten Längschwelle ruht (Abb. 467). Diese Anordnung hat nicht den gewünschten Erfolg gehabt. Außerdem stellten sich bald weitere erhebliche Übelstände ein. Die geringen Abmessungen des Troges gestatteten kein sorgfältiges Unterstopfen

der Schwellen, die Folge davon waren schlechte Spurhaltung und teilweises Hohlliegen der Langschwellen.

Ein bewährtes Mittel zur Schalldämpfung ist folgendes (Abb. 468). Auf den Flanschen der Längsträger, die den Querschwellen zur Unterstützung



dienen, und auf Winkeln, die an die Haupt- und Querträger genietet werden, finden Buckelplatten von 5—6 mm Stärke ihr Auflager. Auf diese wird eine Kiesschicht von solcher Stärke gebracht, daß die Querschwellen rd. 5 cm in der Bettung liegen. Diese schalldämpfende Fahrbahntafel erfüllt auch noch den Zweck, das Tagwasser, das Tropfwasser und Öl der Lokomotiven von dem unter der Brücke liegenden Raum fernzuhalten. Über die Entwässerung dieser Fahrbahntafel wird gelegentlich der Besprechung der Überführung der Bettung über die Brücken die Rede sein.

Bei einem Teil des Viaduktes der Berliner Hoch- und Untergrundbahn ist die in der Abb. 469 dargestellte Fahrbahnausbildung zur Ausführung gelangt. Die hölzernen Langschwellen ruhen auf den Querträgern. Das Kiesbett, das von 3 mm starken Tonnenblechen getragen wird, dient nur zur Schalldämpfung. Man ist jedoch beim Bau der Berliner Hochbahn von dieser Anordnung bald

wieder abgekommen und dazu übergegangen, die Schwellen durch eine Schotter- oder Kiesbettung zu unterstützen. Es ist dies das einzige Mittel, um das

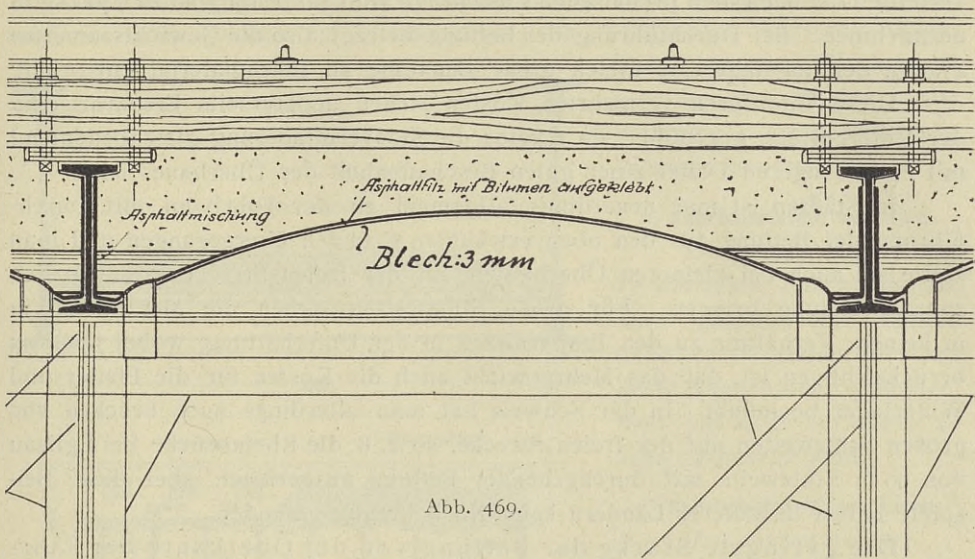


Abb. 469.

durch den Verkehr der Fahrzeuge verursachte Geräusch so zu dämpfen, daß es in bewohnten Straßenzügen nicht als lästig empfunden wird. Wir kommen damit zu der

c) **Fahrbahnordnung mit Durchführung der Bettung auf der Brücke.**

a) **Allgemeines.**

Neben ihrem wesentlichsten Vorteil der Schalldämpfung sprechen für ihre Anwendung weiter folgende Umstände:

Durch die sich auf die ganze Schwellenfläche erstreckende Druckverteilung durch die Elastizität und die große Masse der Bettung werden die Stöße der Fahrzeuge für den Überbau sehr gemildert. Die Fahrbahn ist vollständig feuersicher und schließt den unter ihr liegenden Raum gegen das Tagwasser und Abtropfen von Öl und Wasser der Lokomotiven ab. Die Gefahr für etwa entgleiste Züge ist bedeutend geringer als bei den anderen Fahrbahnausbildungen, da die Räder überall Unterstützung finden. Die Brücke kann ganz unabhängig von dem Oberbau konstruiert und gebaut werden. Alle Oberbauarten können genau so wie auf der freien Strecke verlegt werden, auch Weichen und Kreuzungen lassen sich bei genügender Brückenbreite ohne jede Schwierigkeit einbauen. Diese Fahrbahn wäre daher als das Muster anzusehen, wenn ihr nicht ein sehr schwerwiegender Nachteil anhaftete, nämlich ihr großes Gewicht. Sie wiegt bei einer Stärke der Bettung von 20 cm zwischen Schwellenunterkante und Oberkante der Fahrbahnträger 800 kg/qm mehr als die anderen Fahrbahnen. Da man nun für 2,7 m lange Querschwellen bei eingleisigen Brücken eine Bettungsbreite von 3,3 m anstreben muß, um die Schwellen noch gut vor Kopf stopfen zu können, so bedeutet dies eine Gewichtszunahme von rd. 2,7 t für das laufende m.

Das Eigengewicht eingleisiger Brücken z. B. von 30 m Stützweite mit Querschwellen auf Längsträgern beträgt rd. 2700 kg/m, und die gleichmäßig verteilte Last nach dem preußischen Lastenzuge vom Jahre 1903 ist zu 7400 kg/m anzunehmen. Bei Durchführung der Bettung beträgt also die Gewichtszunahme 27,0 %, der ungefähr eine gleich große Zunahme an Eisenmaterial entspricht.

Diesen hierdurch vermehrten Kosten stehen andererseits Ersparnisse in der Unterhaltung gegenüber, da fraglos die Stoßverminderung gleichbedeutend mit einer längeren Dauer einer guten Beschaffenheit des Überbaues ist.

In Städten ist man neuerdings allgemein zu der Fahrbahn mit Durchführung der Bettung aus den oben erwähnten Gründen übergegangen und man sollte sie auch bei kleineren Überbauten auf der freien Strecke grundsätzlich zur Anwendung bringen. Für große Stützweiten stehen die Mehrkosten in keinem Verhältnis zu den Ersparnissen in der Unterhaltung, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß das Mehrgewicht auch die Kosten für die Pfeiler und Widerlager beeinflusst. In der Schweiz hat man allerdings auch Brücken von großen Stützweiten auf der freien Strecke, so z. B. die Rheinbrücke bei Eglisau von 90 m Stützweite mit durchgehender Bettung ausgerüstet, aber diese Beispiele haben in anderen Ländern keine Nachahmung gefunden.

Die geringste Stärke der Bettung von der Oberkante der Fahrbahntafel bis zur Unterkante der Schwellen soll 15 cm betragen, erwünscht ist eine Stärke von 20 cm (Abb. 470). Zur Verringerung der Bau-

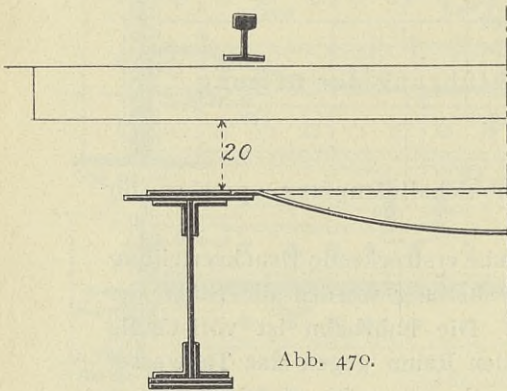


Abb. 470.

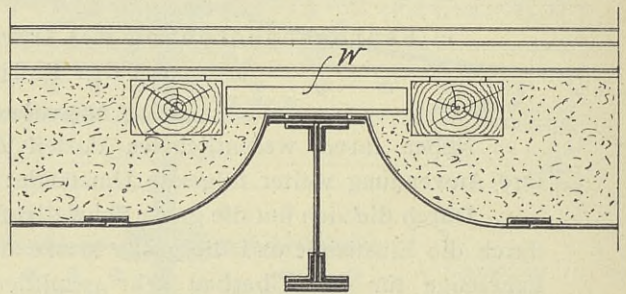


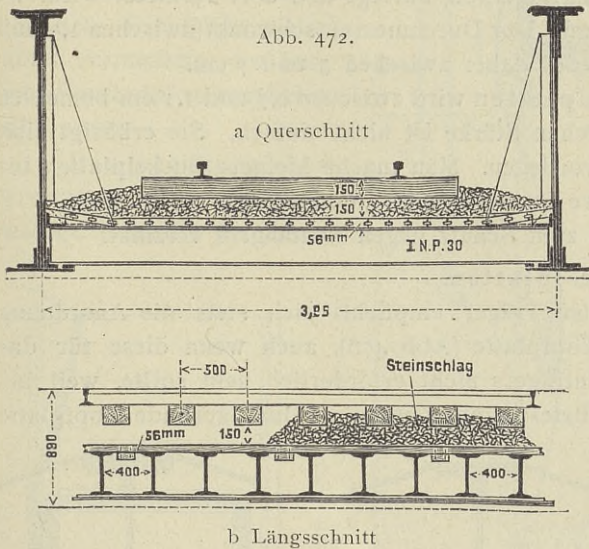
Abb. 471.

höhe können statt hölzerner Querschwellen solche aus Eisen verwendet werden, die nur eine Höhe von 7 cm haben. Jedoch ist es im allgemeinen aus Gründen der Vereinfachung in der Unterhaltung ratsam, von dem auf der freien Strecke verlegten Oberbau auf der Brücke nicht abzuweichen.

In der größeren Bauhöhe, die die Durchführung der Bettung erfordert, ist unter Umständen ein weiterer Nachteil dieser Fahrbahnanordnung zu erblicken. Ist die Bauhöhe sehr beschränkt, will man aber andererseits von der Gleisunterstützung durch eine Bettung auf der Brücke nicht absehen, so ist eine Anordnung, die in der Abb. 471 dargestellt ist, ausführbar. Die Schwellen werden tiefer als die Oberkante der Querträger in die Tonnenbleche hineingelegt. Man ist damit an eine bestimmte Schwellenlage insofern gebunden, als zu beiden Seiten jedes Querträgers zwei Schwellen liegen müssen, die zweckmäßig durch zwei auf die Querträger genietete schwache Winkel *W* in

ihrer Lage festgehalten werden, um zu verhindern, daß die Schwellen sich im Laufe des Betriebes auf den Querträger aufsetzen.

Die Bettung bedarf zu ihrer Unterstützung einer besonderen Fahrbahntafel, die außer genügender Tragfähigkeit auch vollständige Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des in die Bettung eingedrungenen Wassers besitzen muß.



β) Fahrbahntafeln aus Holz.

Die in Amerika vielfach verwendeten Fahrbahntafeln aus gespundeten Bohlen (Abb. 472)* haben bei uns keine Nachahmung gefunden, weil sie dem Verfaulen zu sehr ausgesetzt sind.

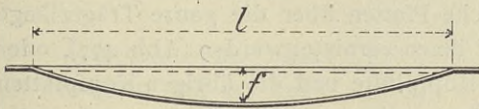
γ) Fahrbahntafeln aus Eisen.

i. Fahrbahntafel aus Buckelplatten.

Die Buckelplatten werden aus Blechen hergestellt,

die in warmem Zustande durch hydraulische Pressen in die Form eines Klostergewölbes mit wagerechtem Rand gepreßt werden. Der Stich des Gewölbes beträgt in der Regel $\frac{1}{12}$ der längsten Seite des Gewölbes. Es können alle möglichen Grundrißformen hergestellt werden (Abb. 473 und 474). Bei

geraden Brücken kommt man in der Regel mit einer einzigen rechteckigen oder quadratischen Grundrißform aus. Bei schiefen Brücken lassen sich



trapezförmige

und dreieckige

Grundrisse nicht

vermeiden, je-

doch empfiehlt es

sich, die Zahl

der verschiedenen

Grundrißformen

nach Möglichkeit

zu beschränken,

da jede Form

einen besonderen

Stempel für die

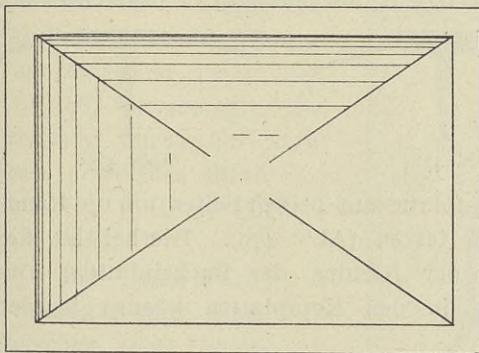


Abb. 473.

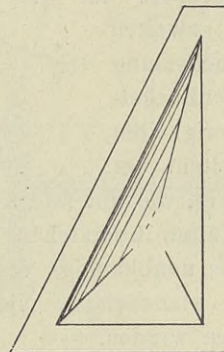


Abb. 474.

Presse erfordert und die Stempel nur in wenigen Normalabmessungen vorrätig gehalten werden. Beliebte Maße für rechteckige Grundrisse sind:

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Seite 259 (Aufsatz von Blum und Giese).

1,0 m · 1,5 m; 1,5 m · 1,8 m; 1,8 m · 2,0 m. Es werden auch Platten mit den Abmessungen 2 m · 2 m und 1,8 m · 2,5 m hergestellt; diese sind jedoch nicht handlich, und es werden deshalb die kleineren Platten vorgezogen.

Für die Breite des Randes, der sich auf das in seiner Oberfläche gleich hoch liegende Fahrbahnträgernetz auflegt und dort vernietet wird, ist der Nietdurchmesser maßgebend. Der Durchmesser schwankt zwischen 1,3 und 1,8 cm und die Breite des Randes daher zwischen 5 und 7 cm.

Die Stärke der Buckelplatten wird zwischen 0,7 und 1,1 cm bemessen. Die Berechnung der erforderlichen Stärke ist nicht einfach. Sie erübrigt sich weil genügende Erfahrungen vorliegen. Man mache kleinere Buckelplatten bis zu 2 qm Fläche 0,8 cm, größere Buckelplatten 1,0 cm stark.

Sie werden in der Regel zum Schutz gegen Rostangriff verzinkt.

Befestigung der Buckelplatten.

Bei Verwendung genieteteter Träger empfiehlt sich stets die Anordnung einer durchgehenden oberen Kopfplatte (Abb. 476), auch wenn diese für das Trägheitsmoment des Fahrbahnträgers nicht erforderlich sein sollte, weil bei der in Abb. 475 dargestellten Befestigungsweise ohne durchgehende Kopfplatte

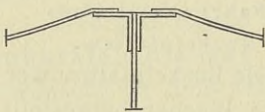


Abb. 475.

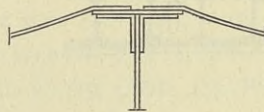


Abb. 476.

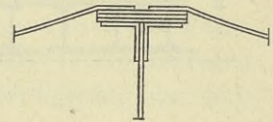


Abb. 477.

die Niete in den senkrechten Winkelschenkeln sehr ungünstig auf Abreißen beansprucht werden. Sind für das Trägheitsmoment des Fahrbahnträgers mehr als eine Kopfplatte erforderlich, so müssen, wenn alle Kopfplatten gleiche Breite erhalten sollen, entweder sämtliche Platten über die ganze Trägerlänge durchgeführt und die Buckelplatten auf ihnen vernietet werden (Abb. 477), oder die Buckelplatten werden auf die erste Kopfplatte und die übrigen Kopfplatten nur in den erforderlichen Längen darüber genietet (Abb. 478). Im ersten Falle ist ein ziemlich großer, für die Festigkeit überflüssiger Materialaufwand erforderlich, im zweiten Falle ist eine Auswechslung schadhaft gewordener Buckelplatten mit Schwierigkeiten verbunden. Bei weitem am

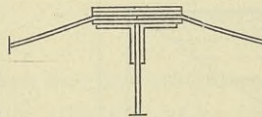


Abb. 478.

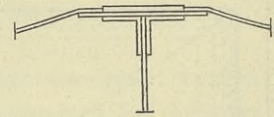


Abb. 479.

zweckmäßigsten ist es, die unterste Kopfplatte auf beiden Seiten um die Randbreite der Buckelplatten überstehen zu lassen (Abb. 479). Hierbei ist die Nietung des Trägers unabhängig von der Nietung der Buckelplatten. Die langen, schwer zu stauchenden Niete in den Kopfplatten können in der Werkstatt geschlagen werden.

Die I-Normalprofile sind zur Aufnietung von Buckelplatten nur soweit geeignet, als sie eine Flanschbreite von mindestens 10 cm besitzen. Kleinere Flanschbreiten geben für die Buckelplattenränder zu geringe Auflagerflächen. Man wählt dann statt der I-Eisen C-Normalprofile und legt die eine Buckelplatte über den Rand der anderen (Abb. 480). Der höheren Lage der einen

der beiden Buckelplatten entsprechend ist hier auf dem Querträger Q , gegen den der Längsträger L stößt, ein Futter F eingeschaltet. Die Buckelplatte unter Vermeidung des Futters F zu kröpfen, empfiehlt sich nicht.

Die seitliche Begrenzung der Bettung erfolgt je nach der Lage

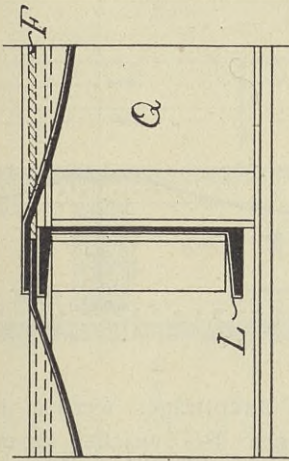


Abb. 480.

der Fahrbahn zu den Hauptträgern und der Ausbildung der letzteren verschiedenartig. Liegt die Fahrbahn über den Hauptträgern, so ist die in der Abb. 481 dargestellte Begrenzung durch ein nach oben gewölbtes Blech und ein \square -Eisen gebräuchlich.

Bei einem Fachwerkträger mit einer zwischen den Hauptträgern angeordneten

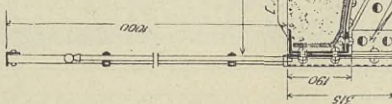


Abb. 481 a.

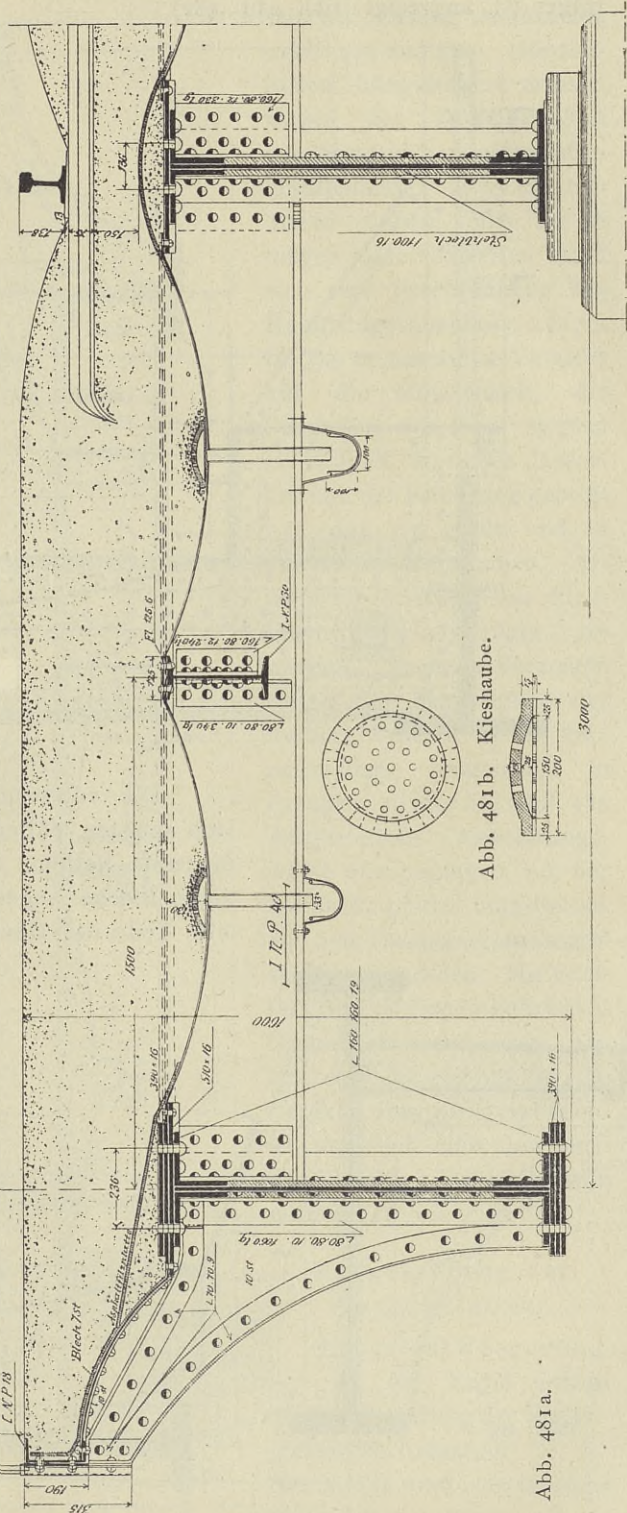
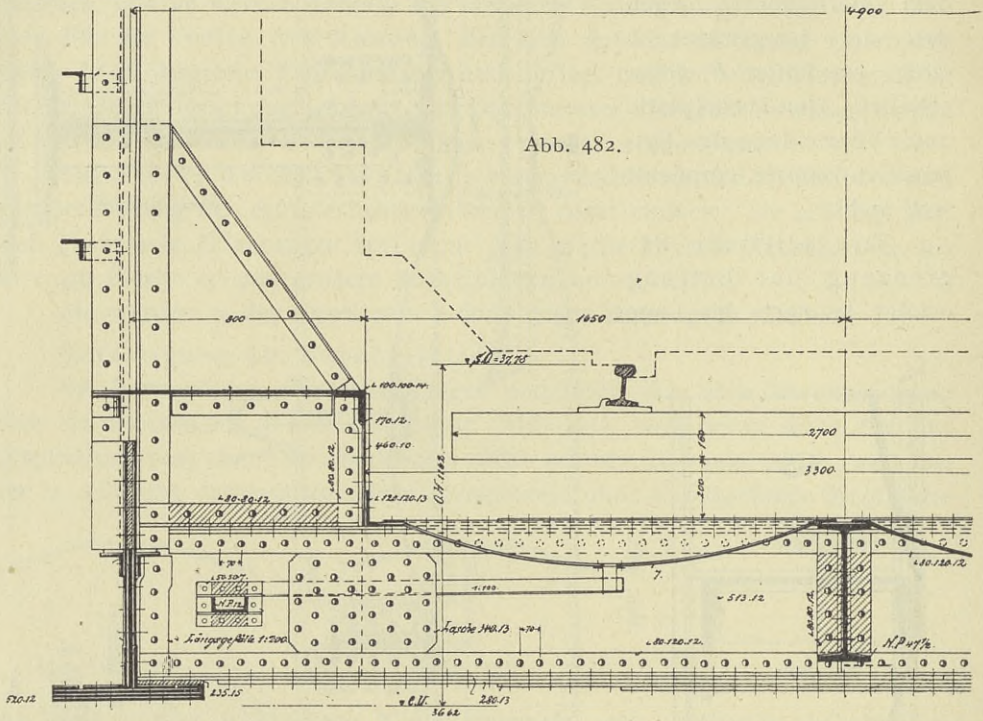
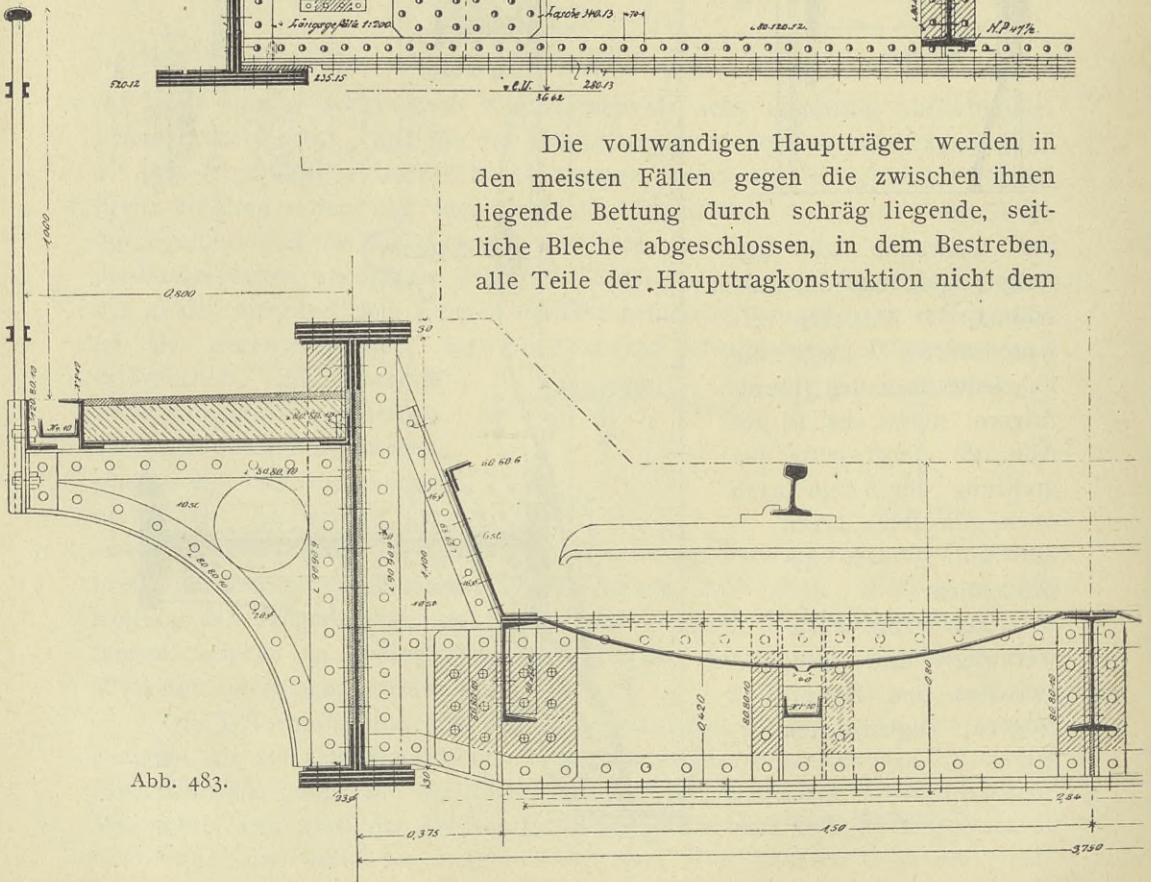


Abb. 481 b. Kieshaube.

Fahrbahn ist ein senkrechter, seitlicher Abschlussträger, der zugleich Fahrbahnträger ist, angezeigt (siehe Abb. 482).



Die vollwandigen Hauptträger werden in den meisten Fällen gegen die zwischen ihnen liegende Bettung durch schräg liegende, seitliche Bleche abgeschlossen, in dem Bestreben, alle Teile der Haupttragkonstruktion nicht dem



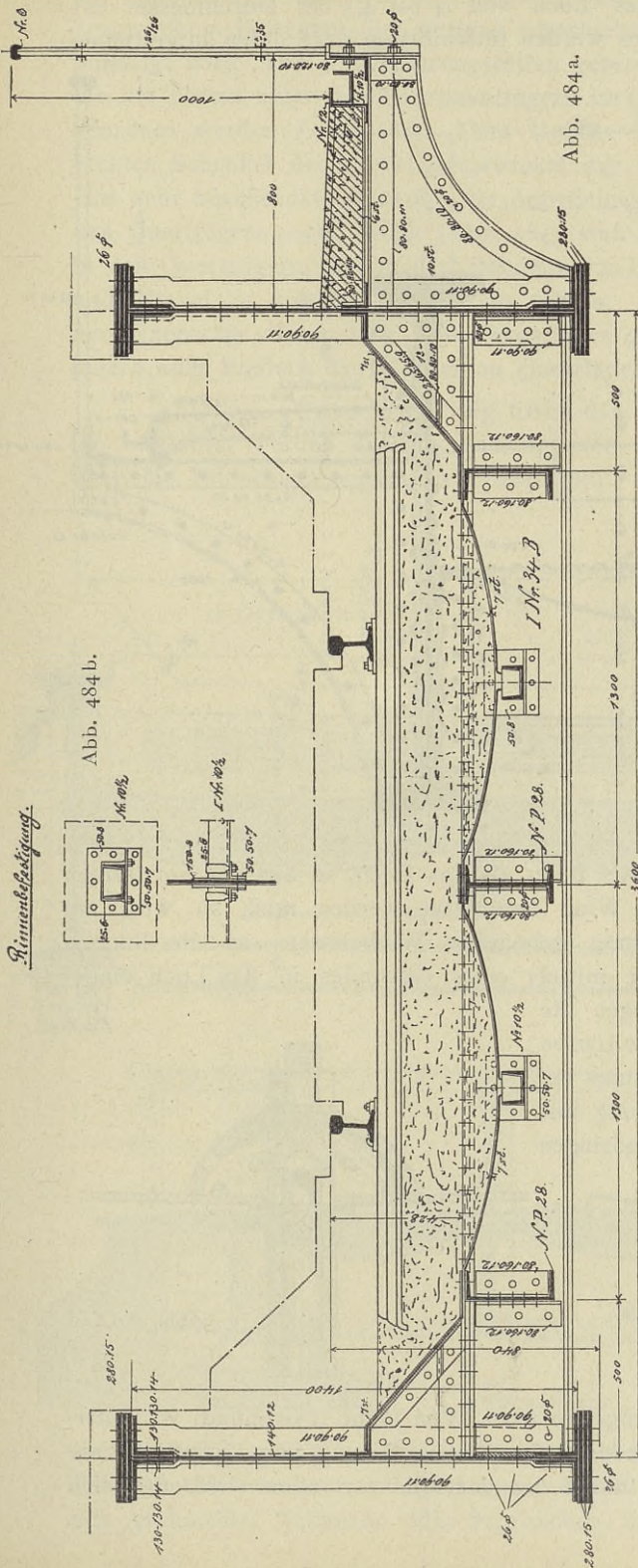


Abb. 484 a.

Abb. 484 b.

Rinnenblech

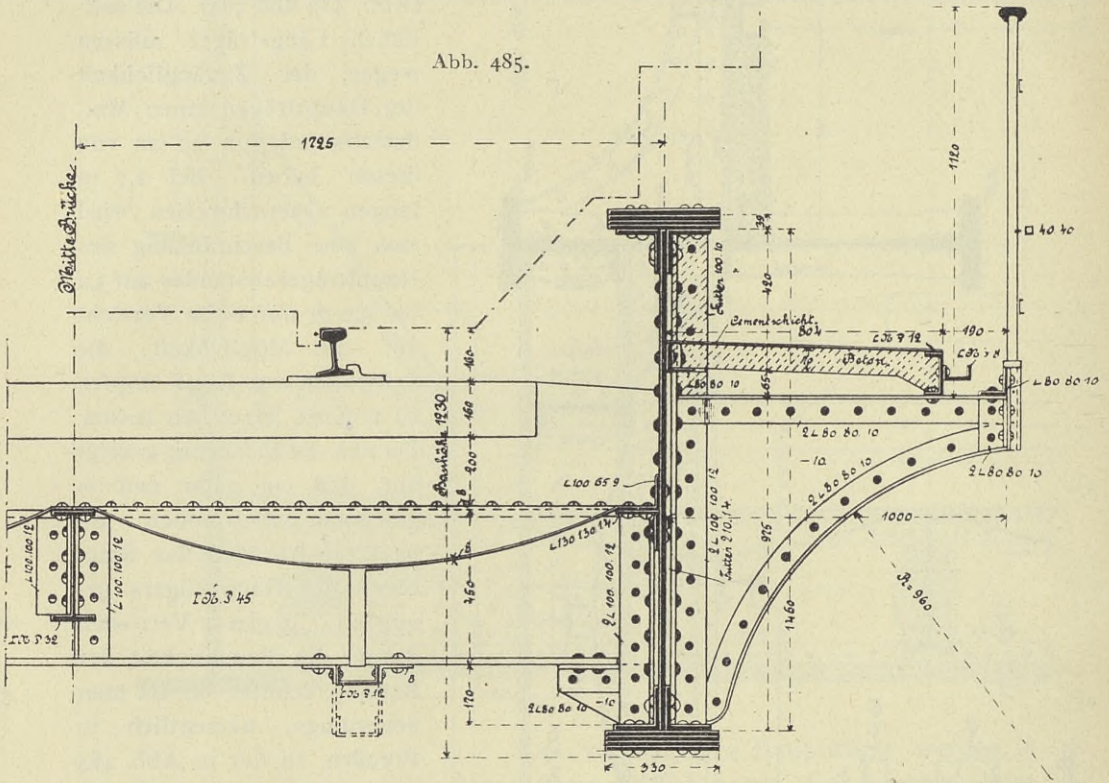
Verrosten durch die Feuchtigkeit der Bettung auszusetzen (Abb. 483 und 484). Die seitlichen Längsträger müssen wegen der Zugänglichkeit der Hauptträger einen Mindestabstand von 35 cm von diesen haben. Bei 2,7 m langen Querschwellen wird sich eine Beschränkung des Hauptträgerabstandes auf 3,2 bis 3,0 m nur beim Verzicht auf die Möglichkeit, die Schwellen vor Kopf stopfen zu können, erreichen lassen. Da nun die Erfahrung gezeigt hat, daß ein guter und in gewissen Zeiträumen erneuerter Anstrich das Stegblech des Hauptträgers genügend gegen Verrosten durch die Feuchtigkeit der Bettung schützt, so ist man neuerdings, namentlich in Preußen, zu der in Abb. 485 dargestellten Ausbildungsweise übergegangen, bei der die Buckelplatten unmittelbar an den Hauptträgern angeschlossen werden. Mit Fortfall der seitlichen Fahrbahn-längsträger und der Abschlußbleche und mit dem geringeren Hauptträgerabstand ist natürlich eine Gewichtsverminderung der Fahrbahn verbunden.

Entwässerung der Buckelplatten.

Einzelentwässerung.

In der Regel erfolgt die Entwässerung der Buckelplattenfahrbahn-tafel dadurch, daß man jede einzelne Buckelplatte durch ein in

ihrem tiefsten Punkte gestanztes Loch von 3 bis 4,5 cm Durchmesser entwässert. Die Ränder des Loches werden tüllenförmig nach unten aufgetrieben.



Liegt die Entwässerungsrinne viel tiefer als das Loch, so daß ein Forttreiben der Wassertropfen durch den Wind befürchtet werden muß, so wird ein Gasrohr mittels eines kreisförmig gebogenen Winkeleisens an die Buckelplatte genietet (Abb. 486) oder mittels eines Gewindes in das Loch eingeschraubt. Das Loch wird gegen die Bettung durch eine durchlöchernte Haube abgeschlossen (Abb. 481), welche bei Verwendung von Kies als Bettung mit größeren Steinen, die das Eindringen

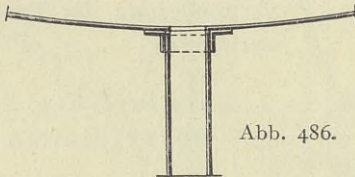


Abb. 486.

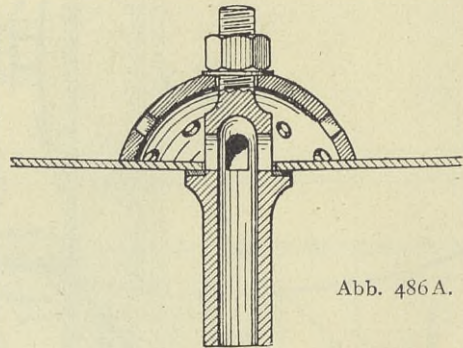


Abb. 486A.

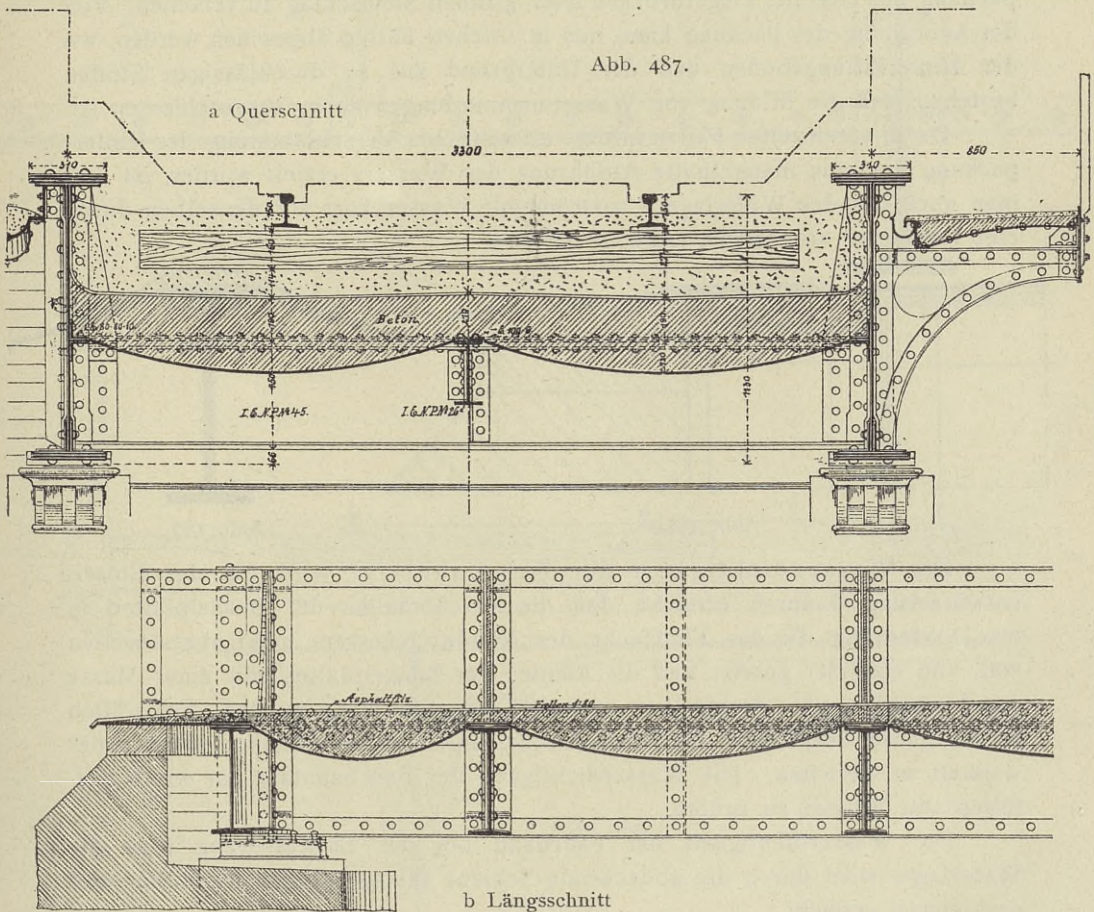
von Kies und Sand verhüten, umgeben wird. Von Jucho (Dortmund) ist neuerdings eine zweckmäßige Verbindung der Kieshaube mit der Tropfzülle angegeben worden (Abb. 486A)*), durch die einerseits verhindert wird, daß sich

*) Zum D. R.-P. angemeldet.

die Haube gelegentlich des Gleisstopfens oder infolge der durch die Fahrzeuge verursachten Bewegung der Bettung verschiebt, und andererseits die Tülle gut befestigt wird. Die Entwässerungstüllen geben das Wasser an Längsrinnen ab, die am besten unter den Fahrbahnträgern im Gefälle von 1 : 80 bis 1 : 100 angeordnet werden (Abb. 485). Dem Gefälle entsprechend müssen die senkrechten Schenkel der Befestigungswinkel der Rinnen verlängert werden. Wo eine sehr beschränkte Bauhöhe die Anordnung der Entwässerungsrinnen unter den Querträgern nicht zuläßt (Abb. 484), sind die Rinnen durch Aussparungen in den Querträgern, die an den Rändern der Durchdringung durch Flacheisen und Winkel zu verstärken sind, zu führen. Abb. 484b zeigt die Befestigung der Rinnen für diesen Fall. Die Längsrinnen geben in der Regel an den Widerlagern oder Pfeilern das Wasser an Querrinnen ab.

Entwässerung über die Widerlager.

Mitunter werden die aus Buckelplatten gebildeten Fahrbahntafeln auch über die Widerlager entwässert (Abb. 487). Auf die Buckelplatten wird ein



Zementkiesbeton aufgebracht, der an der schwächsten Stelle die Oberkante der Fahrbahntafel um 3—4 cm überragen soll und mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltfilz, Tektolith oder dergleichen abgedeckt wird. Die Oberfläche

erhält in der Regel eine Neigung von 1 : 50 in der Querrichtung nach der Mitte beider Buckelplatten hin und ein Längsgefälle von 1 : 50 bis 1 : 100 von der Brückenmitte nach beiden Seiten zu den Widerlagern. Das Wasser wird auf die aus der Abb. 487 zu ersehenden Weise über die Widerlager geführt. Um die Schutzschicht aus Asphaltfilz vor Beschädigungen bei Gelegenheit des Stopfens oder auch durch spitze Steine im Schotter zu schützen, empfiehlt sich die Abdeckung dieser Schicht mit einem Rost aus flachgelegten Ziegelsteinen, die mit 2—3 cm Zwischenraum verlegt werden. Diese Art der Entwässerung, die vor der Einzelentwässerung den Vorzug größerer Einfachheit hat, erhöht das Eigengewicht der Fahrbahn erheblich. Sie hat sich bei Stützweiten bis zu 15 m gut bewährt. Für größere Stützweiten ist ihre Anwendung deshalb nicht zu empfehlen, weil infolge der Längsneigung der Fahrbahnoberfläche das Gewicht der Fahrbahn und die erforderliche Bauhöhe zu große Werte annehmen.

Um das über die Widerlager strömende Wasser schnell zum Versickern zu bringen, sind die Widerlagsmauern in ausreichender Stärke mit einer Hinterpackung aus Gerölle, Ziegelbrocken oder grobem Steinschlag zu versehen. Von der Anordnung der Packung kann nur in solchen Fällen abgesehen werden, wo der Hinterfüllungsboden und der Untergrund aus so durchlässigen Stoffen bestehen, daß die Bildung von Wasseransammlungen darin ausgeschlossen ist.

Da in vereinzelt Fällen infolge allmählicher Verschlämmung der Hinterpackung nur eine mangelhafte Abführung des Wassers erzielt worden ist, hat man auch das den Widerlagern zuströmende Wasser kurz vor denselben durch eine Querrinne abfangen (Abb. 488).

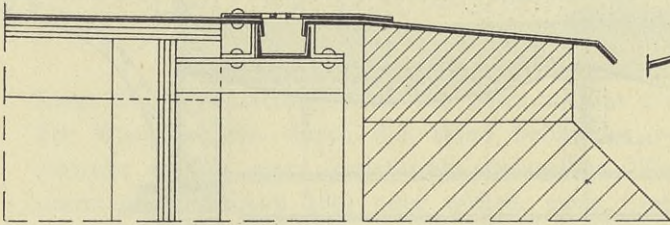


Abb. 488.

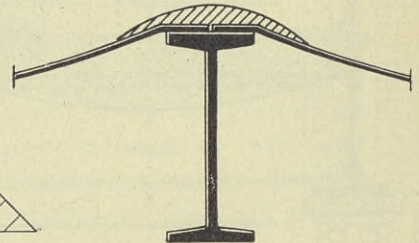


Abb. 489.

Die Wasserdichtigkeit der Fahrbahntafel wird bei der Einzelentwässerung dadurch erreicht, daß die Anschlußniete der Buckelplatten in eine Entfernung, die das Fünffache des Nietdurchmessers nicht überschreiten soll, von einander gesetzt und die Ränder der Buckelplatten mit einer Masse aus Asphaltkitt oder dergleichen nach Abb. 489 überklebt werden. Schließlich ist die ganze Oberfläche der Fahrbahntafel mit heißem Steinkohlenteer oder Asphalt zu streichen. Die Wasserdichtigkeit der Fahrbahntafel ist durch Auffüllen von Wasser zu prüfen.

Die Wasserdichtigkeit der Fahrbahn bei der Entwässerung über die Widerlager wird durch die abdeckende Schicht aus Asphaltfilz, Tektolith oder dergleichen erreicht.

2. Fahrbahntafeln aus Tonnen- oder Hängeblechen.

Die Tonnenbleche bilden Teile von Zylinderflächen mit ebenen Rändern zur Auflagerung und Befestigung. Sie lassen sich im kalten Zustande biegen,

nur die Ränder müssen im warmen Zustande gepreßt werden. Ihre Herstellungsweise ist daher erheblich billiger, als die der Buckelplatten. Die Pfeilhöhe f

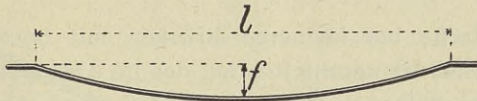


Abb. 490.

beträgt in der Regel $\frac{1}{10}$ der Stützweite l (Abb. 490). Sie werden mit ihrer Längsachse entweder parallel zur Längsrichtung der Brücke oder senkrecht dazu verlegt. Im ersten

Falle liegen sie mit ihren Rändern auf den Längsträgern (Abb. 491), im zweiten Fall auf den Querträgern auf (Abb. 492)*. Der Anschluß ihrer offenen

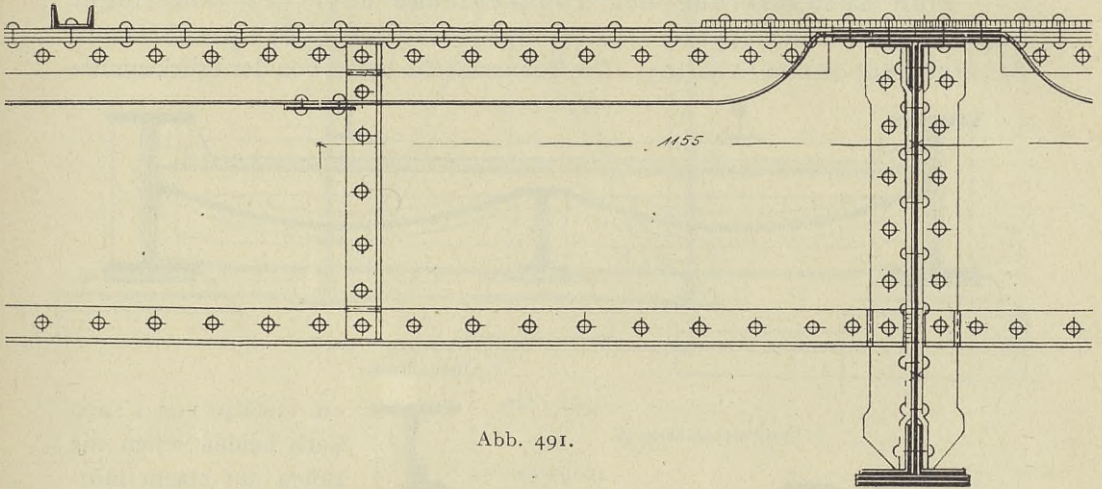


Abb. 491.

Seiten erfolgt am besten durch angenietete halbe Buckelplatten. Die Stärke der Tonnenbleche ist nicht unter 8 mm zu wählen.

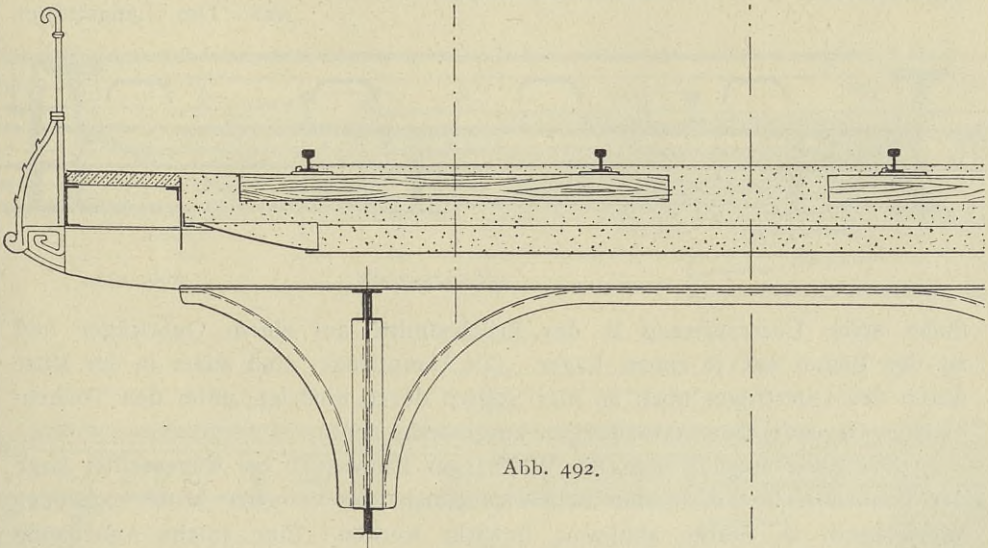


Abb. 492.

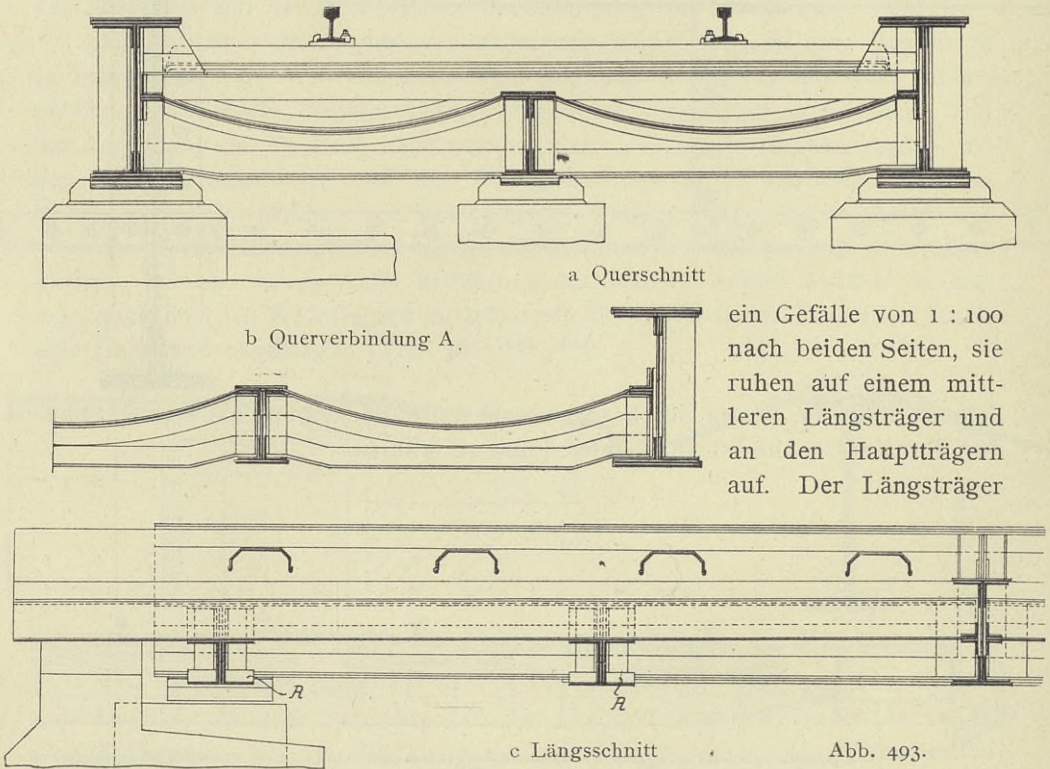
Die Entwässerung wird durch Vergrößerung der Pfeilhöhe von den Enden des Tonnenbleches zur Mitte oder umgekehrt von der Mitte zu den

*) Querschnitt durch den Viadukt der Berliner Hochbahn in der Bülowstraße.

Enden und durch Anordnung von Löchern in den tiefsten Punkten erzielt. Über die Entwässerungslöcher und Tüllen gilt das bei den Buckelplatten hierüber Gesagte

Mit Vorteil finden die Tonnenbleche bei kleineren Brücken mit oben liegender Fahrbahn Verwendung, bei denen sie unmittelbar auf den im Abstände von 1,5—2,0 m liegenden Hauptträgern befestigt werden. Hierbei wird die Entwässerung über die Widerlager in einfacher Weise derart bewirkt, daß die Stegbleche der Hauptträger nach der Mitte zunehmen, und so den Tonnenblechen ein zweiseitiges Längsgefälle gegeben wird.

Eine Entwässerung der Tonnenbleche über die Widerlager zeigen auch die Musterentwürfe für Bahnsteigtunnel der preußischen Staatseisenbahnen (Abb. 493). Die Tonnenbleche haben von der Brückenmitte



ein Gefälle von 1 : 100 nach beiden Seiten, sie ruhen auf einem mittleren Längsträger und an den Hauptträgern auf. Der Längsträger

c Längsschnitt

Abb. 493.

findet seine Unterstützung in der Brückenmitte auf einem Querträger und an den Enden auf je einem Lager. Die Hauptträger sind außer in der Mitte durch den Querträger noch an vier Stellen durch niedrige, unter den Tonnenblechen liegende Querverbindungen ausgesteift.

Die Entwässerung über die Widerlager kann auch bei wagerechter Lage der Tonnenbleche durch eine Betonausfüllung, die von der Mitte nach den Widerlagern an Stärke abnimmt, bewirkt werden. Eine solche Anordnung zeigt eine in der Abb. 494 dargestellte Ausführung der sächsischen Staatseisenbahnen.

Die Abb. 495 gibt eine vom Ingenieur Johann im Zentralblatt der Bauverwaltung, Jahrgang 1907, Seite 491 angegebene Fahrbahntafel mit

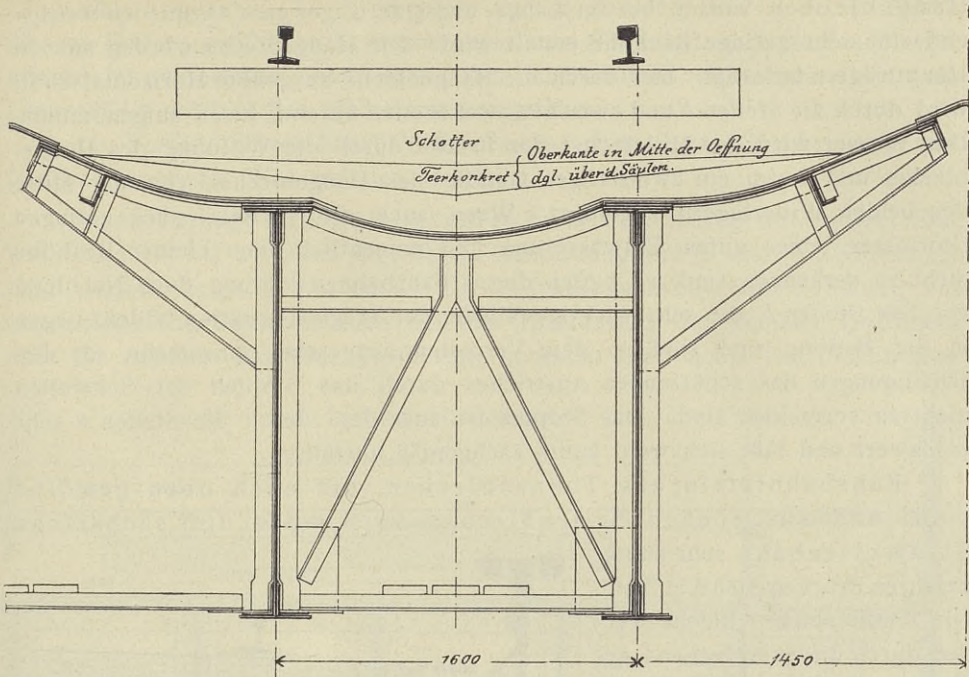
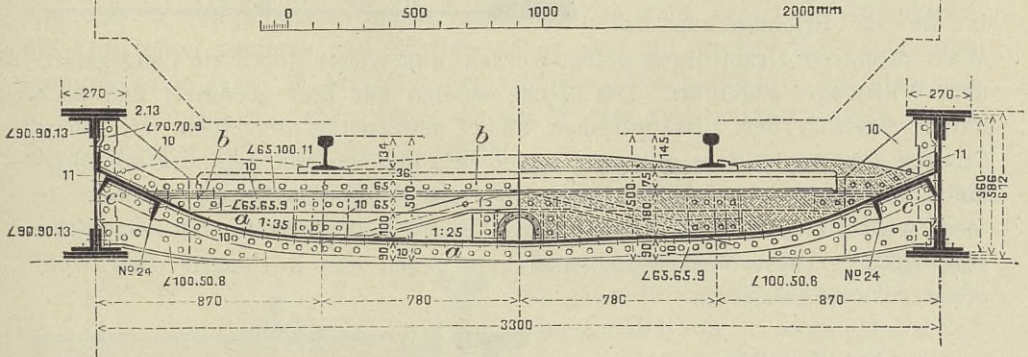


Abb. 494.

a Querschnitt



b Längsschnitt

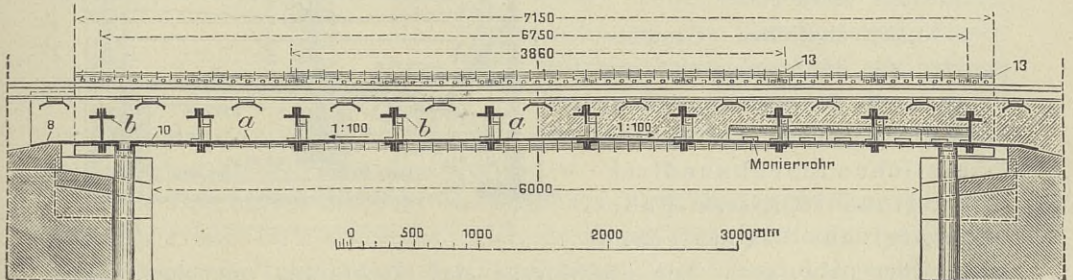


Abb. 495.

Hängeblechen wieder, bei der Längs- und Querträger ganz vermieden werden und eine sehr geringe Bauhöhe erzielt wird. Die Hängebleche werden an den Hauptträgern befestigt. Der durch die Hängebleche ausgeübte Horizontalschub wird durch die Steifen *b* und zwischen zwei Steifen durch **C**-Eisen aufgenommen. Das Wasser wird der Mittelachse der Brücke durch die Wölbung des Hängebleches und durch ein zweiseitiges Gefälle des Hängebleches von der Mitte den beiden Widerlagern zugeführt. Wenn auch die Vorteile eines geringen Gewichtes, einer guten Entwässerung und namentlich einer kleinen Bauhöhe nicht zu verkennen sind, so haften dieser Fahrbahnausbildung doch Nachteile an. Die Steifen *b*, die sehr wichtige Glieder der Tragkonstruktion bilden, liegen in der Bettung und sind so dem Verrosteten ausgesetzt, umsomehr, als Beschädigungen des schützenden Anstriches durch das Stopfen der Schwellen nicht zu vermeiden sind. Das Stopfen ist außerdem durch die Steifen *b* sehr erschwert und läßt sich wohl kaum sachgemäß ausführen.

Fahrbahntafeln aus Tonnenblechen, die nach oben gewölbt sind, und aus ebenen Seitenblechen verwendet die sächsische Staatseisenbahn sehr häufig bei ihren Brücken (sich Abb. 496). Die 8 mm starken Bleche werden durch die entsprechend gestalteten Querträger und radial gestellten Längsträger gestützt. Das Wasser wird den von den Seitenblechen und dem gebogenen Blech gebildeten Ecken, in die zur Erleichterung des Wasserabflusses Drainröhren gelegt werden, und weiter durch ein Längsgefälle dem Widerlager zugeführt. Die Bleche werden mit Teer grundiert und nach fettem Anstrich der Nietkopfreihen und Überdeckung derselben mit einem Streifen von Asphaltjute mit zwei Lagen je 4 mm starken Asphaltfilzes überklebt, die eine 3 cm starke Schutzschicht aus Sandbeton (1 : 10) erhalten. In diese wird gleich nach dem Aufbringen eine Lage rundlicher Oberbaukiesel eingedrückt. Diese Vorkehrungsmaßregeln gegen den Rostangriff sind wohl etwas zu weit getrieben.

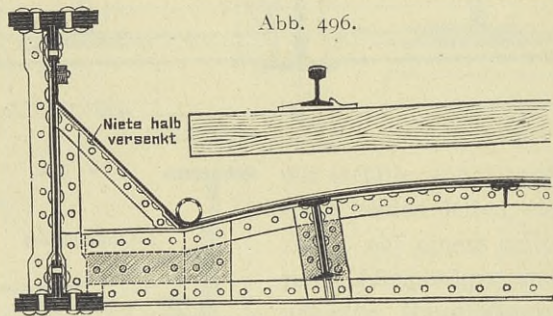


Abb. 496.

3. Fahrbahntafeln aus Flachblechen.

Nach ähnlichen Gesichtspunkten wie die eben geschilderte Fahrbahn ist die vom Ingenieur Johann erfundene und von der Königlichen Eisenbahndirektion Altona verbesserte Fahrbahntafel aus Flachblechen ausgebildet (Abb. 497). Die Flachbleche sind dachförmig mit einer Querneigung von 1 : 30 angeordnet und werden von den Querträgern und den

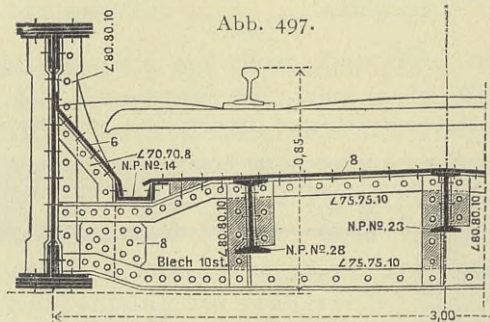
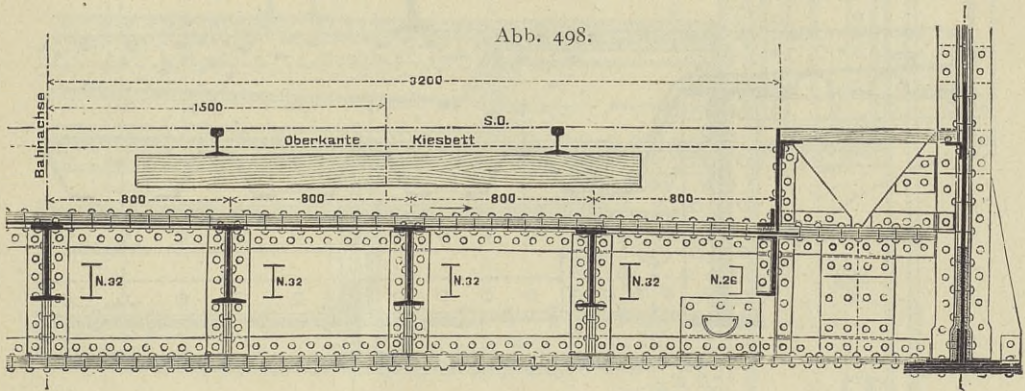


Abb. 497.

Längsträgern gestützt. Die Querträger sind so gestaltet, daß an beiden Seiten die aus \square -Eisen gebildeten Entwässerungsrinnen Platz finden, in die das Wasser infolge der zweiseitigen Querneigung der Fahrbahntafel einströmt. Durch ein Längsgefälle wird es den Widerlagern zugeführt.

Als Vorteile dieser Fahrbahnanordnung werden gute Entwässerung und frostfreie Lage der Wasserrinnen angeführt.

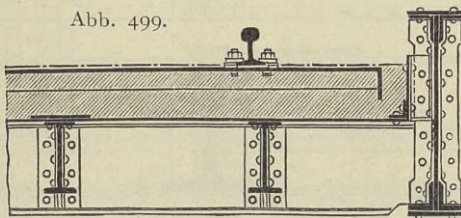
Dachförmige Flachblechfahrbahntafeln, jedoch mit anderer Entwässerung als bei der eben angeführten Ausbildungsweise, sind in Süddeutschland vielfach ausgeführt worden. Die Brückenbauanstalt Gustavsburg hat eine solche Fahrbahntafel auch bei der Überführung der Berliner Hochbahn über die Anhalter Bahn zur Ausführung gebracht (Abb. 498). Die Flachbleche



werden von den Querträgern und den Längsträgern, die in einem Abstand von 0,80 m von einander liegen, gestützt. Sie sind unter die Gurtplatten der Querträger genietet und dürften daher nur mit großen Schwierigkeiten auszuwechseln sein. In der Nähe der seitlichen Abschlußträger befinden sich in den Flachblechen Löcher, durch die das Wasser zwei untergehängten, durch die Querträger geführten Rinnen zufließt.

Die Bayerische Staatsbahn wendet die Flachblechfahrbahntafeln vielfach bei den sogenannten Bahnbrücken mit Kieskasten an (Abb. 499). Die

Abb. 499.



Flachbleche erhalten kein Quergefälle, die ganze Brücke wird vielmehr in ein Längsgefälle von 1 : 100-gelegt und das Wasser über das Widerlager geführt. Bisher haben sich dem Vernehmen nach bei der Entwässerung dieser Brücken keine Anstände gezeigt, es bleibt jedoch abzuwarten, ob sich nicht

im Laufe der Zeit unter den Schwellen feste Kiesbänke bilden, die der Längsentwässerung hinderlich in den Weg treten.

Die Überbauten mit Fahrbahntafeln aus Flachblechen werden trotz des niedrigen Preises für Flachbleche teurer, als die mit Buckelplattenfahrbahntafeln, weil die geringe Tragfähigkeit der Flachbleche eine bedeutend engere Stellung der Fahrbahnträger als für Buckelplatten erfordert.

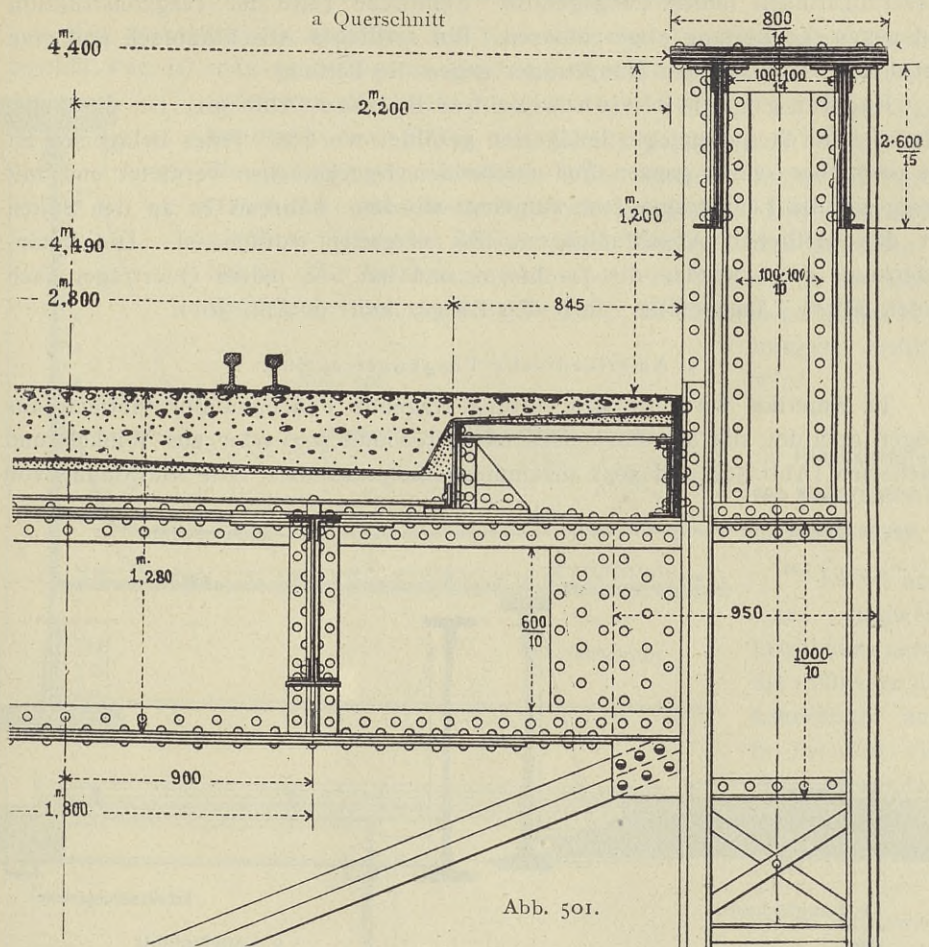
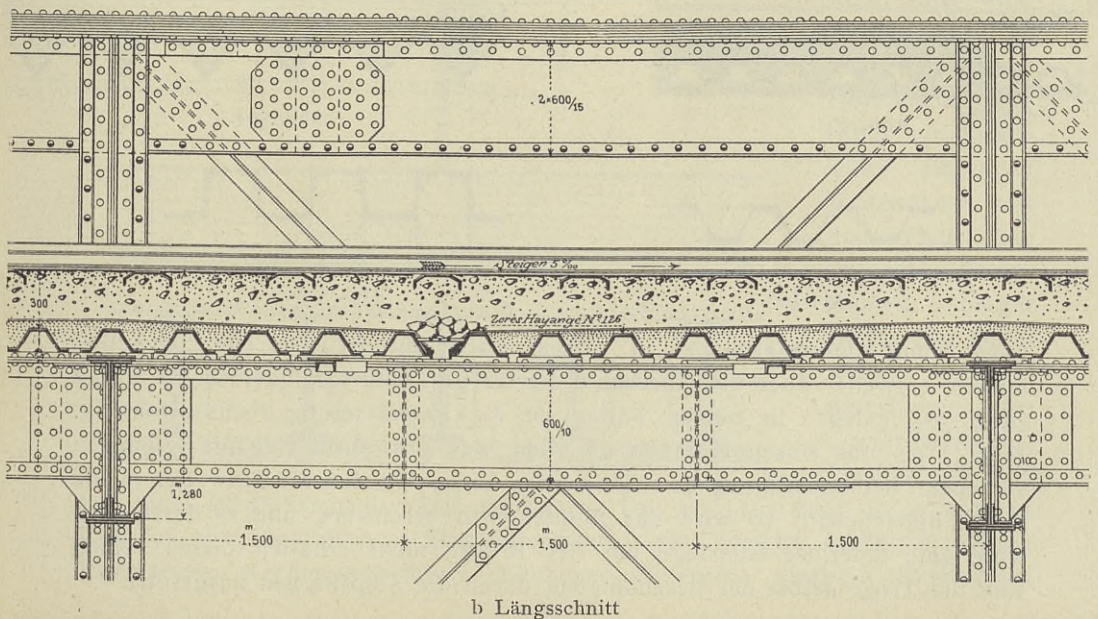


Abb. 501.



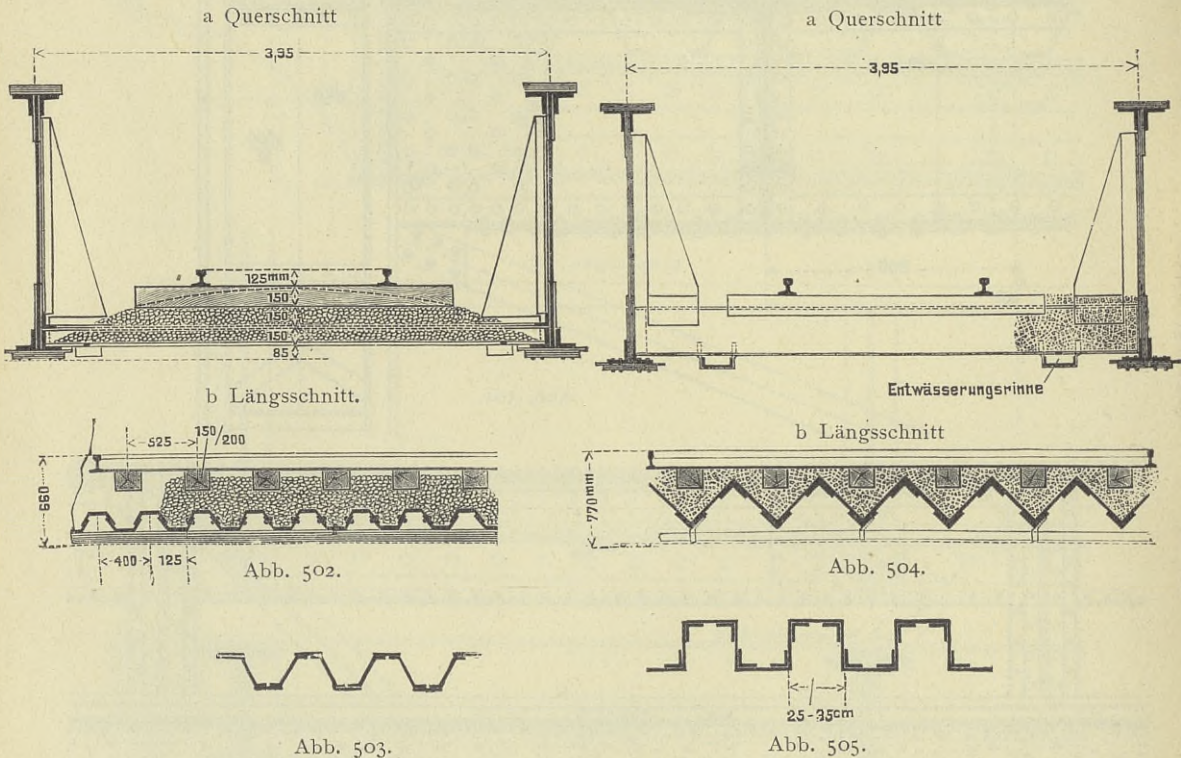
b Längsschnitt

wässerungsrinnen haben Längsgefälle. Sämtliche Teile der Tragkonstruktion sind gegen die Bettung abgeschlossen. Ein seitliches Abschlußblech und eine Blechhaube schützen den Hauptträger gegen die Bettung.

Bei der großen Rheinbrücke bei Eglisau (Abb. 501) ist die Fahr-
bahntafel durch quergelegte Belageisen gebildet worden. Jedes Belageisen ist mit zwei über seinen ganzen Fuß reichenden Druckstücken vernietet und mit diesen auf die Längsträger lose aufgelegt worden, während es an den Seiten mit den seitlichen Abschlußträgern fest vernietet worden ist. Die Betonabdeckung zeigt wieder die Dachform und hat von jedem Querträger nach beiden Seiten Längsgefälle. Sieh den Längsschnitt in Abb. 501 b.

5. Amerikanische Trogkonstruktion.

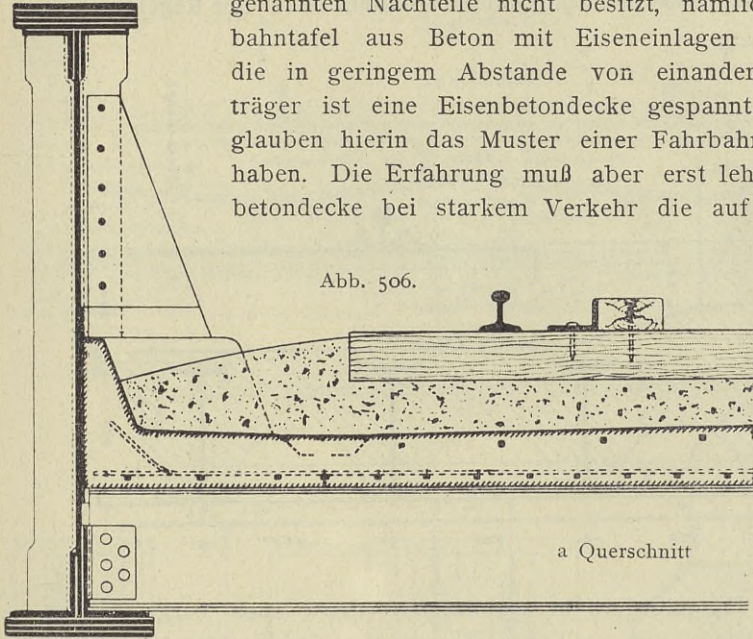
In Amerika wird die die Bettung tragende Fahrbahntafel vielfach aus Trögen gebildet, die aus Formeisen (Abb. 502 und 503) oder aus Winkel- und Flacheisen (Abb. 504 und 505) zusammengenietet werden. Die Anordnung von



Längs- und Querträgern ist in diesem Falle entbehrlich. Die Schwellen werden entweder über die Oberkante der Tröge (Abb. 502) oder in die Tröge (Abb. 504) gelegt. In beiden Fällen ist die Entwässerung recht schwierig. Jeder Trog muß einzeln entwässert werden, was z. B. durch eine mit Neigungen versehene Betonausfüllung bewirkt werden kann. Werden die Schwellen in die Tröge hineingelegt, so wird das Stopfen sehr erschwert, und es dürfte sich wohl eine tadellose Gleislage auf der Brücke nicht erhalten lassen. Auch sind die Tröge selbst der Beschädigung durch die Stopfhacken ausgesetzt.

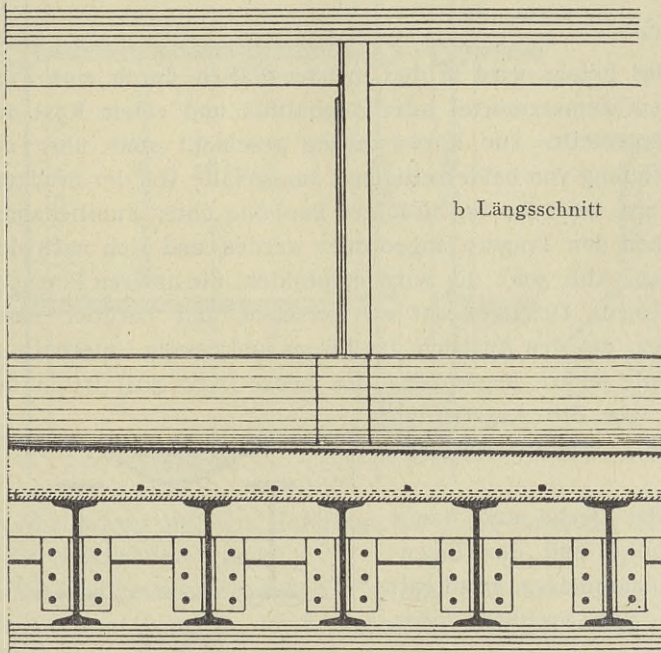
d) **Fahrbahntafeln aus Beton mit Eiseneinlagen.**

Da man sich in Amerika der Nachteile der Trogfahrbahntafel wohl bewußt war, ist man neuerdings zu einer Bauweise übergegangen, die die eben genannten Nachteile nicht besitzt, nämlich zu einer Fahrbahntafel aus Beton mit Eiseneinlagen (Abb. 506). Über die in geringem Abstände von einander liegenden Querträger ist eine Eisenbetondecke gespannt. Die Amerikaner glauben hierin das Muster einer Fahrbahntafel gefunden zu haben. Die Erfahrung muß aber erst lehren, ob die Eisenbetondecke bei starkem Verkehr die auf sie gesetzten Hoffnungen erfüllen wird.



e) **Fahrbahntafeln aus Walzträgern mit Betonkappen.**

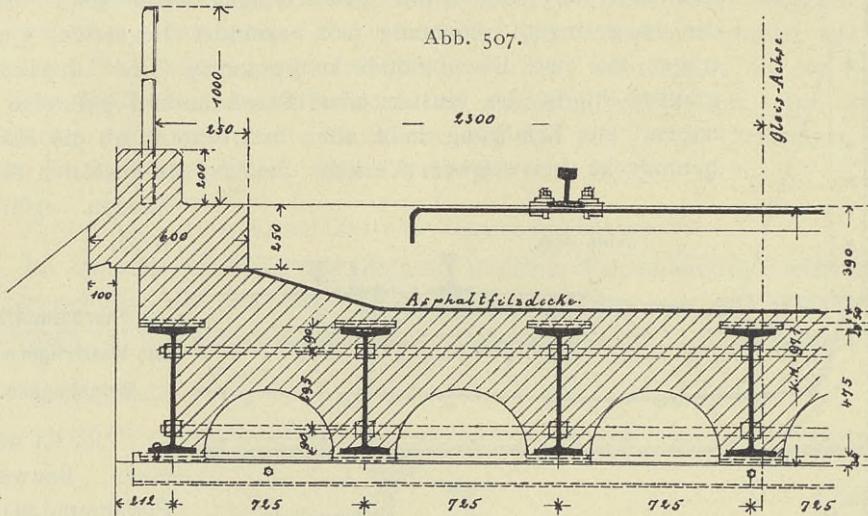
Es ist noch einer Bauweise Erwähnung zu tun, die in Bayern und neuerdings auch in Preußen vielfach Anwendung gefunden hat. Bei kleineren Bauwerken bis zu 12 m Stützweite wird mit wirtschaftlichem Vorteil der ganze Überbau aus parallel zur Längsachse liegenden Walzträgern mit dazwischen gestampften Betonkappen hergestellt. Der Beton wird bei der Berechnung der erforderlichen



Profile der **I**-Träger nicht als mittragender Teil angesehen. Die Abb. 507 zeigt einen solchen Überbau der Bayerischen Staatseisenbahn. Als Vorteile gegenüber reinen Eisenbauten werden angeführt: Einfaches Entwerfen, einfache Herstellung

ohne Inanspruchnahme einer Brückenbauanstalt, geringere Baukosten bis etwa 12 m Lichtweite.

Die Bewährung ist nach den Erfahrungen, die allerdings noch nicht seit langem vorliegen, gut. Das Betonmischungsverhaltnis ist in der Regel 1 : 4 : 6.



Um das erhebliche Eigengewicht herabzumindern, wird auch vorgeschlagen, ein Mischungsverhältnis von 2 Teilen Zement : 5 Teilen Sand : 5 Teilen Bimskies im Zugteil Basaltsplitt im Druckteil zu verwenden.

Die Abdeckung des Betons wird in den meisten Fällen durch eine 2 cm starke Schicht aus fettem Zementmörtel oder Asphaltfilz und einem Rost aus Ziegeln oder Latten hergestellt. Die Entwässerung geschieht stets über die Widerlager durch Anwendung von beiderseitigem Längsgefälle von der Brückenmitte zu den Widerlagern, bei sehr beschränkter Bauhöhe unter Zuhilfenahme von Mulden, die zwischen den Trägern angeordnet werden und sich nach den Widerlagern zu vertiefen (Abb. 508). Es wird empfohlen, die unteren Flansche der Walzträger mit einem Drahtgeflecht zu versehen und darüber einen Zementputz aufzubringen, um den Anstrich des Eisens und dessen Unterhaltung zu ersparen. Eine gerade untere Begrenzung der Decke (Abb. 508) ist in der Herstellung einfacher, als die Aussparung von Kappen (Abb. 507), erhöht allerdings das Gewicht.

Um die Stärke der Decke und damit die erforderliche Bauhöhe und das Eigengewicht der Decke herabzumindern, empfiehlt sich die Verwendung von breitflanschigen Differdinger I-Trägern.

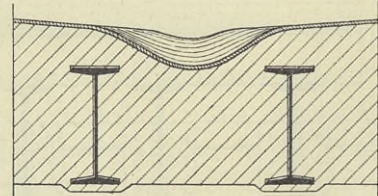


Abb. 508.

Die Brückendecke ist zweckmäßig durch eine Asphaltschicht von dem Widerlager zu trennen, um die Entstehung von Rissen im Widerlager zu verhindern. Sieh die Abb. 509 und 509 A.

Die Walzträger werden entweder auf Gußstahlager (Abb. 509) oder auf alten Schienen gelagert (Abb. 509A). Ein Dorn, der dann und wann

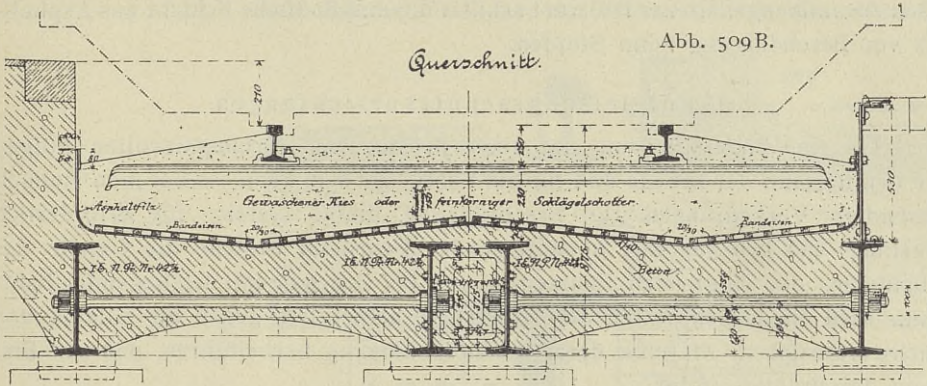


Abb. 509B.

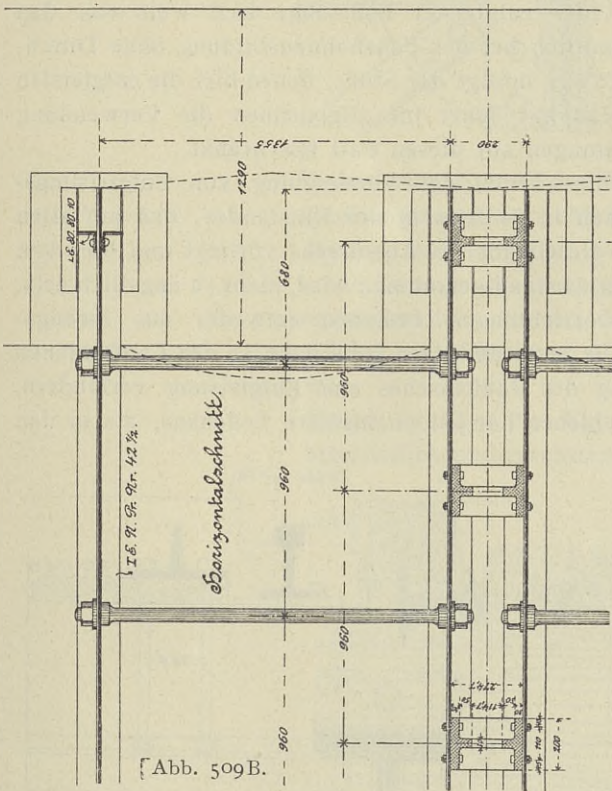


Abb. 509B.

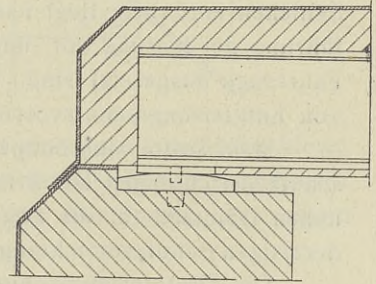


Abb. 509.

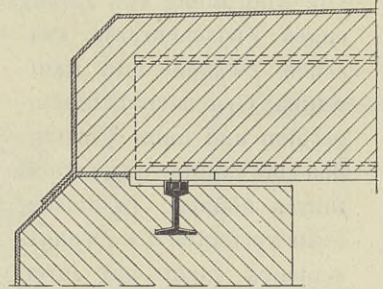


Abb. 509A.

einen Walzträger mit der Unterlage auf dem einen der Widerlager verbindet, legt die Brückendecke fest.

Belastungsversuche haben ergeben, daß die Belastung eines Gleises auf die Breite von 3,5 m für die Berechnung als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann.

Erwähnung verdienen auch die Musterentwürfe für Bahnsteigtunnel, die bei unbeschränkter Bauhöhe im Bereich der preußischen Staatsbahnen Verwendung finden. Aus der Abb. 509B sind die Einzelheiten zu ersehen. Die an

den Seitenwänden hochgezogene Asphaltfilzlage wird durch Winkeleisen festgehalten. Die Bettung muß den Asphaltfilz ganz bedecken. Ein durch Bandeisen zusammengehaltener Holzrost schützt die empfindliche Schicht aus Asphaltfilz vor Beschädigung beim Stopfen.

d) Entgleisungsschutzvorrichtungen.

Da eine Zugentgleisung auf einer Brücke von verhängnisvollen Folgen für den Bestand der Brücke und für die Fahrzeuge sein kann, so hat man vielfach besondere Vorkehrungen zur Beschränkung dieser Gefahr für erforderlich erachtet. Bei Brücken mit oben liegender Fahrbahn besteht die Gefahr des Abstürzens der entgleisten Fahrzeuge, und bei Brücken mit tiefliegender Fahrbahn wird ein Gegenprallen der Fahrzeuge, namentlich gegen die Glieder von Fachwerkbrücken, oft eine derartige Beschädigung herbeiführen, daß ein Einsturz der Brücke erfolgt.

Die Gefahr, daß die Räder entgleister Fahrzeuge sich weit von den Schienen entfernen, liegt namentlich bei der Fahrbahnausbildung ohne Durchführung der Bettung vor, und zwar infolge der Stöße, denen hier die entgleisten Fahrzeuge ausgesetzt sind. Man hat daher im allgemeinen die Verwendung von Entgleisungsschutzvorrichtungen auf diesen Fall beschränkt.

Man sollte überhaupt hinsichtlich der Verwendung von Entgleisungsschutzvorrichtungen auf Brücken in Anbetracht des Umstandes, daß auf allen hohen Dämmen für die Züge die Gefahr des Abstürzens vorliegt und hier von derartigen Schutzvorrichtungen Abstand genommen wird, nicht zu ängstlich sein.

Die Entgleisungsschutzvorrichtungen bestehen entweder aus Zwangsschienen oder Leitschienen. Die ersteren liegen sehr nahe an den Laufschienen und sollen durch die Führung des Radflansches eine Entgleisung verhindern. Die Anordnung von Zwangsschienen hat jedoch insofern Bedenken, als in den engen Zwischenraum zwischen Zwangs- und Laufschiene Gegenstände hineingeraten und unter Umständen eine Entgleisung herbeiführen können. In diesem Falle verfehlen die Zwangsschienen nicht nur ihren Zweck, sondern werden sogar die Ursache der Entgleisung. Die Leitschienen dienen lediglich den Rädern entgleister Fahrzeuge zur Führung und hindern sie, sich weit von den Schienen zu entfernen.

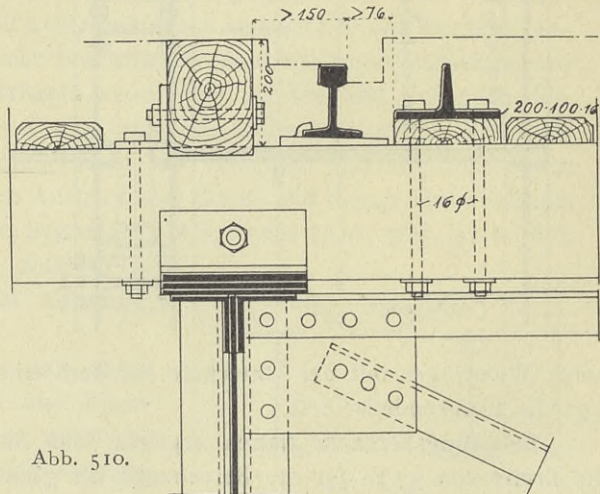


Abb. 510.

Abb 510 zeigt die Entgleisungsschutzvorrichtung der preußischen Staatsbahnen, die nach den Vorschriften auf den Brücken in Krümmungen von weniger als 500 m Halbmesser und auf größeren Brücken mit oben liegender

Fahrbahn, über die die Bettung nicht durchgeführt wird, angeordnet werden muß. Zu beiden Seiten jeder Schiene ist eine Leitschiene angebracht, die äußere besteht aus einem Balken, die innere aus einem L-Eisen, das neben der

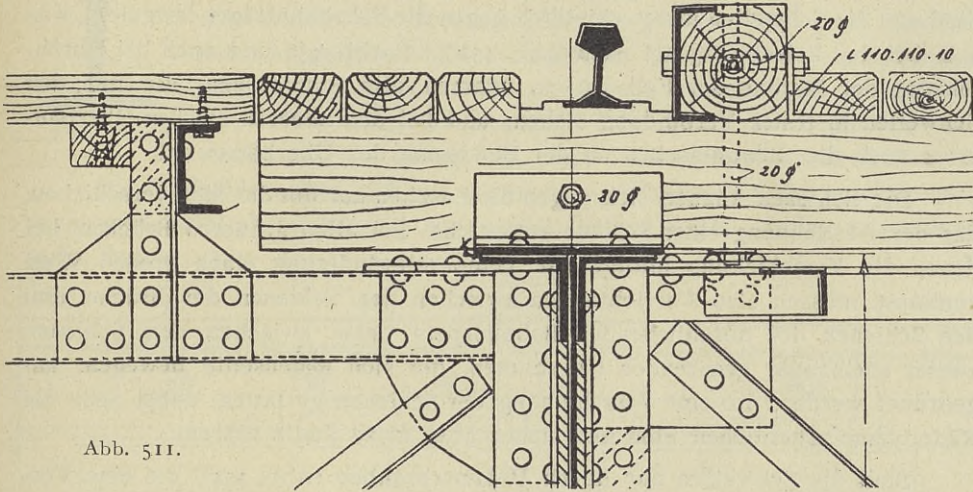


Abb. 511.

Führung durch den Steg dem entgleisten Fahrzeug eine gute Lauffläche bietet. In Abb. 511 ist die Entgleisungsschutzvorrichtung der Reichseisenbahnen zur Darstellung gebracht. Hier ist nur an jeder Schiene eine innere, aus einem armierten Balken bestehende Zwangsschiene vorgesehen. Die Abb. 512 veranschaulicht die bei den österreichischen Staatsbahnen gebräuchliche Ausbildung der Leitschienen.

Die Schutzvorrichtungen erhöhen das Eigengewicht der Fahrbahn beträchtlich und erschweren

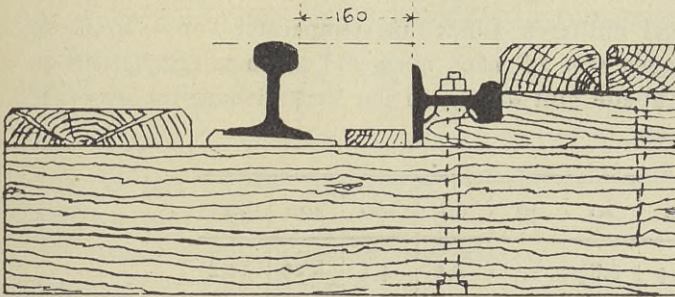


Abb. 512.

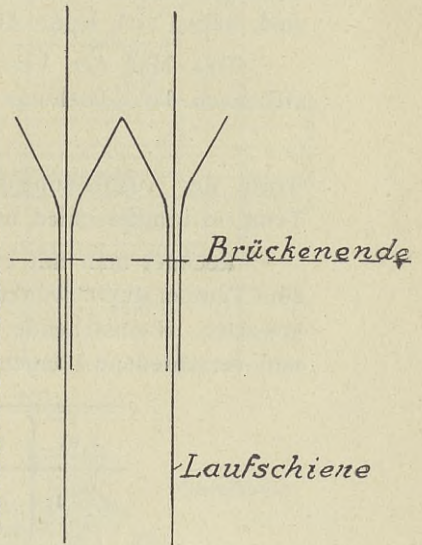


Abb. 513.

das Auswechseln von schadhaft gewordenen Brückenbalken.

Es empfiehlt sich, auf dem angrenzenden Bahnkörper die inneren Leitschienen zu einer Spitze zusammenzuführen, die äußeren Leitschienen dagegen nach außen abzubiegen, damit die Räder etwa schon vor der Brücke entgleister Fahrzeuge wieder in die Nähe der Schienen geführt werden (Abb. 513).

e) Schienenauszugsvorrichtungen.

Die Balkenbrücken erleiden an ihren beweglichen Auflagern infolge der Temperaturänderungen Verschiebungen, an denen auch die Fahrbahn teilnimmt. Sind nun die Schwellen unverschieblich gegen die Fahrbahnträger festgelegt, was z. B. bei der Befestigungsart nach Abb. 452 und Abb. 456 und auch bei Durchführung der Bettung der Fall ist, so nehmen alle Stoßlaschen, die mit den Schwellen in fester Verbindung stehen, und bei den neueren starken Oberbauarten auch die Stemmlaschen an der Bewegung des Überbaues teil.

Die Schienen können sich gegen die Laschen nur um das Maß verschieben, das der Ausdehnung einer Schiene entspricht. Bei allen größeren Brücken, bei denen die Verschiebung infolge der Temperaturänderung einen großen Wert annimmt, müssen also Vorrichtungen zwischen den Schienen der Brücke und den Schienen des anschließenden Bahnkörpers bzw. zwischen den Schienen zweier aneinander grenzenden Überbauten, die sich gegenseitig bewegen, angeordnet werden, die eine Verschiebung der Schienen gestatten, dabei aber die Räder ohne erheblichen Stoß und sicher über diese Stelle führen.

Sind die Schwellen nur durch Hakenschrauben (Abb. 454), die eine Verschiebung der Schwellen gegen die Fahrbahnträger gestatten, oder dergleichen an die Fahrbahnträger geklemmt, so sind Auszugsvorrichtungen entbehrlich. Bei verschiedenen größeren Brücken, deren Schwellen in der genannten Weise befestigt sind, und bei denen keine Schienenauszugsvorrichtungen vorgesehen sind, haben sich keine Anstände gezeigt.

Das Maß der Verschiebung infolge Temperaturschwankung berechnet sich nach der Gleichung:

$$\Delta l = \varepsilon \Delta t \cdot l,$$

worin der Ausdehnungskoeffizient des Flußeisens $\varepsilon = 0,0000118$ ist, Δt den Temperaturunterschied und l die Länge des Überbaues bedeutet.

Rechnet man mit einer mittleren Aufstellungstemperatur von $+10^{\circ}\text{C}$, so sind Temperaturschwankungen von 35° nach oben und unten mit Sicherheit zu erwarten. Nachstehende Tabelle gibt die Werte der Verschiebung für $\Delta t = 35^{\circ}$ und verschiedene Längen an.

l m	10	20	40	60	100	200	300
Δl cm	0,4	0,83	1,7	2,5	4,1	8,26	12,4

Außer diesen Größen sind noch die Verschiebungen, die sich aus der Formänderung infolge der Belastung des Überbaues ergeben, zu berücksichtigen.

Die Auszugsvorrichtungen werden hauptsächlich auf 3 Arten ausgeführt:

α) Mit Überblattung beider Schienen, entsprechend der bekannten Ausbildung der Schienenstöße.

Um bei den Schienen mit schwachem Steg die Halbierung des Steges zu vermeiden, hat man die Überblattung so gestaltet, daß sich die Schienen mit

vollem Steg nach Abb. 514 aneinander legen. Natürlich ist es dann erforderlich, die eine Schiene am Kopf um ein Maß gleich der Stärke des Steges abzuhobeln.

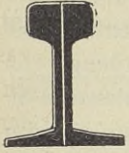
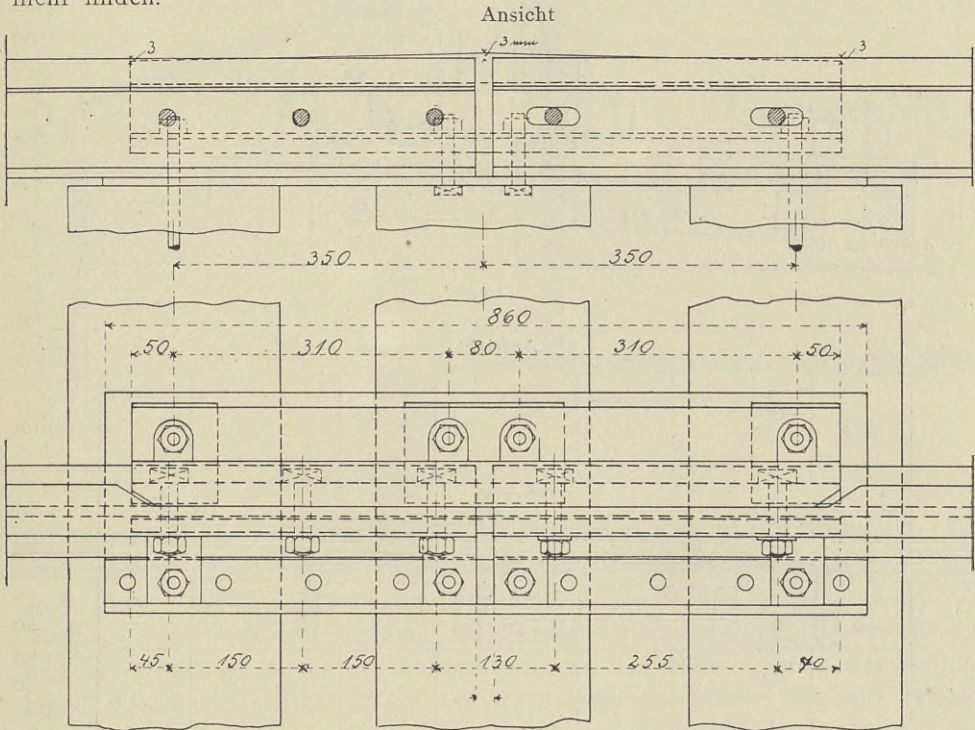


Abb. 514.

Die neueren Schienen mit 18 mm Stegstärke lassen eine Halbierung des Steges zu. Im übrigen wird die Auszugsvorrichtung ebenso wie die Schienenstöße ausgebildet und mit Laschen usw. ausgerüstet. Die Langlöcher im Steg der einen Schiene müssen der errechneten Verschiebung entsprechend groß sein.

Bei dieser Vorrichtung ist ein hinüberrollendes Rad wenigstens von einem Teil eines Schienenkopfes unterstützt.

Die Blattstöße haben sich im allgemeinen nicht gut bewährt, und deshalb wird auch wohl diese Art der Auszugsvorrichtung keine häufige Anwendung mehr finden.

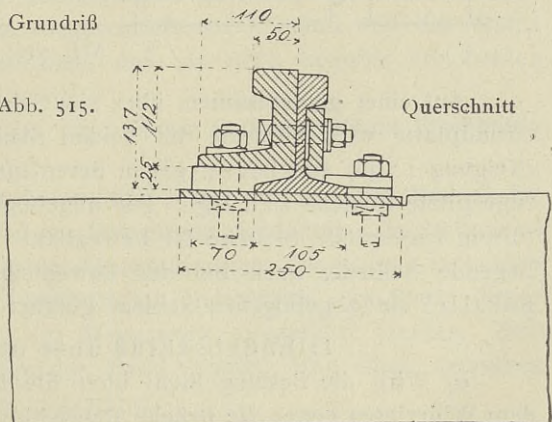


β) Mit außen liegender Auflaflasche.

Ganz ähnlich wie bei der bekannten Stoßausbildung mit der sogenannten Stoßfangschiene wird an die Außenseite der Schienen eine Lasche gelegt, die beiderseits mit einem schwachen Anlauf versehen ist, über den Kopf der Schienen in der Mitte etwas hinausragt und so in der Lücke zwischen beiden Schienen die

Grundriß

Abb. 515.



Räder der Fahrzeuge unterstützt (Abb. 515). Außer der Auflaufschiene wird an der Innenseite eine Stoßschiene vorgesehn. Beide Schienen sind mit der einen Schiene fest, mit der anderen dagegen beweglich durch Anordnung von entsprechend großen Langlöchern verbunden. Eine gemeinsame Grundplatte dient den Schienen zur Unterstützung. Die Verwendung von Zwangsschienen ist hierbei stets zu empfehlen, da sonst die Radflansche in der Lücke leicht gegen den Schienenkopf stoßen und die Fahrzeuge so zum Entgleisen gebracht werden können.

γ) Mit zungenförmiger Ausbildung der einen Schiene (Sich Abb. 516).

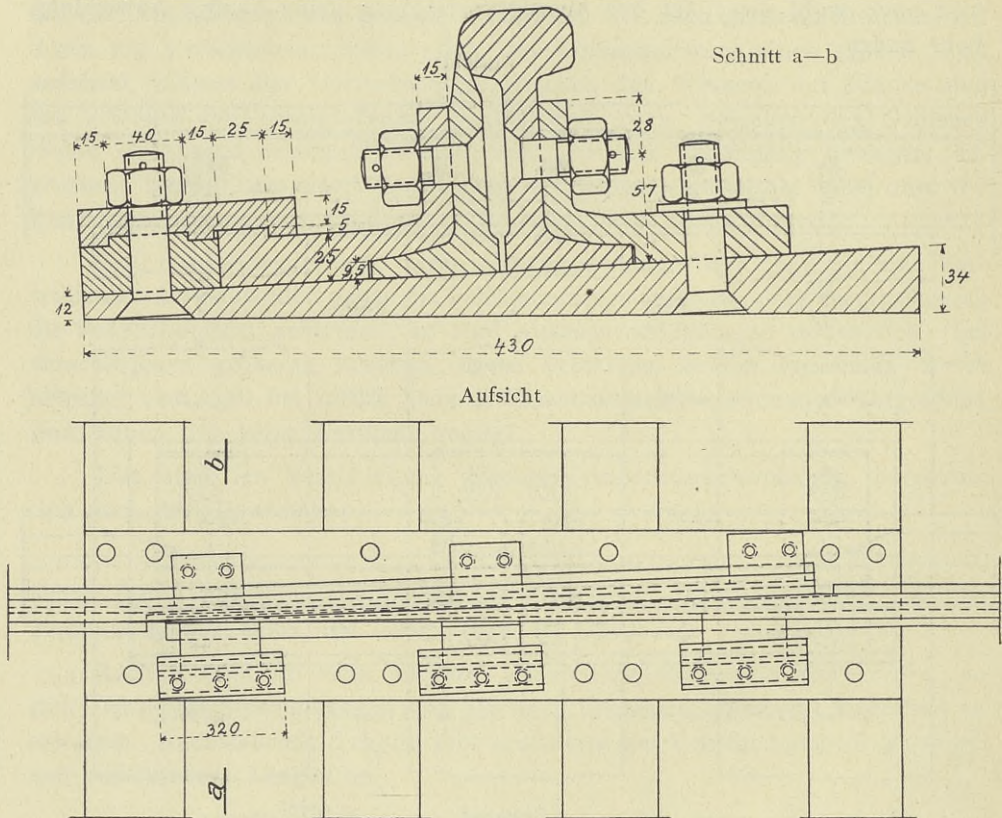


Abb. 516.

Auf einer gemeinsamen, über vier Schwellen sich erstreckenden, eisernen Grundplatte wird die eine der beiden Schienen unter einem kleinen Winkel (Neigung 1 : 30) abgelenkt, gegen deren innere Seite die andere zungenförmig zugespitzte Schiene sich legt. Die abgelenkte Schiene liegt fest, die zungenförmig zugespitzte Schiene ist beweglich. Die Anlage letzterer an die festliegende Schiene, auch bei der Bewegung, wird dadurch bewirkt, daß sie parallel zur abgelenkten Schiene geführt wird.

f) Endabschluß über den Widerlagern.

α) Wird die Bettung nicht über die Brücke geführt, so muß sie über dem Widerlager gegen die Brücke abgeschlossen werden. Hierzu sind besonders

zwei Anordnungen geeignet, die im Bereich der preußischen Staatsbahnen zur Ausführung gelangen.

Bei dem in der Abb. 517 dargestellten Endabschluß begrenzt ein \square -Eisen N. P. 30 die Bettung. Winkeleisen, die nach der Form des oberen Widerlagers

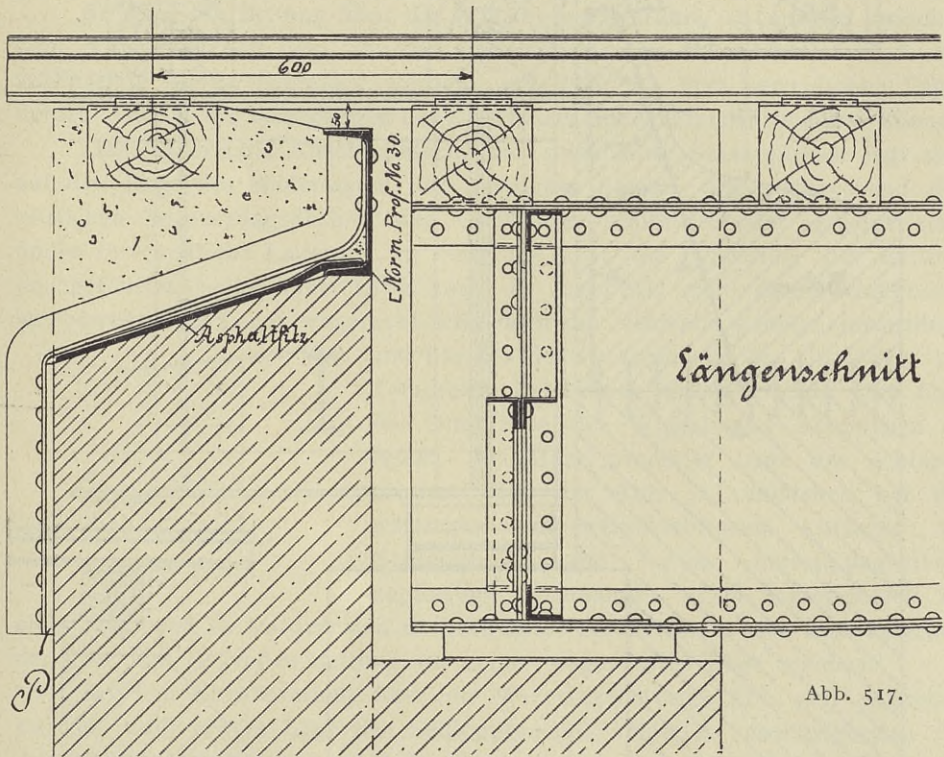
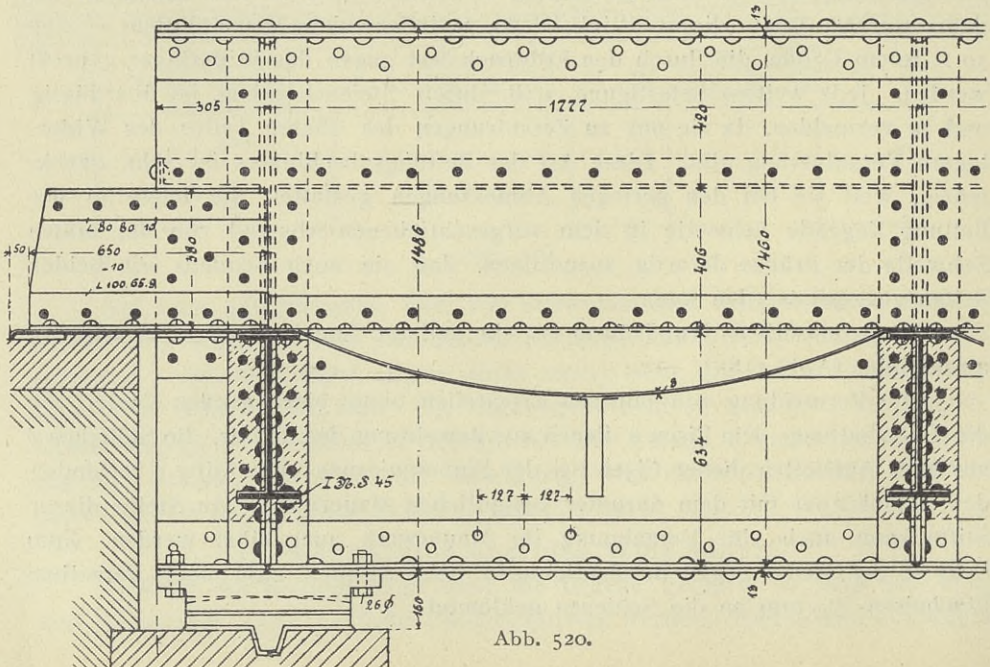
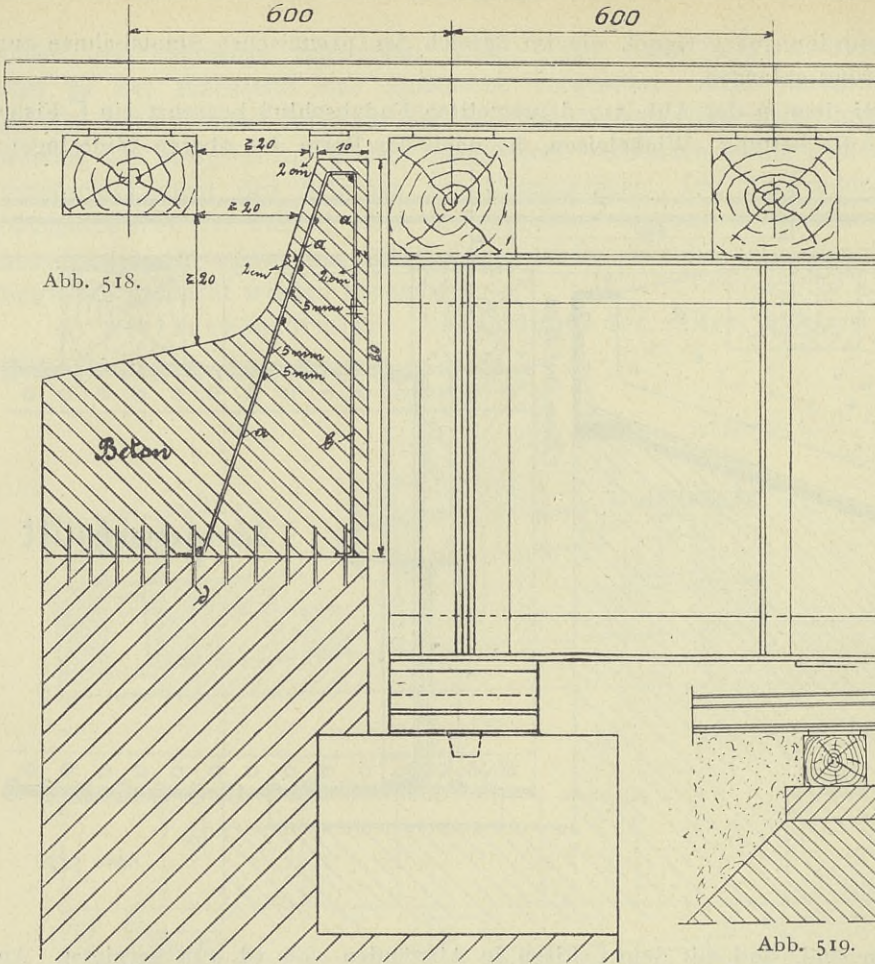


Abb. 517.

gebogen sind, sind mit dem \square -Eisen in Abständen von rd. 2 m vernietet. An dem unteren Ende dieser Winkeleisen befinden sich Druckplatten P von 50×50 cm Größe, die durch den Erddruck fest gegen das Widerlager gepreßt werden. Jede weitere Befestigung, z. B. durch Steinschrauben, ist überflüssig und zu vermeiden, da sie nur zu Zerstörungen des oberen Teiles des Widerlagers Veranlassung gibt. Diese Art des Bettungsabschlusses ist sehr zweckmäßig, weil sie bei den geringen Abmessungen gestattet, die letzte in der Bettung liegende Schwelle in dem vorgeschriebenen Abstand von der ersten Schwelle der Brücke derartig anzuordnen, daß sie noch bequem von beiden Seiten gestopft werden kann.

Nach denselben Grundsätzen ist ein anderer Endabschluß in Eisenbeton ausgebildet (Abb. 518).

Die Vermeidung von äußeren Eisenteilen bietet einen großen Vorteil für die Unterhaltung. Die Eisen a dienen zur Bewehrung des Betons, die Stäbchen b nur zum Aufstellen dieser Eisen bei der Einbetonierung. Die Stifte d verbinden den Betonkörper mit dem darunter befindlichen Mauerwerk. An Stelle dieser Stifte kann auch eine Verzahnung im Mauerwerk ausgeführt werden. Zum Schutze der Mauer gegen Beschädigungen beim Stopfen sind über derselben Flacheisen $\frac{75}{12}$ mm an die Schienen geklemmt.



Der früher fast stets ausgeführte Endabschluß, bei dem sich die letzte Schwelle, die Bettung abschließend, auf das Widerlager unmittelbar auflegte, hat sich wegen der aus der Art der Lagerung entstehenden Stöße beim Befahren sehr schlecht bewährt und gelangt nicht mehr zur Anwendung (Abb. 519).

β) Wird die Bettung über die Brücke durchgeführt, so müssen zwischen dem Widerlager und dem Überbau die Bettung nach unten und seitlich abschließende Bleche eingefügt werden, und zwar an dem beweglichen Lager derart, daß sie die Bewegungen des Überbaues ungehindert mitmachen können.

Das wagerechte Abschlußblech, das sogenannte Schleppblech legt sich auf den Kopf des Widerlagers, die seitlichen Bleche, die entsprechend den seitlichen Begrenzungsflächen des Überbaues senkrecht oder geneigt sind, finden ihre seitliche Lagerung an einer bis über die Oberkante der Bettung hochgeführten Seitenmauer (Abb. 520). Es empfiehlt sich, das Schleppblech am beweglichen Lager wagerecht oder doch nur schwach geneigt anzuordnen

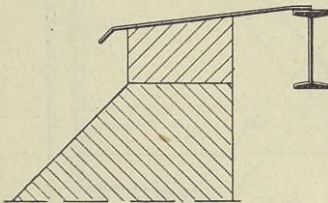


Abb. 521.

und um das der Verschiebung des Überbaues bei Temperaturänderungen entsprechende Maß über die Oberfläche des Widerlagers überstehen zu lassen. Bei stark geneigter Lage des Schleppbleches nach der Abb. 521 entstehen bei Bewegungen am verschieblichen Auflager im Schleppblech und seinen Befestigungsrieten ungünstige Spannungen. Das Schleppblech ist nicht lang, und es werden sich deshalb keine Anstände für die Entwässerung der über ihm liegenden Bettung aus seiner wagerechten Lage ergeben.

Bei der Entwässerung über die Widerlager (vergl. Abb. 487) entstehen aus der wagerechten Lage des Schleppbleches keinerlei Schwierigkeiten für den Abfluß des Wassers, weil die Neigung der Oberfläche durch die Deckschicht bewirkt wird.

2. Das Fahrbahnträgergerippe der Eisenbahnbrücken.

a) Allgemeine Anordnung.

α) Konstruktionen ohne Fahrbahnträgergerippe.

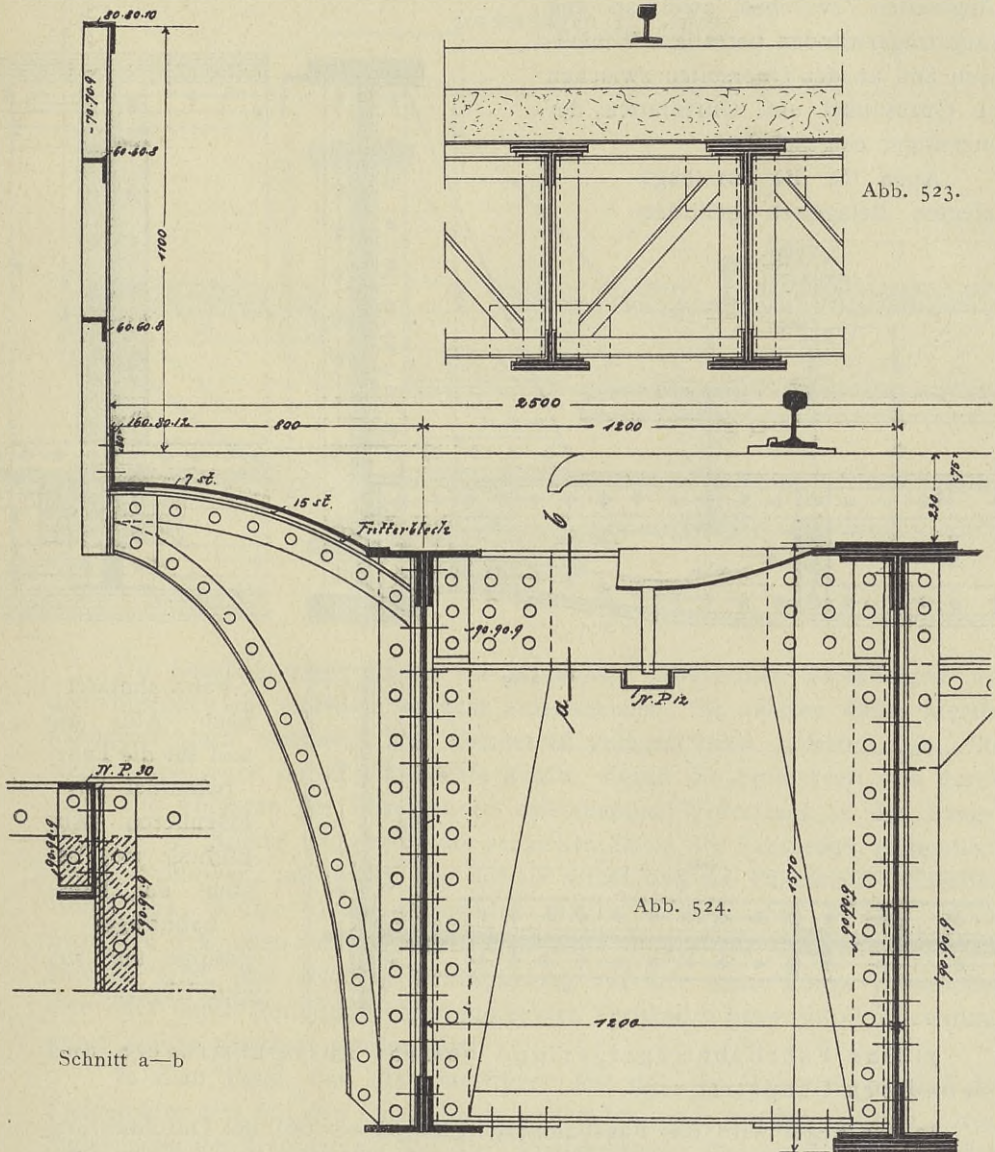
In dem Falle, daß die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern gelagert, oder auch daß bei Durchführung der Bettung Tonnenbleche oder Flachbleche unmittelbar auf die Hauptträger genietet werden, erübrigt sich jedes besondere Fahrbahnträgergerippe.

In Abb. 522 ist der Querschnitt eines Überbaues mit unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen auf den Hauptträgern veranschaulicht. Die Schwellen sind mittels Winkel und Schraubenbolzen auf den Hauptträgern befestigt. Die Abdeckung der Fahrbahn ist durch Bohlentafeln erfolgt. In der Ebene beider Hauptträgergurte liegt je ein Windverband.

Die Abb. 494 zeigt eine Anordnung, bei der die Tonnenbleche unmittelbar auf die Hauptträger genietet sind. Die unter den Tonnenblechen angeordneten Querträger dienen weniger zur Stützung derselben, als zur Aufnahme des wagerechten Schubes, den die Tonnenbleche auf die Hauptträger ausüben. Der

auf die unteren Hauptträger Teile entfallende Winddruck wird durch den Dreieckverband auf die zugleich als Windverband dienende Fahrbahntafel übertragen.

In Abb. 523 ist eine Fahrbahntafel aus Flachblechen dargestellt, die unmittelbar auf die Hauptträger genietet ist, und bei der ebenfalls von der Anordnung eines besonderen Fahrbahnträgergerippes abgesehen werden kann.



β) Das Fahrbahnträgergerippe besteht außer den Hauptträgern nur aus Querträgern.

Treten an die Stelle von Flachblechen oder Tonnenblechen Buckelplatten, und liegen die Hauptträger in einem Abstände von 1,2 bis 2,0 m, der mit einer Buckelplatte überspannt werden kann, so werden nur noch Querträger zur Unterstützung der quer zur Brückenachse liegenden Ränder der Buckelplatten erforderlich. Sieh Abb. 524.]

Neuerdings sind auch von der Königlichen Eisenbahndirektion Essen Überbauten ausgeführt worden, die trotz des großen, 3,8 m betragenden Abstandes der Hauptträger zur Unterstützung der Buckelplatten nur Querträger aufweisen, die im Abstand von 1,407 m von einander liegen (Abb. 525). Die Ränder der Buckelplatten sind an den Längsseiten zwischen zwei an den Hauptträgerwänden befestigte Winkel-eisen und an den Querseiten zwischen die Gurtwinkel und Gurtplatten der Querträger eingeschoben.

Auch für die aus längs-gelegten Belageisen gebildete

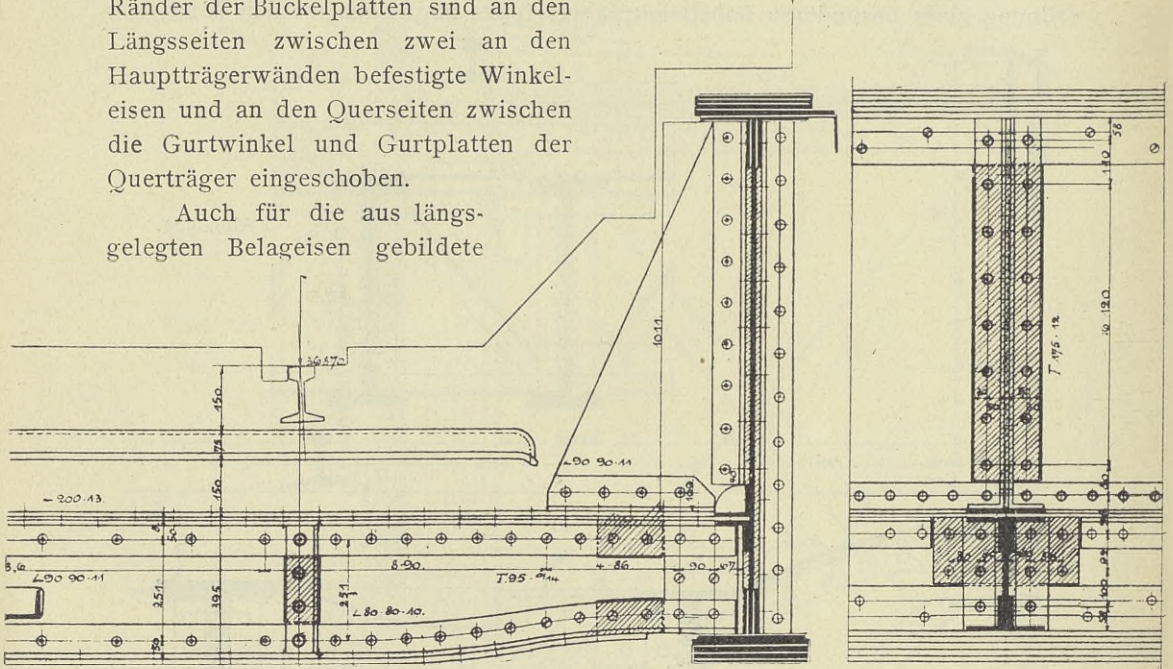
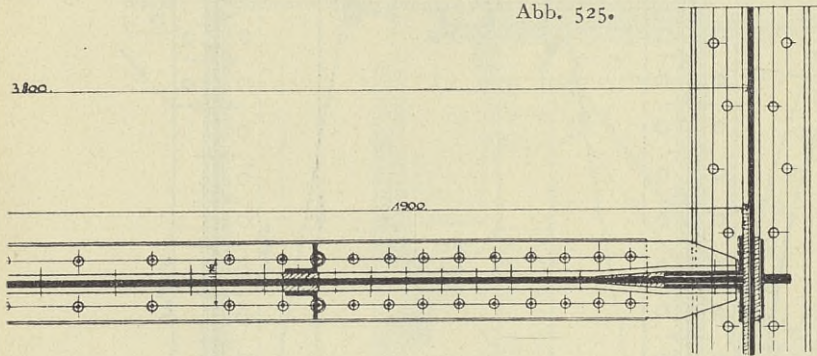


Abb. 525.



Fahrbahntafel nach Abb 500 und für die Fahrbahntafel aus Eisenbeton (Abbildung 506) besteht das Fahrbahnträgergerippe nur aus Querträgern.

γ) Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus Querträgern und besonderen Längsträgern.

In der Regel wird das Fahrbahnträgergerippe sowohl bei Durchführung der Bettung als auch ohne diese aus Längs- und Querträgern gebildet. Im ersten Falle werden die Buckel- oder Flachbleche von den Längs- und Querträgern gemeinsam unterstützt. Die Längsträger sind an den Querträgern befestigt, welche die Lasten in den Anschlüssen an die Hauptträger abgeben (Abb. 484). Im zweiten Falle werden die Querschwellen auf den Längsträgern gelagert, welche wegen ihrer Bestimmung auch Schwellenträger genannt werden. Zur Unterstützung der Längsträger dienen die Querträger (Abb. 526).

Bevor auf die Ausbildung und die Befestigung der Fahrbahnträger für die verschiedenen Fahrbahnordnungen eingegangen werden kann, ist es nötig, einiges über die Beeinflussung dieser Träger durch senkrechte und wagerechte Kräfte und über die an diese Träger zu stellenden Anforderungen zu sagen.

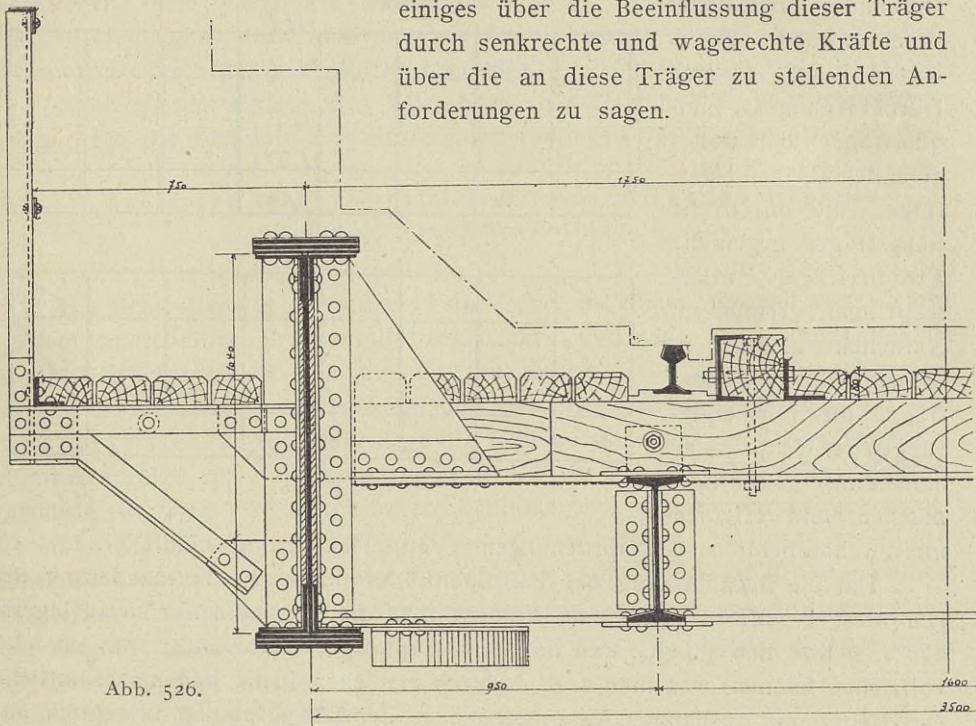


Abb. 526.

Die Fahrbahnträger haben vor allem die senkrechten Belastungen aus dem Eigengewicht und dem Verkehr aufzunehmen. Sie müssen daher hierfür genügend stark bemessen und sachgemäß gelagert bzw. befestigt sein. Sie werden aber auch durch wagerechte Kräfte, durch die Bremskraft und durch den beim Anfahren der Lokomotiven entstehenden Widerstand in der Längsrichtung der Brücke und durch die seitlichen Stöße der Fahrzeuge, namentlich der Lokomotiven, und durch den auf sie selbst und die Fahrzeuge wirkenden Winddruck in der Querrichtung der Brücke beansprucht. Weiter ist zu beachten, daß jeder auf Biegung beanspruchte Träger das Bestreben zum Ausknicken zeigt, daß also die Druckgurtung auf ihre ganze Länge knicksicher sein oder durch Einfügung von wagerechten Verbänden bzw. durch Absteifung gegen solche gesichert werden muß.

In dem Falle, daß die Querträger fest mit den Hauptträgern und die Längsträger fest mit den Querträgern verbunden sind, werden sich die Formänderungen der Hauptträger auf die Fahrbahnträger übertragen. Z. B. werden die Querträger bei einer Verkürzung der Hauptträger, von der Mitte gerechnet, nach außen durchgebogen, wie dies in der Abb. 527 dargestellt ist, und hierdurch in wagerechter Richtung auf Biegung beansprucht. Da sie in dieser Richtung eine gewisse Biegefestigkeit besitzen, d. h. ihrer Durchbiegung einen Widerstand entgegenzusetzen, so werden die Längsträger einen Längsdruck erfahren. Um einer zu großen Beanspruchung der Querträger infolge ihrer durch die Formänderung der Hauptträger hervorgerufenen Durchbiegung, die

durch die Bremskraft oder den Anfahrwiderstand noch vergrößert werden kann, vorzubeugen, werden in vielen Fällen an beiden Brückenenden wagerechte Verbände, sogenannte Bremsverbände eingelegt (Abb. 528), die eine Durchbiegung der Endquerträger und damit auch der übrigen Querträger, die durch die Längsträger gegen die Endquerträger gegen die Endquerträger abgesteift sind, verhindern. Natürlich müssen in diesem Falle die Längsträger die Formänderungen der Hauptträger annähernd ganz mitmachen und erleiden hierdurch erhebliche Beanspruchungen. Vergleiche den Abschnitt XI.

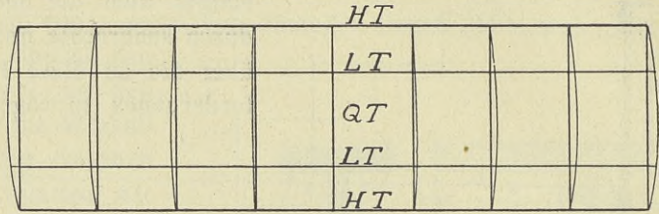


Abb. 527.

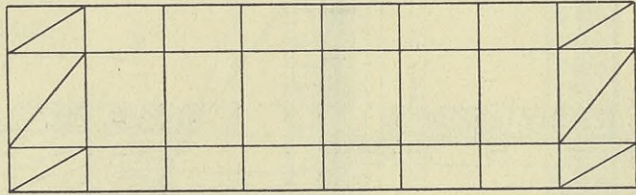


Abb. 528.

Um die Beeinflussung der Fahrbahnträger durch die Formänderung der Hauptträger ganz zu vermeiden, braucht man die Fahrbahn nur so zu lagern, daß sich ihre Bewegungen und die der Hauptträger unabhängig von einander vollziehen können, was man z. B. dadurch erreichen kann, daß man sämtliche Querträger mit Ausnahme des mittelsten in der Längsrichtung beweglich auf den Hauptträgern anordnet (Abb. 529 und 530). Die Längsträger werden fest

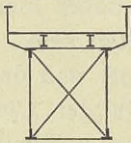


Abb. 529.

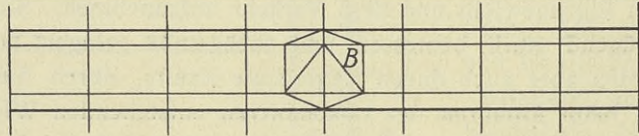


Abb. 530.

an den Querträgern angeschlossen. Dann können die Hauptträger unter der Fahrbahn ihre Form ändern, ohne die Fahrbahn zu beeinflussen. Diese wird gegen die Hauptträger dadurch festgelegt, daß man den mittelsten Querträger fest mit den Hauptträgern vernietet oder die dem mittelsten Querträger benachbarten Längsträger mit dem Bremsträger *B*, der an den Hauptträgern angeschlossen ist, verbindet.

In allen den Fällen, in denen nur ein wagerechter Verband angeordnet werden kann und aus irgend welchen Gründen die außerhalb der Ebene dieses Verbandes liegenden Gurtungen nicht durch senkrechte Dreieckverbände, wie in Abb. 529, an diesem angeschlossen werden können, haben die Querträger noch eine weitere Aufgabe zu erfüllen. Sie

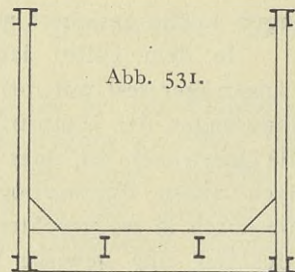


Abb. 531.

müssen nämlich bei Blechträgern im Verein mit den Blechaussteifungen (Abb. 526) und bei Fachwerkträgern im Verein mit den Vertikalen (Abb. 531)

steife Halbrahmen bilden, um auf diese Weise die nicht mit einem wagenrechten Verband versehenen Gurtungen gegen den Verband der anderen Gurtungen festzulegen. Die Querträger werden zu diesem Zwecke fest an den Stegblechaussteifungen bzw. an den Vertikalen angeschlossen und zwischen diesen Bauteilen noch steife Ecken eingefügt.

Nach diesen einleitenden Betrachtungen soll nun das Fahrbahnträgergerippe für die verschiedenen Fahrbahnanordnungen durchgesprochen werden.

1. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen ohne Durchführung der Bettung.

Schwellenträgerabstand.

Die Schwellenträger werden in der Regel in einem Abstand von 1,5 bis 1,9 m symmetrisch zur Brückenmitte angeordnet (Abb. 526). Der gebräuchlichste Abstand beträgt 1,8 m, bei ihm ist die Schiene von ihrem benachbarten Schwellenträger nur 0,15 m entfernt, und infolgedessen ist das Moment für die Schwelle gering. Andererseits liegt die Schiene so weit vom Schwellenträger ab, daß infolge der Durchbiegungen der Schwelle ein elastisches Fahren gewährleistet wird. Bei beschränkter Bauhöhe, bei der es darauf ankommt, die Höhe der Schwelle nach Möglichkeit einzuschränken, legt man wohl die Schwellenträger unmittelbar unter die Schienen. Hiermit ist der Übelstand eines weniger elastischen Fahrens und weiter für den Querträger das Auftreten eines dem vergrößerten Abstand des Schwellenträgers vom Hauptträger entsprechend erhöhten Momentes verbunden.

Querträgerabstand.

Gestattet die Ausbildung des Hauptträgers die freie Wahl des Querträgerabstandes, so ist derjenige Abstand zu wählen, der das geringste Gewicht des Fahrbahnträgergerippes ergibt.

Für den preußischen Lastenzug von 1903, der Radstände von 1,5 m besitzt, ergibt ein geringerer Querträgerabstand als 1,5 m keine geringeren Abmessungen für die Querträger, als ein Abstand von 1,5 m, während die Abmessungen für die Längsträger mit Verringerung der Querträgerabstände unter 1,5 m noch abnehmen. Bei größeren Abständen nehmen die Abmessungen für beide Trägergattungen zu. Die Gewichtszunahme der einzelnen Querträger kann jedoch wegen des größeren Abstandes und der damit verbundenen kleineren Anzahl der Querträger mit einer Abnahme des Gewichtes der Querträger für das laufende Meter der Brücke verbunden sein, die die Gewichtszunahme der Längsträger für das laufende Meter übersteigt. Es wird sich also für jede Brückenbreite eine bestimmte Querträgerentfernung ermitteln lassen, die ein geringstes Gewicht des Fahrbahnträgergerippes liefert. Für jeden Lastenzug lassen sich diese Werte allgemein rechnerisch festlegen, wie dies auch schon oft geschehen ist. Da jedoch diese Ergebnisse durch praktische Erwägungen in Frage gestellt werden, so soll von einer solchen Betrachtung hier abgesehen werden.

Man wird z. B. die Walzträger wegen ihres niedrigen Einheitspreises auch in den Fällen statt der genieteten Träger anwenden, in denen die letzteren zwar weniger Material erfordern, aber einen höheren Einheitspreis haben. Ja,

man wird sogar die Walzträger wegen ihrer entschiedenen Vorteile für die Unterhaltung den genieteten Trägern auch dann noch vorziehen, wenn die letzteren weniger Anschaffungskosten verursachen.

Es empfiehlt sich, in jedem besonderen Falle eine kurze Rechnung zur Ermittlung des günstigsten Querträgerabstandes anzustellen, wozu für die Brücken, die nach dem preußischen Lastenzug berechnet werden, die «Hilfs- werte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Über- bau von F. Dircksen» wertvollen Anhalt bieten.

In den folgenden Zusammenstellungen sind für verschiedene Brücken- breiten und Querträgerabstände die Gewichte des Fahrbahnerippes unter

Brückenbreite $b = 2,5 \text{ m}$

Feldweite a	Längsträger		Querträger		Gewicht des Fahrbahnerippes kg/m
	Profil	Gewicht kg/m	Profil	Gewicht kg/m	
1,4	N. P. 27	2 . 44,8	N. P. 28	$\frac{47,9 \cdot 2,5}{1,4}$	$89,6 + 85,5 = 175,1$
1,6	N. P. 29	2 . 50,9	N. P. 28	$\frac{47,9 \cdot 2,5}{1,6}$	$101,8 + 75 = 176,8$
1,8	N. P. 30	2 . 54,2	N. P. 30	$\frac{54,2 \cdot 2,5}{1,8}$	$108,4 + 75,5 = 183,9$
2,0	N. P. 32	2 . 61	N. P. 32	$\frac{61 \cdot 2,5}{2,0}$	$122 + 76 = 198$
2,2	N. P. 32	2 . 61	N. P. 32	$\frac{61 \cdot 2,5}{2,2}$	$122 + 69 = 191$
2,4	N. P. 34	2 . 68,1	N. P. 34	$\frac{68,1 \cdot 2,5}{2,4}$	$136,2 + 71 = 207,2$

Günstigster Querträgerabstand = 1,4 m.

Brückenbreite $b = 3,0 \text{ m}$

Feldweite a	Längsträger		Querträger		Gewicht des Fahrbahnerippes kg/m
	Profil	Gewicht kg/m	Profil	Gewicht kg/m	
1,4	N. P. 27	2 . 44,8	N. P. 34	$\frac{68,1 \cdot 3,0}{1,4}$	$89,6 + 146 = 235,6$
1,6	N. P. 29	2 . 50,9	N. P. 34	$\frac{68,1 \cdot 3,0}{1,6}$	$101,8 + 128 = 229,8$
1,8	N. P. 30	2 . 54,2	N. P. 36	$\frac{76,1 \cdot 3,0}{1,8}$	$108,4 + 127 = 235,4$
2,0	N. P. 32	2 . 61	N. P. 38	$\frac{84,0 \cdot 3,0}{2,0}$	$122 + 126 = 248$
2,2	N. P. 32	2 . 61	N. P. 40	$\frac{92,6 \cdot 3,0}{2,2}$	$122 + 126 = 248$
2,4	N. P. 34	2 . 68,1	N. P. 40	$\frac{92,6 \cdot 3,0}{2,4}$	$136,2 + 116 = 252,2$

Günstigster Querträgerabstand = 1,6 m.

Brückenbreite $b = 3,4$ m

Feldweite a	Längsträger		Querträger		Gewicht des Fahrbahngerippes kg/m
	Profil	Gewicht kg/m	Profil	Gewicht kg/m	
1,6	N. P. 29	2. 50,9	N. P. 38	$\frac{84,0 \cdot 3,4}{1,6}$	$101,8 + 179 = \mathbf{280,8}$
1,8	N. P. 30	2. 54,2	N. P. 40	$\frac{92,6 \cdot 3,4}{1,8}$	$108,4 + 175 = 283,4$
2,0	N. P. 32	2. 61	N. P. 42,5	$\frac{104 \cdot 3,4}{2,0}$	$122 + 177 = 299$
2,2	N. P. 32	2. 61	N. P. 45	$\frac{115 \cdot 3,4}{2,2}$	$122 + 178 = 300$
2,4	N. P. 34	2. 68,1	N. P. 45	$\frac{115 \cdot 3,4}{2,4}$	$136,2 + 163 = 299,2$
2,6	N. P. 34	2. 68,1	N. P. 45	$\frac{115 \cdot 3,4}{2,6}$	$136,2 + 151 = 287,2$
2,8	N. P. 36	2. 76,1	N. P. 47,5	$\frac{128 \cdot 3,4}{2,8}$	$152,2 + 156 = 308,2$

Günstigster Querträgerabstand = 1,6 m.

Brückenbreite $b = 3,6$ m

Feldweite a	Längsträger		Querträger		Gewicht des Fahrbahngerippes kg/m
	Profil	Gewicht kg/m	Profil	Gewicht kg/m	
1,6	N. P. 29	2. 50,9	N. P. 40	$\frac{92,6 \cdot 3,6}{1,6}$	$101,8 + 208 = \mathbf{309,8}$
1,8	N. P. 30	2. 54,2	N. P. 42,5	$\frac{104 \cdot 3,6}{1,8}$	$108,4 + 208 = 316,4$
2,0	N. P. 32	2. 61	N. P. 45	$\frac{115 \cdot 3,6}{2,0}$	$122 + 207 = 329$
2,2	N. P. 32	2. 61	N. P. 45	$\frac{115 \cdot 3,6}{2,2}$	$122 + 188 = \mathbf{310}$
2,4	N. P. 34	2. 68,1	N. P. 47,5	$\frac{128 \cdot 3,6}{2,4}$	$136,2 + 192 = 328,2$
2,6	N. P. 34	2. 68,1	N. P. 47,5	$\frac{128 \cdot 3,6}{2,6}$	$136,2 + 178 = 314,2$
2,8	N. P. 36	2. 76,1	N. P. 47,5	$\frac{128 \cdot 3,6}{2,8}$	$152,2 + 165 = 317,2$
3,0	N. P. 38	2. 84	N. P. 50	$\frac{141 \cdot 3,6}{3,0}$	$168 + 170 = 338$

Günstigster Querträgerabstand = 1,6 m und 2,2 m.

der Annahme des preußischen Lastenzuges von 1903 und eines Längsträgerabstandes von 1,8 m berechnet worden. Dabei ist der geringe Einfluß, den bei größerer Brückenbreite die Zunahme des Gewichtes des Bohlenbelages auf die Querschnittsabmessungen ausübt, und in Anbetracht des Umstandes, daß mit größerem Querträgerabstand die Anzahl der Anschlüsse zwar kleiner wird, aber

die Anschlüsse selbst kräftiger ausfallen, der Einfluß der Anschlüsse auf das Gewicht des Fahrbahnträgergerippes unberücksichtigt geblieben.

Die sonst für das leichteste Fahrbahngerippe theoretisch abgeleiteten Formeln stimmen mit den gefundenen Werten nicht überein.

Auch für zweigleisige Eisenbahnbrücken lassen sich derartige Vergleichsrechnungen mit geringem Zeitaufwand anstellen, wobei die genannten Hilfs- werte ebenfalls benutzt werden können.

Diese Vergleichsrechnungen behalten nur in dem Falle ihre Gültigkeit, daß die Hauptträger von dem Querträgerabstand nicht beeinflußt werden, also in der Regel nur bei Blechträgern. Bei Fachwerkträgern beeinflußt der Quer- trägerabstand die Form und damit auch das Gewicht der Hauptträger. Zur Ermittlung des günstigsten Querträgerabstandes müssen die Fahrbahn- und die Hauptträger bei einer Vergleichsrechnung berücksichtigt werden. Mit Ver- ringerung des Querträgerabstandes ergeben sich geringere Längsträgergewichte und infolge der steileren Neigungen der Hauptträgerstreben für diese kleinere Abmessungen. Dafür nimmt aber die Zahl der Streben, Pfosten und Knoten- bleche zu. Theoretische Ableitungen für die günstigste Querträgerentfernung bei Fachwerkträgern stoßen demnach auf recht erhebliche Schwierigkeiten und liefern wenig befriedigende Ergebnisse, da sie mannigfache bauliche Einzel- heiten nicht berücksichtigen können. Vergleiche hierzu die Abhandlung über die günstigste Feldweite bei Fachwerkbrücken auf Seite 87.

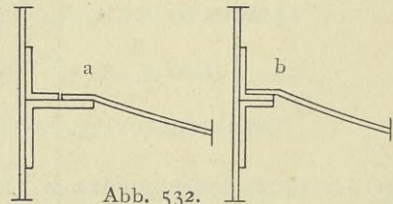
2. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen mit Durchführung der Bettung.

Bei Verwendung von Buckelplatten.

Der Abstand der Längs- und Querträger von einander richtet sich hier nach der Größe der Buckelplatten, für deren Längen- und Breitenabmessungen sich als günstige Werte 1,5 bis 2,0 m ergeben haben.

Bei vollwandigen Hauptträgern mit tief liegender Fahrbahn legt man also die Querträger in 1,5—2,0 m Abstand von einander. Je nachdem die Bettung bis an die Hauptträger herangeführt oder gegen die Hauptträger durch seitliche Bleche abgeschlossen wird (Abb. 485 und 484), ordnet man nur einen Längs- träger in der Mitte oder außer diesem noch zwei seitliche Längsträger zur Stützung der Buckelplatten und seitlichen Abschlußbleche an. Diese seitlichen Längsträger müssen einen solchen Abstand von den Hauptträgern haben, daß letztere noch bequem nachgesehen werden können. Als kleinste Größe für diesen Abstand wird das Maß von 0,35 m angesehen.

Auf einige beim unmittelbaren Anschluß der Buckelplatten an den Hauptträgern zu be- achtende Gesichtspunkte soll gleich an dieser Stelle aufmerksam gemacht werden. Es emp- fiehlt sich, den Anschluß nach den Abb. 532 a



und b auszubilden. Dabei ist der eine der senkrechten Winkelschenkel so lang zu wählen (13 cm), daß zwei versetzte Nietreihen in ihm Platz finden. Die beiden Winkel werden in der Werkstatt fest mit dem Hauptträger verbunden und

die Buckelplatten auf der Baustelle aufgenietet, wodurch sich ein wasserdichter Abschluß fraglos erreichen läßt. In der Abb. 533 ist der nach Abb. 532a ausgebildete Anschluß der Winkel an dem Hauptträger in der Ansicht dargestellt.

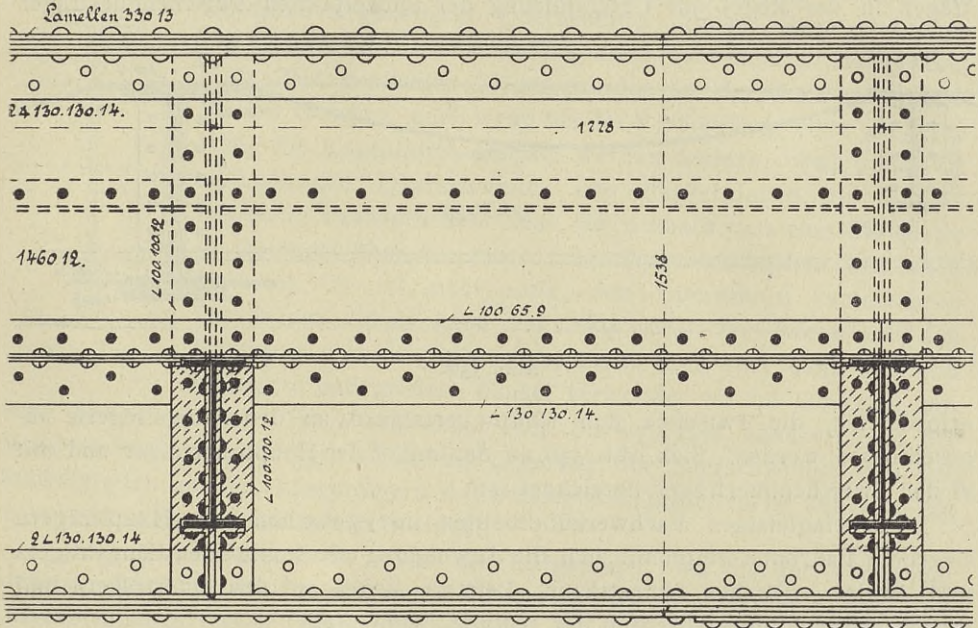


Abb. 533.

(Zum Querschnitt in Abb. 485 gehörig.) Die Aussteifungswinkel der Blechwand des Hauptträgers liegen nur auf der Außenseite, der obere der beiden Anschlußwinkel kann infolgedessen über die Querträger hinweggeführt werden, der untere endet in den einzelnen Feldern an den Querträgern.

Häufig ist auch der Anschluß nach Abb. 534 ausgeführt worden, der jedoch zu Bedenken Anlaß gibt. Werden nämlich beide Winkel in der Werkstatt mit dem Hauptträger verbunden, so ist es nicht zu vermeiden, daß die zwischen beiden Winkeln verbleibende Fuge ungleichmäßig, also an einigen Stellen größer als die Stärke der Buckelplattenränder ausfällt. Die Folge davon ist sicher Undichtigkeit in dieser Fuge.

Diesem Übelstand könnte man dadurch begegnen, daß nur der unterste Winkel in der Werkstatt mit dem Hauptträger vernietet wird, alsdann auf der Baustelle die Buckelplatten und der obere Winkel aufgenietet werden und schließlich der senkrechte Schenkel des oberen Winkels mit dem Hauptträger verbunden wird. Hierbei nimmt aber die Anzahl der auf der Baustelle zu schlagenden Niete erheblich zu. Nur einen Winkel als Auflager der Buckelplatten zu verwenden, empfiehlt sich wegen des Bestrebens der Buckelplatten, diesen von dem Hauptträger abzubiegen (Abb. 535), nicht.

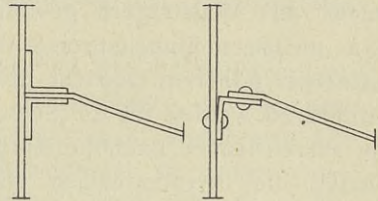


Abb. 534.

Abb. 535.

Bei Fachwerkträgern bestimmt die günstigste Feldweite den Abstand der Hauptquerträger (vergleiche Seite 87). Da im allgemeinen die Länge der Buckelplatten das Maß von 2,0 m nicht übersteigt, so werden beim Fachwerkträger in der Regel zur Unterstützung der Buckelplatten Zwischenquerträger

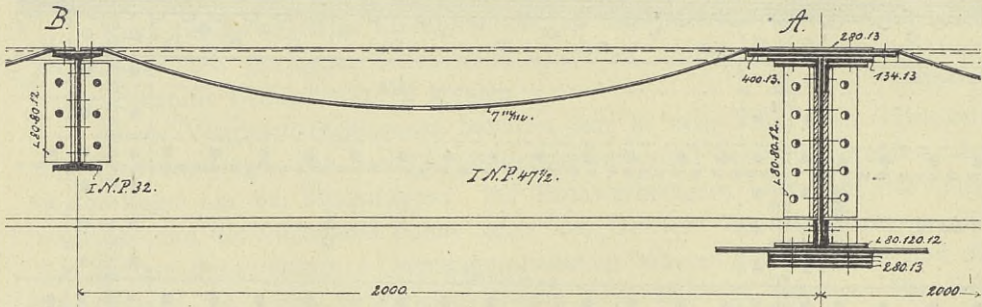


Abb. 536.

erforderlich, die zwischen den Hauptquerträgern an den Längsträgern angeschlossen werden. Sieh Abb. 536, in der mit *A* der Hauptquerträger und mit *B* der Zwischenquerträger bezeichnet ist.

Bei eingeleisigen Fachwerküberbauten mit zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn empfiehlt sich die Anwendung eines mittleren Längsträgers und zweier seitlichen Längsträger. Letztere liegen auf den Querträgern und dienen zugleich zum Abschluß der Bettung (Abb. 482).

Bei Verwendung von Flachblechen.

Zur Unterstützung der Fahrbahntafel aus Flachblechen werden die Querträger bei vollwandigen Hauptträgern in einem Abstand von 1,4 bis 2,0 m angeordnet. Bei Fachwerkbrücken richtet sich die Entfernung der Querträger nach dem Abstand der Knotenpunkte. Die Anordnung von Zwischenquerträgern erübrigt sich hier im allgemeinen. Der Längsträgerabstand darf nicht größer als 90 cm sein (siehe die Abb. 497 und 498).

b) Ausbildung der Fahrbahnträger.

a) Längsträger.

Die Längsträger werden, soweit das erforderliche Trägheitsmoment es zuläßt, aus Walzträgern gebildet, weil diese den genieteten Trägern infolge ihres niedrigen Einheitspreises und ihrer geringen Kosten in der Unterhaltung selbst bei höherem Gewicht überlegen sind. Wird die Bettung nicht durchgeführt, so werden für die Schwellenträger meist **I**-Eisen verwendet, und zwar bei ausreichender Bauhöhe Normalprofile und bei beschränkter Bauhöhe mit Vorteil die breitflanschigen Differdinger **I**-Träger. Bei Durchführung der Bettung und Verwendung von Buckelplatten werden die Längsträger aus **I**- und **C**-Eisen gebildet, und zwar die seitlichen Längsträger (Abb. 484), auf denen nur der Rand einer Buckelplatte liegt, aus **C**-Eisen, der mittlere Längsträger aus **I**- oder **C**-Eisen. Die **I**-Eisen können dann zur Verwendung gelangen, wenn ihre Flanschbreite 10 cm und mehr beträgt, im anderen Falle greift man zu den **C**-Eisen. (Sieh hierüber auch die Erörterungen auf Seite 193.)

Reichen die Widerstandsmomente der Walzträger allein nicht mehr aus, so kann man diese Träger durch Aufnieten von Platten verstärken. Im allgemeinen empfiehlt sich dies nicht, da sich aus Stegblechen, Winkeln und



Abb. 537.

Kopfplatten günstigere Querschnitte bilden lassen und auch der Vorteil für die Unterhaltung dann nicht mehr so ins Gewicht fällt. Die genieteten Träger werden in der Regel mit Kopfplatten versehen, auch wenn bei der Verwendung einer größeren Höhe die Kopfplatten gespart werden können, weil sonst die auflagernden Querschwellen und Buckelplatten die Winkel ungünstig beanspruchen. Man läßt deshalb stets eine Gurtplatte im Obergurt über die ganze Trägerlänge durchgehen (sich auch Seite 64). Es ist nicht nötig, den Querschnitt symmetrisch anzuordnen, man kann zur Ersparung von Nietarbeit den Untergurt ohne Kopfplatte ausbilden, muß aber dann hier viel

kräftigere und größere Winkel verwenden als im Obergurt, um zum Zweck günstiger Trägersausnutzung den Schwerpunkt annähernd in die Mitte zu rücken (Abb. 537). Über die Lagerung der Querschwellen und der Buckelplatten auf den Längsträgern mit mehreren Kopfplatten ist auf Seite 183 u. 192 schon das Nötige gesagt worden.

Im allgemeinen soll die Höhe der Längsträger, wo die zur Verfügung stehende Bauhöhe dies zuläßt, nicht zu gering gewählt werden, damit die Durchbiegungen dieser Träger nicht zu groß werden. Große Durchbiegungen

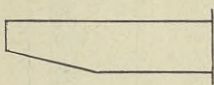


Abb. 538.

beanspruchen die festen Anschlüsse der Längsträger an den Querträgern ungünstig und können Veranlassung zu einer Entgleisung geben. Die Höhe wird deshalb zweckmäßig gleich $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der Feldweite gewählt. Beide Gurtungen

der Längsträger werden wagerecht über die ganze Länge durchgeführt, da sich eine Verminderung der Höhe nach den Trägerenden zu nach Abb. 538 zur Ersparnis an Gewicht nicht lohnt und auch wegen des Anschlusses nicht erwünscht ist.

Bei der Bestimmung der Nietteilung im Obergurt solcher Längsträger, auf denen die Querschwellen unmittelbar aufruhcn, ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß diese Nieten nicht allein den Unterschied in den Normalspannungen der Winkelquerschnitte, sondern auch den Auflagerdruck der Querschwellen aufzunehmen haben.

Größere Längsträger von 2,5 m Stützweite an sind wie die vollwandigen Hauptträger zu behandeln und mit senkrechten Aussteifungen zu versehen. Auch empfiehlt sich für den Fall, daß die Längsträger nicht durch eine aus Buckelplatten, Flachblechen usw. gebildete Fahrbahtafel in wagerechter

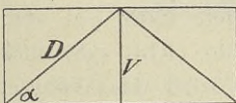


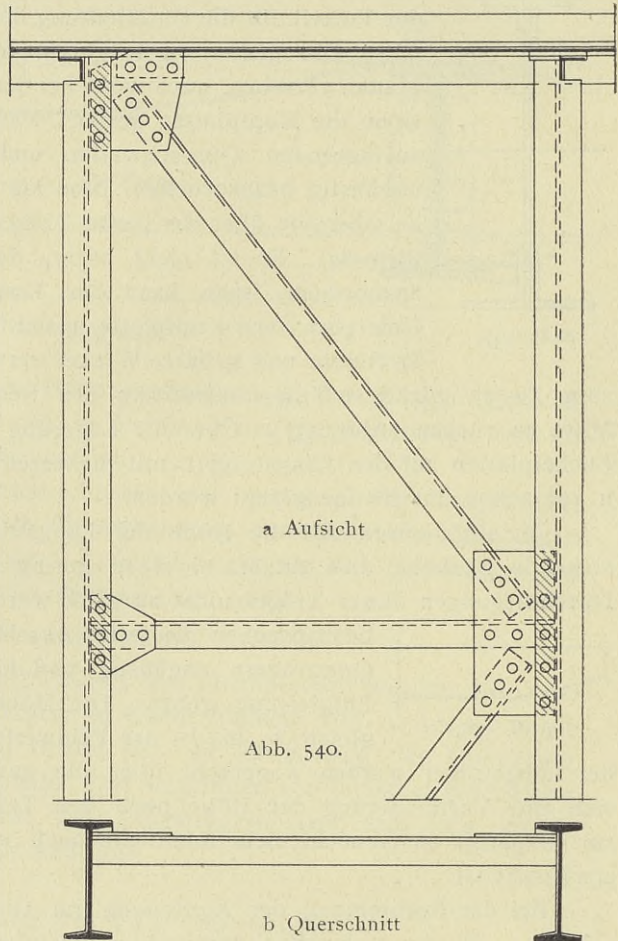
Abb. 539.

Richtung ausgesteift sind, und bei Längen von 3 m an aufwärts die Anordnung eines wagerechten Verbandes zwischen den Längsträgern, um hierdurch den Obergurt gegen Ausknicken zu sichern und zu verhindern, daß die Seitenstöße der Lokomotiven und der Winddruck auf die Fahr-

zeuge die Längsträger in der Querrichtung der Brücke zu ungünstig beanspruchen. Man kommt hierbei für normale Längen der Längsträger mit zwei Diagonalen

und einer senkrechten Absteifung der Mitte des einen Längsträgers gegen die Dreieckspitze aus (Abb. 539). Für die Berechnung dieses Verbandes genügen einfache Rechnungsannahmen. Den Winddruck auf die Lokomotive lasse man außer acht und nehme nur an der vordersten Lokomotivachse eine seitliche Kraft von 4 t an, die man in der Mitte des Verbandes angreifen läßt. Dann erhält man für V den Wert $- 4 t$ und für D den Wert $\pm \frac{2}{\sin \alpha}$.

In den Abb. 540a und b ist ein derartiger Verband zwischen den Längsträgern mit seinen Anschlüssen dargestellt worden. Die Knotenbleche sind unter Verwendung von Keilfuttern, die zwischen ihre wagerechte Oberfläche und die untere schräge Fläche des Flansches der I-Eisen eingeschoben werden, an dem Flansch der Längsträger anzuschließen. Die Eckknotenbleche werden außerdem noch durch einen Winkel mit dem Steg des Querträgers verbunden.



β) Ausbildung der Querträger.

Auch für die Querträger wählt man aus den bei der Erörterung über die Ausbildung der Längsträger angeführten Gründen, soweit es geht, Walzträger. Sie sind jedoch nur in beschränktem Maße bei geringer Brückenbreite und Feldweite wegen ihres verhältnismäßig kleinen Trägheitsmomentes verwendbar. Für die Querträger wird deshalb häufiger als für die Längsträger der vollwandige Blechträger ausgeführt. Die Gurtungen läßt man auch hier gern wagerecht über die ganze Länge (Abb. 482) durchgehen. Nur bei sehr großen Trägerhöhen wird man durch Verminderung der Höhe (Abb. 538) nach den Trägerenden zu Ersparnisse erzielen, im allgemeinen wird das Weniger an Gewicht durch die Schwierigkeit in der Herstellung wieder aufgewogen. Die Anschlüsse der Querträger an den Hauptträgern erfordern jedoch häufig die Verringerung der Stegblechhöhe. Hierüber wird das Nötige in der Abhandlung über die Querträgeranschlüsse gesagt werden. Die Stegblechhöhe

ist auch für die Querträger nicht zu gering zu wählen, um große Durchbiegungen zu vermeiden. Sie wird allerdings in sehr vielen Fällen durch eine geringe zur Verfügung stehende Bauhöhe beschränkt sein, jedenfalls sollte sie nicht unter $\frac{1}{10}$ der Stützweite der Querträger gewählt werden. Ist man durch

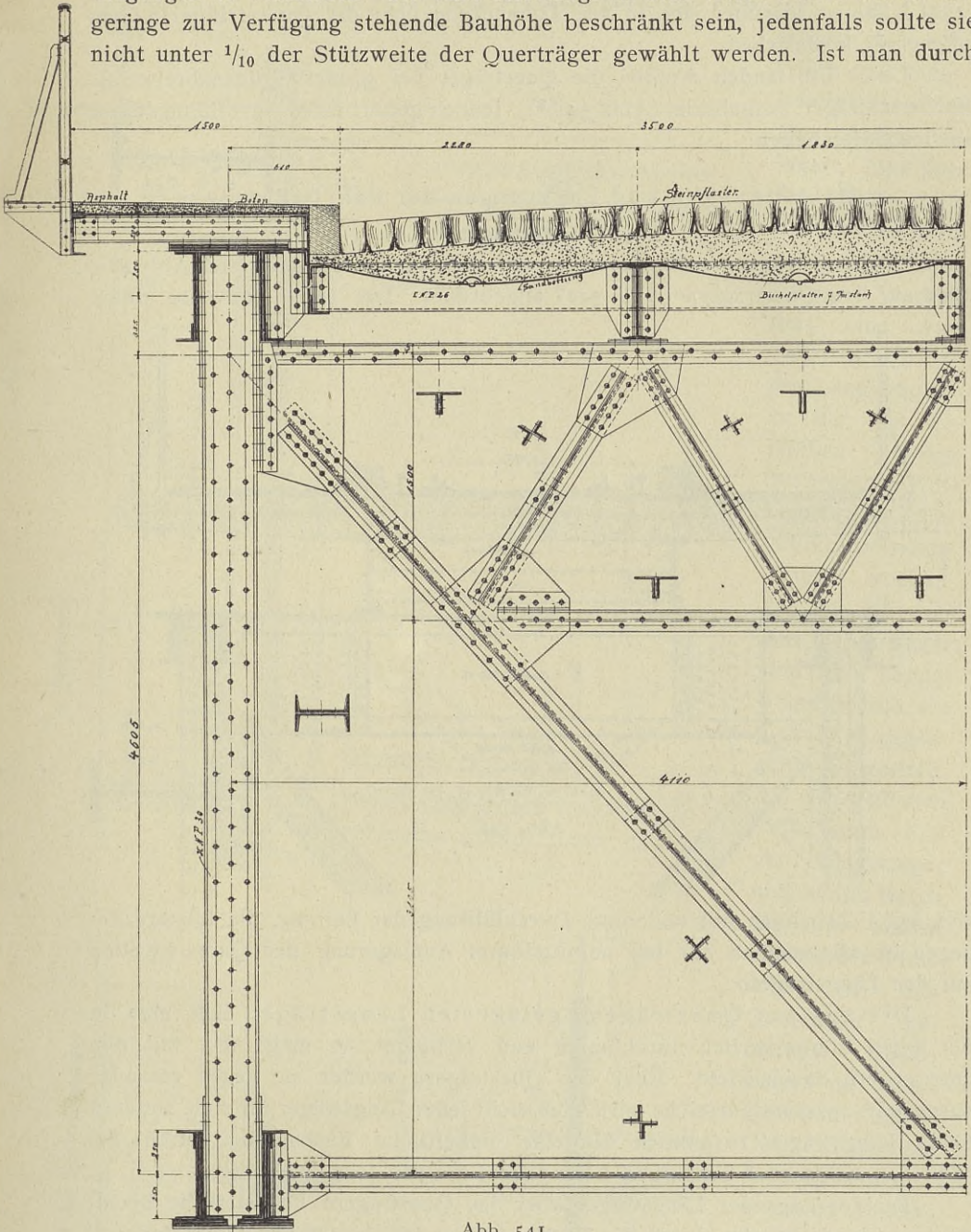


Abb. 541.

die Bauhöhe nicht an bestimmte Grenzen gebunden, so gibt man bei eingleisigen Eisenbahnbrücken dem Stegblech mit Vorteil eine Höhe von $\frac{1}{5,5}$ bis $\frac{1}{6,5}$ der Querträgerstützweite, bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken von $\frac{1}{6,5}$ bis $\frac{1}{8}$ der Querträgerstützweite, namentlich bei oben offenen Fachwerkbrücken, wo

die Querträger einen wesentlichen Bestandteil der steifen Halbrahmen bilden, durch die der Obergurt gegen Ausknicken gesichert wird.

Näheres hierüber sieh in der Abhandlung über die Quersteifigkeit oben offener Balkenbrücken.

Unter Umständen werden die Querträger bei großer Brückenbreite als Fachwerkträger ausgebildet (Abb. 541)*. Jedoch gehört diese Ausbildungsweise zu den Seltenheiten.

c) Befestigungen und Lagerungen der Fahrbahnträger.

α) Längsträger.

Die Längsträger werden entweder zwischen den Querträgern (siehe Abb. 485) oder auf den Querträgern (Abb. 542) angeordnet. Die erste Bauweise findet

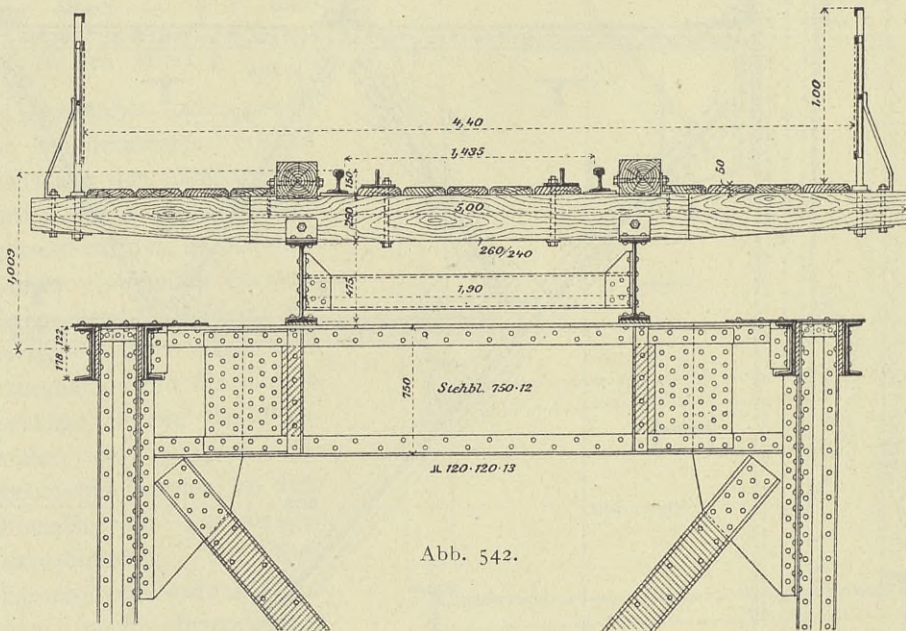


Abb. 542.

sich bei Fahrbahnen mit und ohne Durchführung der Bettung, die letztere dagegen im allgemeinen nur bei unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen auf den Längsträgern.

Die auf den Querträgern gelagerten Längsträger läßt man in der Regel kontinuierlich durchlaufen und verbindet sie meist fest mit den Querträgern durch Nieten. Über den Querträgern werden sie gegen einander ausgesteift, wodurch erreicht wird, daß nicht jeder Längsträger für sich, sondern beide Längsträger zusammen als eine einheitliche Verbindung durch die seitlichen Kräfte auf Umkippen beansprucht werden (siehe Abb. 542).

Bei der Lage der Längsträger über den Querträgern läßt sich die Beeinflussung der Fahrbahn durch die Formänderung der Hauptträger leicht dadurch vermeiden, daß die Längsträger beweglich auf dem Querträger gelagert werden.

*) Dieser Querträger ist zwar bei einer Straßenbrücke (auf Bahnhof Vohwinkel von der Union-Dortmund ausgeführt) angeordnet worden, er eignet sich aber in dieser Form auch für Eisenbahnbrücken.

Diese Art der Lagerung ist in mustergültiger Weise bei der Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis ausgeführt worden (sich die Abb. 543). Die Längsträger sind zentrisch und längsbeweglich auf den Querträgern gelagert. Eine über die äußere Seite des unteren Flansches greifende Knagge verhindert eine Aufwärtsbewegung des Längsträgers, zu der das Bestreben infolge der negativen Auflagerdrucke des durchlaufenden Trägers vorhanden ist. Über jedem Querträger sind die Längsträger durch ein \square -N. P. 20 gegenseitig ausgesteift, das die seitlichen Stöße zum Fuß der Längsträger und weiter durch die zu beiden Seiten der Flansche auf den Querträger genieteten Flach-eisen zu dem Querträger führt. Die Längsträger N. P. 34 werden in gewissen Abständen über den Querträgern gestoßen und der Stoß wird durch zwei \square -Eisen B. N. P. $\frac{30}{9,8}$ gedeckt. In

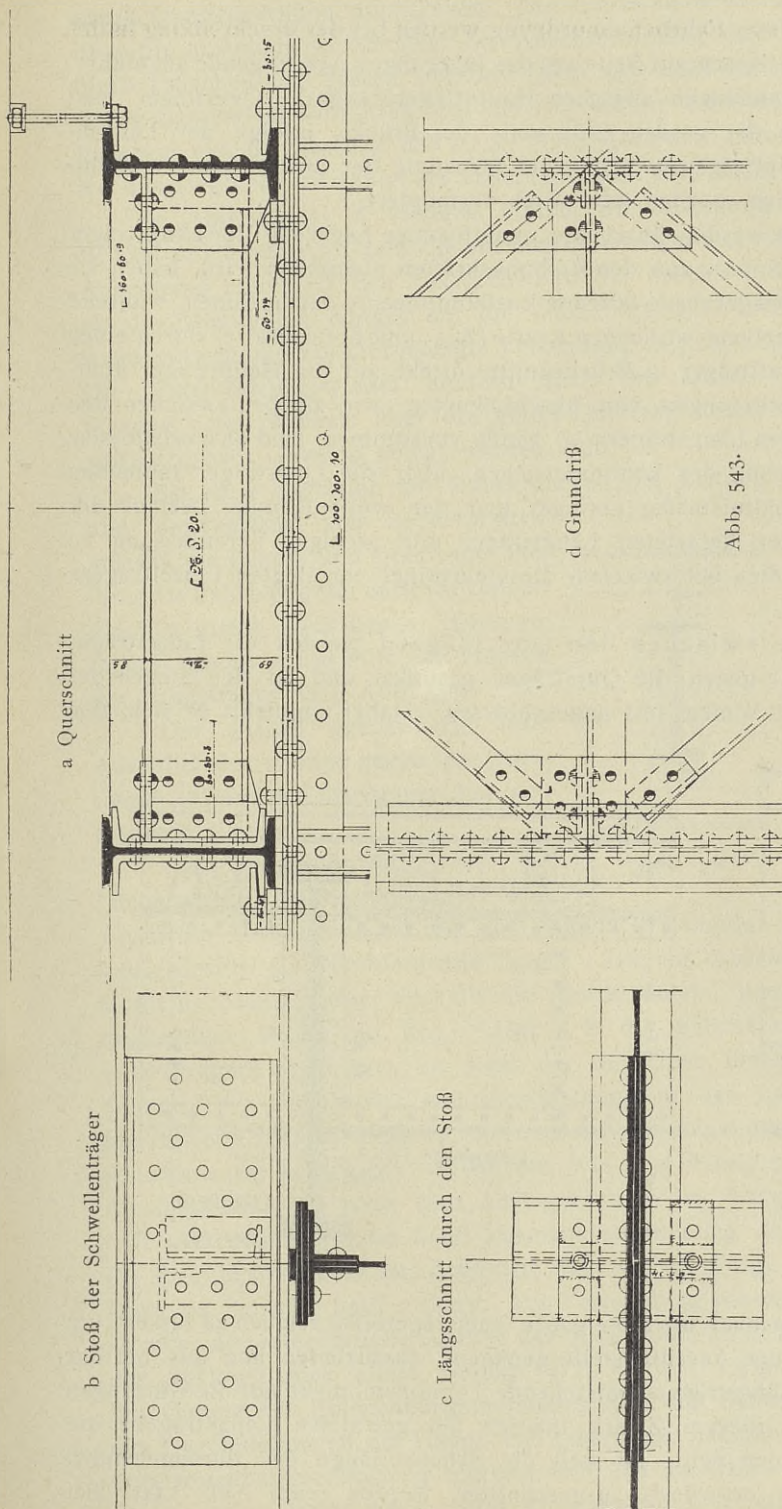


Abb. 543.

der Mitte der Brücke ist ein Bremsverband eingefügt, mit dem die Längsträger fest verbunden sind.

Als Vorteile dieser Fahrbananordnung werden bei der Beschreibung in der Schweizerischen Bauzeitung auf Seite 159 des Jahrganges 1902 folgende angeführt:

»Zwängungsspannungen zwischen Hauptträgerobergurt, Querträger und Längsträger, die bei der großen Stützweite der Brücke, infolge der Längenänderungen der Hauptträgergurtungen bei Belastung der Brücke, eine beträchtliche Größe annehmen, werden wesentlich vermindert.

Die Querträger werden durch die punktförmige Lagerung der Längsträger zentrisch belastet. Sofern von den Reibungskräften abgesehen wird, haben sie nur die in die Querträgerenebene fallende Lastkomponente aufzunehmen, während die in der Fahrbannebene wirkenden Kräfte (Zug- und Bremskräfte) durch einen besonderen Bremskraftträger in Brückenmitte direkt auf die Hauptträger übertragen werden. Lockerungen von Anschlußnieten, wie sie bei zwischen den Querträgern liegenden Längsträgern so häufig vorkommen, sind ausgeschlossen.

Die Durchbiegung der kontinuierlichen, über die Querträger laufenden Längsträger ist verhältnismäßig geringer und der wellenförmige Verlauf der elastischen Linie der belasteten Längsträger gibt weniger Veranlassung zu Stoßwirkungen, als dies bei zwischen die Querträger eingelegten Einzelträgern der Fall ist.«

Bei der Lage zwischen den Querträgern werden die Längsträger in der Regel stumpf gegen die Querträger gestoßen und an den Stegen der letzteren durch zwei Winkel fest angeschlossen. Dabei empfiehlt es sich, den

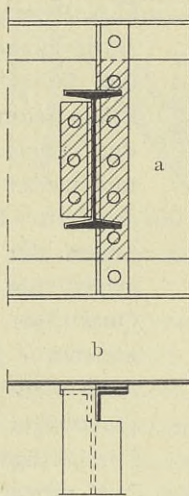


Abb. 544.

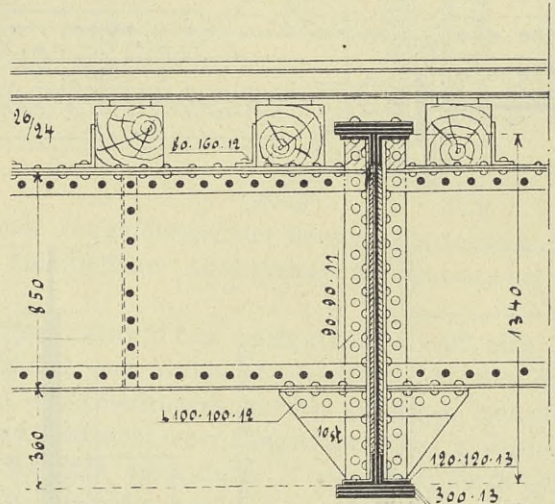


Abb. 545.

einen der Anschlußwinkel über die ganze Querträgerhöhe reichen zu lassen, um den Querträger an der Anschlußstelle genügend auszusteiern und das bei der Durchbiegung des Längsträgers entstehende Torsionsmoment auf die Gurtungen zu übertragen. Zu diesem Zweck müssen bei gewalzten Längsträgern die Flansche auf der einen Seite, so weit die Schenkellänge des durchgehenden Anschlußwinkels es erfordert, ausgeschnitten werden (siehe Abb. 544). Bei

Handwritten note:
auf der Auftragsseite
die Längsträger nicht
zu geringe Gef. des
Anschlußwinkels zu vermeiden.

genieteten Längsträgern läßt man in der Regel beide Anschlußwinkel über die ganze Querträgerhöhe durchgehen. Die Gurtwinkel des Längsträgers werden über die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel, die das Längsträgerstegblech zwischen sich fassen, gekröpft (Abb. 545) oder vor diesen abgeschnitten. Gegen das zweite Verfahren, das die Herstellung sehr erleichtert, könnte das Bedenken geäußert werden, daß starke Seitenstöße der Lokomotiven an der Stelle, wo das Stegblech zwischen die Anschlußwinkel tritt, Risse veranlassen könnten.

*Durchführung möglich
muss -*

In Amerika ist es vielfach üblich, die Untergurte der Längsträger auf Winkel zu stützen (Abb. 546), die mit dem Querträger fest vernietet werden. Diese Anordnung bietet für den Zusammenbau der Brücke insofern große Vorteile, als die Längsträger einfach auf die Winkel gelagert werden können und die sonst notwendige vorübergehende Verbindung mittels Schrauben erspart wird. Die Unterstützungswinkel hindern aber die Durchführung eines Winkels über die ganze Querträgerhöhe, worauf großes Gewicht gelegt werden muß.

Bei einer Fahrbahn mit Durchführung der Bettung und Verwendung von Buckelplatten müssen die Längs- und Querträger mit ihren die Fahrbahntafel unterstützenden Flächen gleich hoch liegen. Dies erfordert einen Ausschnitt im Flansch der Längsträger nach Abb. 547.

Der bisher geschilderte feste Anschluß der stumpf gegen die Querträger stoßenden Längsträger hat nun folgende Nachteile:

Am Anschlußpunkt sind die Längsträger zweier benachbarter Felder durch die Anschlußwinkel fest mit einander verbunden (Abb. 548) und wirken infolgedessen als durchlaufende Träger. Die am Anschlußpunkt entstehenden Momente beanspruchen deshalb die Anschlußniete, namentlich die oberen in ungünstiger Weise auf Zug. Liegt z. B. die Fahrbahn am Untergurt eines Balkenträgers (Abb. 531), so wird die bei einer Belastung eintretende Ausdehnung des Untergurtes eine Zugspannung in den Längsträgern (vergleiche hierzu Seite 221) hervorrufen, die eine weitere ungünstige Inanspruchnahme der Anschlußniete verursacht. Wird nun, wie dies häufig geschieht, die Zahl der Anschlußniete nur nach dem Auflagerdruck des Längsträgers bemessen, so tritt natürlich eine sehr hohe Zusatzbeanspruchung der Anschlußniete durch die Biegemomente und Zugkräfte ein, und die Folge davon ist, daß sich die Niete im Betriebe bald lockern. Zur Vermeidung dieses Übelstandes empfiehlt es sich, die erforderliche Anzahl der Anschlußniete größer zu wählen, als sie der Auflagerdruck allein bedingt, z. B. = dem 1,4fachen dieser Zahl. Die Berechnung des Einspannungsmomentes stößt auf Schwierigkeiten, weil es von den Durchbiegungen der Haupt- und Querträger beeinflusst wird. Die Sächsische Staatseisenbahnverwaltung schreibt vor, daß die Zahl der Anschlußniete unter der Annahme fester wagerechter Einspannung zu ermitteln ist.

*Einigen Nieten
vermehrt*

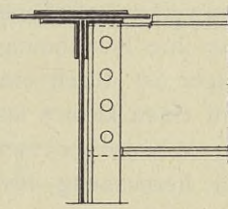


Abb. 547.

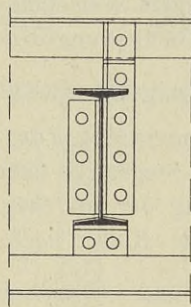


Abb. 546.

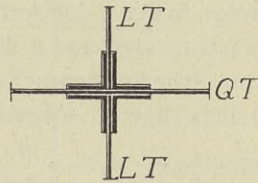


Abb. 548.

Da zum Anschluß des Längsträgers im Querträger in der Regel mehr Nietschnitte erforderlich sind als im Längsträger, so verwendet man mit Vorteil für den nicht durchgehenden Winkel ein ungleichschenkliges Profil, dessen langer Schenkel an dem Querträger angeschlossen wird (Abb. 549). Genügt zur Unterbringung der Niete im Steg des Längsträgers nicht eine Nietreihe, so wählt man für den nicht durchgehenden Winkel ein Profil mit langen Schenkeln, die die Anordnung zweier versetzter Nietreihen gestatten, und für den durchgehenden Winkel ein ungleichschenkliges Profil, an dessen langem Schenkel der Längsträger befestigt wird (Abb. 550).

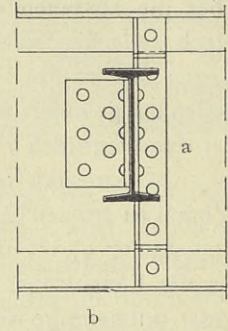


Abb. 549.

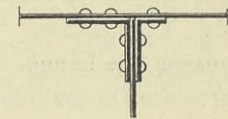


Abb. 550.

Es sei hier noch auf eine sich an vielen ausgeführten Bauwerken befindliche Anordnung hingewiesen, die ebenso wie ihre Berechnung nicht einwandfrei ist. Der Längsträger ist durch einen gleichschenkligen durchgehenden und einen kurzen ungleichschenkligen Winkel in der aus der Abb. 551 zu ersehenden Weise angeschlossen worden. Die Berechnung des Lochleibungsdruckes in dem Steg des Längsträgers ist nach der Gleichung $\sigma_l = \frac{A}{5 d \cdot \delta}$ er-

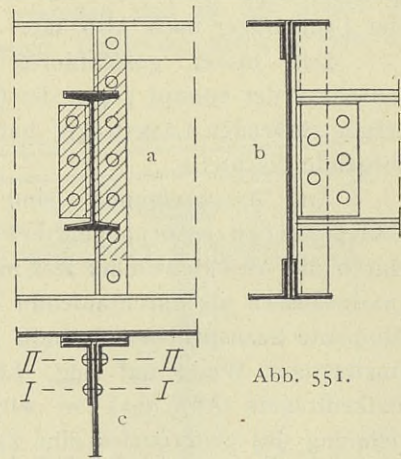


Abb. 551.

folgt, in der A den Auflagerdruck, d den Nietdurchmesser und δ die Stegstärke bedeutet, der Scherbeanspruchung der im Steg des Längsträgers sitzenden Niete nach der

$$\text{Gleichung } \sigma_a = \frac{A}{7 \pi d^2} \text{ und schließlich die}$$

Berechnung der Scherbeanspruchung der Niete im Querträger nach der Gleichung:

$$\sigma_a = \frac{A}{6 \pi d^2}$$

Diese Berechnungsweise ist ganz willkürlich und zusammenhanglos. Die erste Gleichung kann als richtig angesehen werden, da der Längsträger sich mit gleichem Druck auf alle fünf Niete aufsetzen wird. Entsprechend dieser Verteilung kommt auf die Schnitte der Niete I (Abb. 551 c) je $\frac{A}{5}$ und auf die Schnitte der Niete II je $\frac{A}{10}$. Infolgedessen überträgt der ungleichschenklige Winkel $\frac{3}{5} A + \frac{2}{10} A$ und der gleichschenklige Winkel nur $\frac{2}{10} A$. Hiernach ergibt sich die Scherbeanspruchung der Niete, die den kurzen Schenkel des ungleichschenkligen Winkels mit dem Querträgersteg verbinden, nach der Gleichung $\sigma_a = \frac{4/5 A}{3 \pi d^2}$ und der entsprechenden Niete im durchgehenden Winkel

$= \frac{1/5 A}{7 \pi d^2} \cdot 4$. Diese Anordnung der Anschlußwinkel ist also als ganz unzweckmäßig zu bezeichnen und daher grundsätzlich zu vermeiden.

Durch die Erhöhung der Nietanzahl wird zwar die Beanspruchung der Niete gemildert, aber noch nicht der Übelstand der Zugbeanspruchung der Niete beseitigt. Letzteres läßt sich dadurch erreichen, daß die Längsträger ganz durch den Querträger gesteckt oder doch Teile der Längsträger benachbarter Felder so miteinander in Verbindung gebracht werden, daß die Längskräfte von Nieten aufgenommen werden, die auf Abscheren beansprucht werden. Bei den Reichseisenbahnen findet sich vielfach die in der Abb. 552 dargestellte Anordnung. Der Querträger wird mit einem dem Profil des Längsträgers entsprechenden Ausschnitt

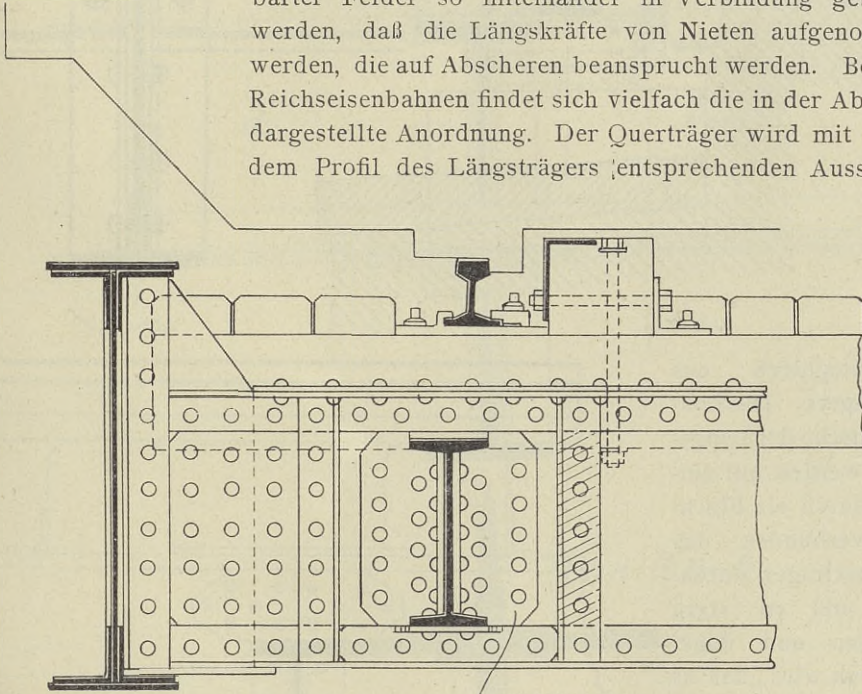


Abb. 552. 160·30·14.

versehen, durch den der Längsträger durchgesteckt wird. Der untere Flansch des Längsträgers ruht auf den abstehenden Schenkeln zweier Winkel auf. Außerdem wird der Längsträger durch zwei Winkel 160·80·14 an den Steg des Querträgers genietet, welche zugleich zur Verstärkung des durch den Ausschnitt geschwächten Querträgers dienen. Diese Art der Längsträgerlagerung ist recht zweckmäßig, verursacht aber bei der Herstellung erhebliche Kosten und Schwierigkeiten. Einfacher und auch recht zweckentsprechend ist die in der Abb. 553 dargestellte Ausbildungsweise. Die Längsträger stoßen stumpf gegen

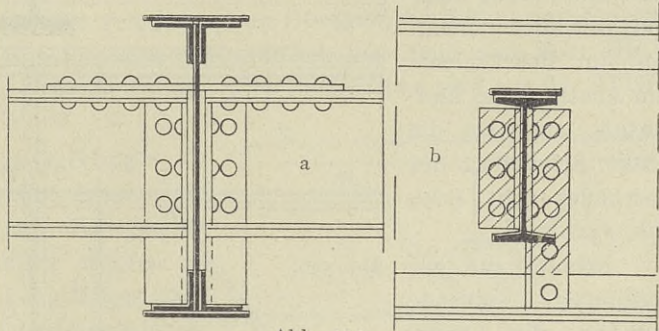


Abb. 553.

Die Längsträger stoßen stumpf gegen

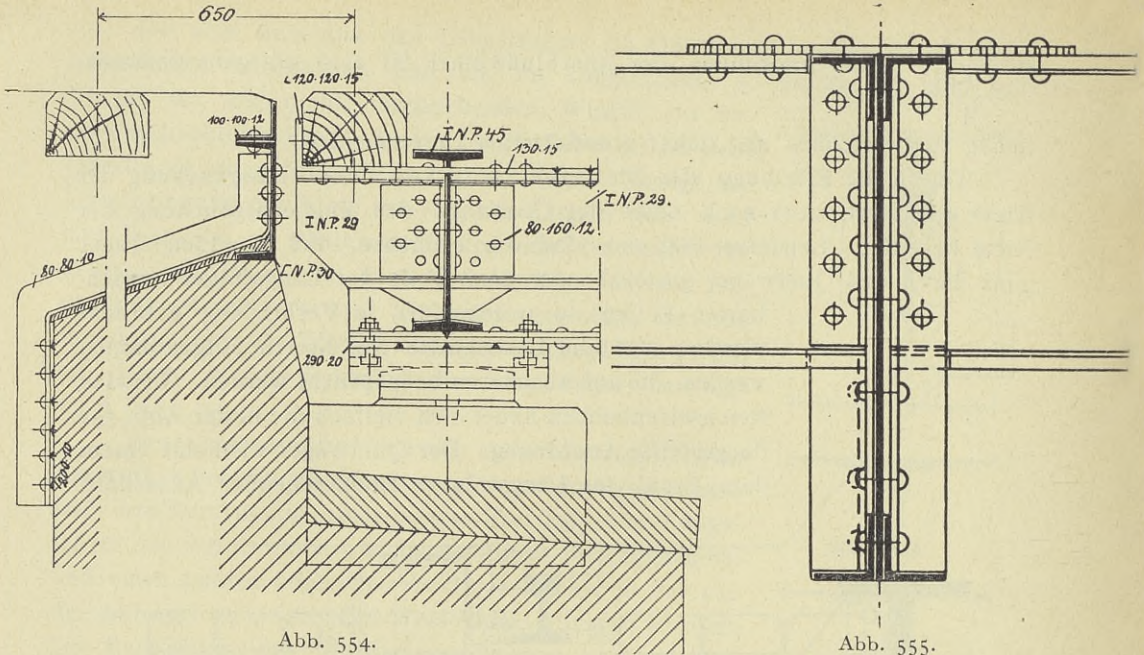


Abb. 554.

Abb. 555.

das Stegblech des Querträgers. Die oberen Flansche der Längsträger werden mit einander durch ein Flacheisen verbunden, das den Querträger durchdringt und so stark bemessen und angeschlossen wird, daß es die Zugkraft des Biegemomentes allein aufzunehmen vermag. Diese Anordnung empfiehlt sich auch namentlich am Brückenende zum Anschluß des Endkonsols, auf dem die letzte Schwelle des Überbaues ruht (sich Abb. 554).

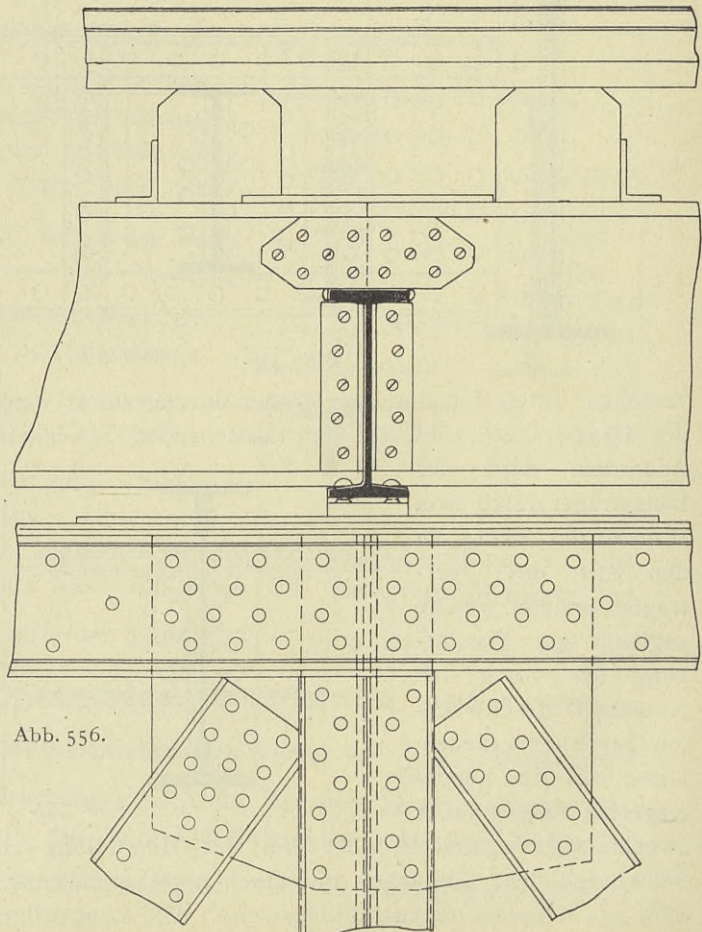


Abb. 556.

Erlaubt die zur Verfügung stehende Bauhöhe, die Längsträger- und Querträgeroberkante in gleiche Höhe zu legen, so läßt

sich das die oberen Flansche verbindende Zugband ohne Schwierigkeit anordnen (Abb. 555).

Sind die Längsträger höher als die Querträger, so kann die Verbindung der ersteren oberhalb der letzteren erfolgen (Abb. 556).

Eine sehr interessante Lagerung der Längsträger ist in der Abb. 557*) dargestellt. Der Untergurt des Längsträgers ist durch den Querträger durch-

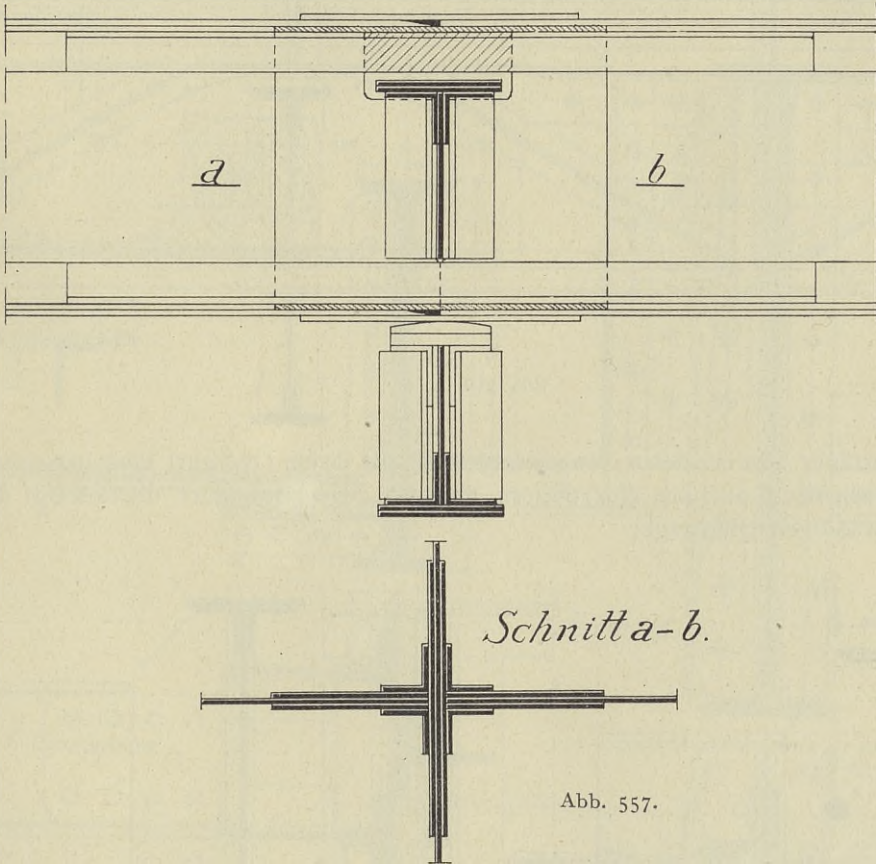


Abb. 557.

gesteckt und hier zentrisch gelagert. Der Obergurt wird über dem Querträger durchgeführt. Die Montage erfordert natürlich hier einen sich über alle Teile des Längsträgers erstreckenden Stoß. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen.

Bildet man die Querträger als Fachwerkträger aus und können die Längsträger wesentlich niedriger als die Querträger gehalten werden, so ist es möglich, die Längsträger nach Abb. 558 durch die Querträger durchzuführen. Zu beachten ist hierbei,

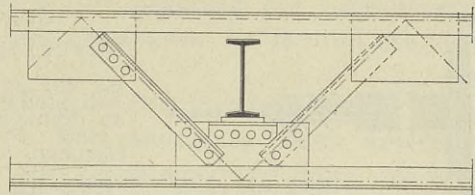


Abb. 558.

*) Der Auflagerung der Längsträger der Rheinbrücke bei Roppenheim (Reichseisenbahnen) nachgebildet.

daß der Querträgerobergurt auf seine ganze Länge knicksicher sein muß, da er nicht gegen die Längsträger festgelegt ist.

Erwähnt sei hier auch die Lagerung der Längsträger, die bei der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms ausgeführt ist und auch bei Eisenbahnbrücken Verwendung finden kann (Abb. 559). Die als durchlaufende Fach-

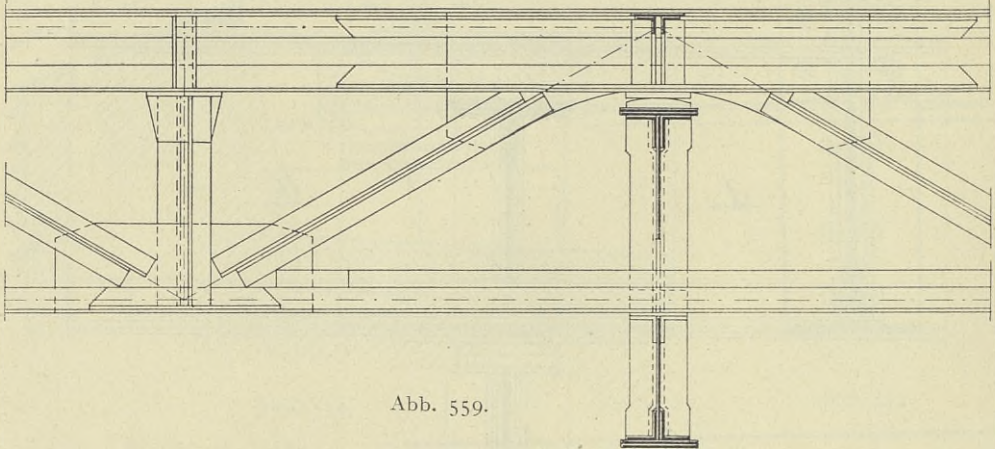


Abb. 559.

werkträger ausgebildeten Längsträger sind mit ihrem Obergurt längsbeweglich und zentrisch auf den Querträgern gelagert. Der Untergurt durchdringt die vollwandigen Querträger.

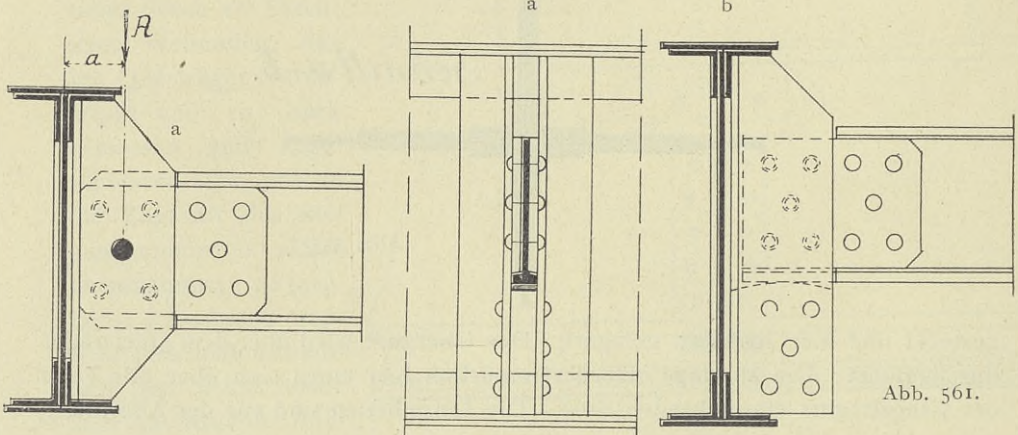


Abb. 561.

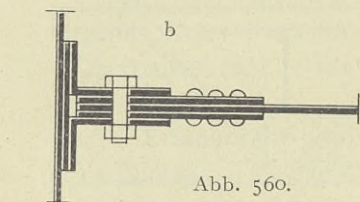


Abb. 560.

Gelenkförmiger und beweglicher Anschluß der Längsträger. In Abb. 560 ist ein gelenkiger Anschluß eines Längsträgers an dem Querträger veranschaulicht. Der durch Laschen verstärkte Steg ist zwischen die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel gesteckt und wird von einem Gelenkbolzen getragen.

Durch Einschaltung dieses Gelenkes ist zwar die Kontinuität der Längsträger unterbrochen, aber dadurch, daß der Auflagerdruck A im Abstände a von der Querschnittsmitte des Querträgers angreift, entsteht ein Moment $A \cdot a$,

das den Querträger auf Torsion und die oberen Anschlußniete der Winkeleisen auf Zug beansprucht.

Soll mit dieser gelenkigen Lagerung auch die Längsbeweglichkeit verbunden sein, so muß der Längsträger mit einem Langloch versehen werden.

Abb. 561 gibt eine andere zweckmäßige bewegliche Lagerung. Der verschmälerte Trägerfuß wird zwischen den beiden Anschlußwinkeln von einem nach oben gewölbten Schmiedestück getragen. Die Einzelheiten zeigt die Abbildung.

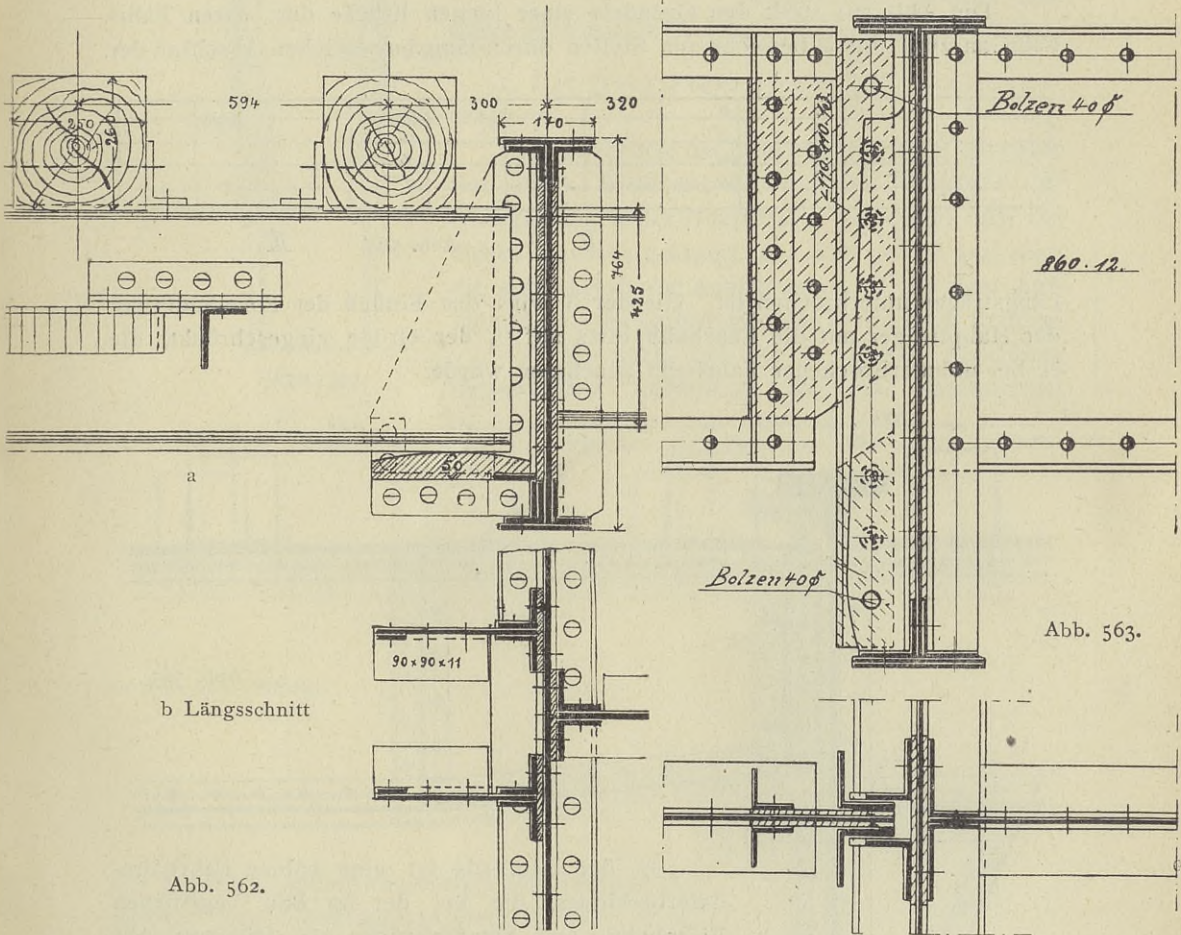


Abb. 562.

Abb. 563.

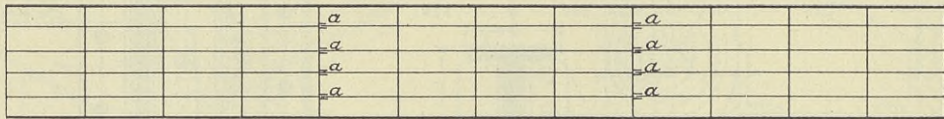
Eine andersartig ausgebildete bewegliche Lagerung des Längsträgers, dessen Fuß ungeschmälert bis zum Ende durchgeht, ist in Abb. 562 veranschaulicht.

Schließlich hat man auch zur Erzielung der Beweglichkeit das eine Ende des Längsträgers auf ein Pendel gestützt. Eine Anordnung dieser Art zeigt die Abb. 563. Das Pendel ist oben mit dem Längsträger und unten mit den fest an den Querträger genieteten Winkeln durch je einen Bolzen verbunden.

Der gelenkige Anschluß eines Längsträgers an dem Querträger gelangt im allgemeinen nur dann zur Ausführung, wenn am anderen Ende des Längsträgers eine längsbewegliche Lagerung deshalb vorgesehen wird, weil die

Fahrbahn an dieser Stelle unterbrochen werden muß. Würde man den Anschluß des Längsträgers nicht gelenkig gestalten, so wäre am beweglichen Auflager ein Abheben zu befürchten. Die Notwendigkeit der Unterbrechung einer Fahrbahn tritt ein beim Vorhandensein von Gelenken in den Hauptträgern (Gerberträgern), um die Wirkung dieser Gelenke nicht in Frage zu stellen, und bei langen Brücken, deren Querträger mit den Hauptträgern fest verbunden sind, um den Einfluß der Formänderung der Hauptträger auf die Fahrbahn einzuschränken.

Die Abb. 564 stellt den Grundriß einer langen Brücke dar, deren Fahrbahn an zwei mit a bezeichneten Stellen durch längsbeweglichen Anschluß der



I

II

Abb. 564

III

Längsträger unterbrochen ist. Hierdurch wird der Einfluß der Formänderung der Hauptträger auf die Fahrbahn etwa auf $\frac{1}{3}$ der Größe eingeschränkt, die er bei ununterbrochener Fahrbahn annehmen würde.

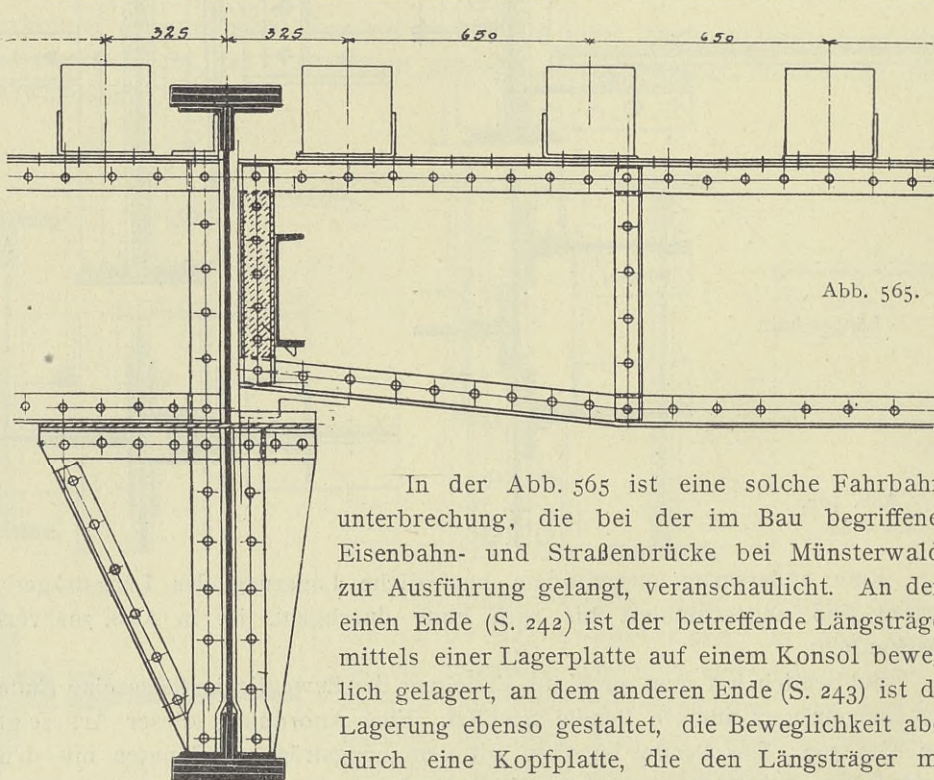


Abb. 565.

In der Abb. 565 ist eine solche Fahrbahnunterbrechung, die bei der im Bau begriffenen Eisenbahn- und Straßenbrücke bei Münsterwalde zur Ausführung gelangt, veranschaulicht. An dem einen Ende (S. 242) ist der betreffende Längsträger mittels einer Lagerplatte auf einem Konsol beweglich gelagert, an dem anderen Ende (S. 243) ist die Lagerung ebenso gestaltet, die Beweglichkeit aber durch eine Kopfplatte, die den Längsträger mit dem benachbarten Träger verbindet, aufgehoben.

Diese Art der Lagerung eignet sich auch für die Längsträger, die über einem Mittelpfeiler die Fahrbahnen zweier Überbauten mit festen bzw. beweglichen Lagern auf diesem Pfeiler mit einander verbinden.

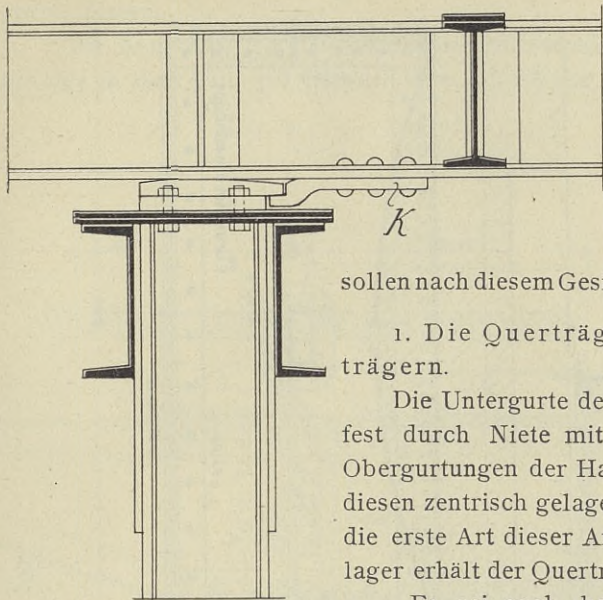


Abb. 567.

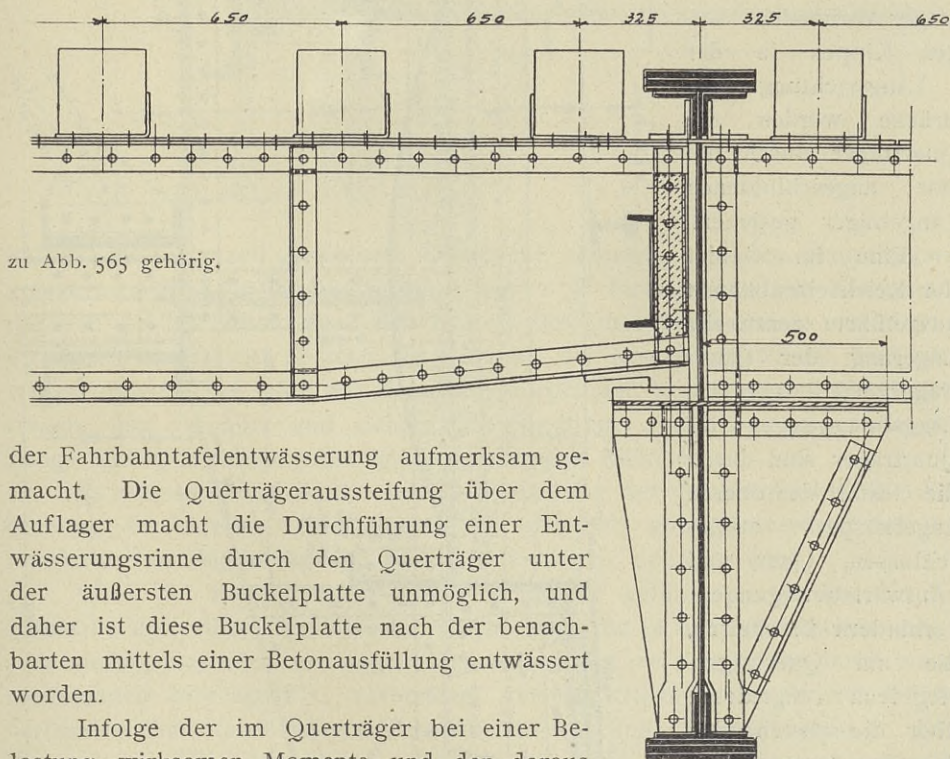
β) Befestigung und Lagerung der Querträger.

Die verschiedenen Befestigungs- und Lagerungsarten der Querträger sind hauptsächlich durch die Lage der Querträger zum Hauptträger bedingt und sollen nach diesem Gesichtspunkt besprochen werden.

1. Die Querträger liegen auf den Hauptträgern.

Die Untergurte der Querträger werden entweder fest durch Niete mit der ganzen Oberfläche der Obergurtungen der Hauptträger verbunden oder auf diesen zentrisch gelagert. Die Abb. 566 (S. 244) zeigt die erste Art dieser Anordnungen. Über dem Auflager erhält der Querträger eine kräftige Aussteifung.

Es sei noch bei der in dieser Abbildung dargestellten Ausführung auf eine Besonderheit



zu Abb. 565 gehörig.

der Fahrbahntafelentwässerung aufmerksam gemacht. Die Querträgeraussteifung über dem Auflager macht die Durchführung einer Entwässerungsrinne durch den Querträger unter der äußersten Buckelplatte unmöglich, und daher ist diese Buckelplatte nach der benachbarten mittels einer Betonausfüllung entwässert worden.

Infolge der im Querträger bei einer Belastung wirksamen Momente und der daraus sich ergebenden Durchbiegung werden die Obergurte der Hauptträger ungünstig auf Torsion beansprucht. Von vielen Konstrukteuren wird daher die zentrische Lagerung der Querträger bevorzugt.

Die Abb. 567 (S. 243) stellt eine zweckmäßige Ausbildung dieser Lagerung dar. Eine Bewegung der Querträger in der

Brückenlängsrichtung gegen die Hauptträger ist ermöglicht und hierdurch erreicht, daß die Formänderungen der Hauptträger die Fahrbahn nicht beeinflussen können. Seitliche und Aufwärtsbewegungen der Querträger werden durch die Knaggen *K* verhindert. Das Bestreben zu Aufwärtsbewegungen ist infolge der Kontinuität der Längsträger vorhanden. Gegen Kippen in der

Längsrichtung der Brücke werden die Querträger durch die fest angeschlossenen Längsträger gesichert.

Eine im Gebiet der Reichseisenbahnen ausgeführte zentrische Lagerung der Querträger zeigt die Abb. 568. Längsbewegungen der Querträger sind durch die Gestalt des oberen Lagerkörpers ausgeschlossen. Quer- und

Aufwärtsbewegungen verhindern Flacheisen, die am Querträgerstegblech angenietet, über die abstehenden Schenkel der

Untergurtwinkel gebogen sind und

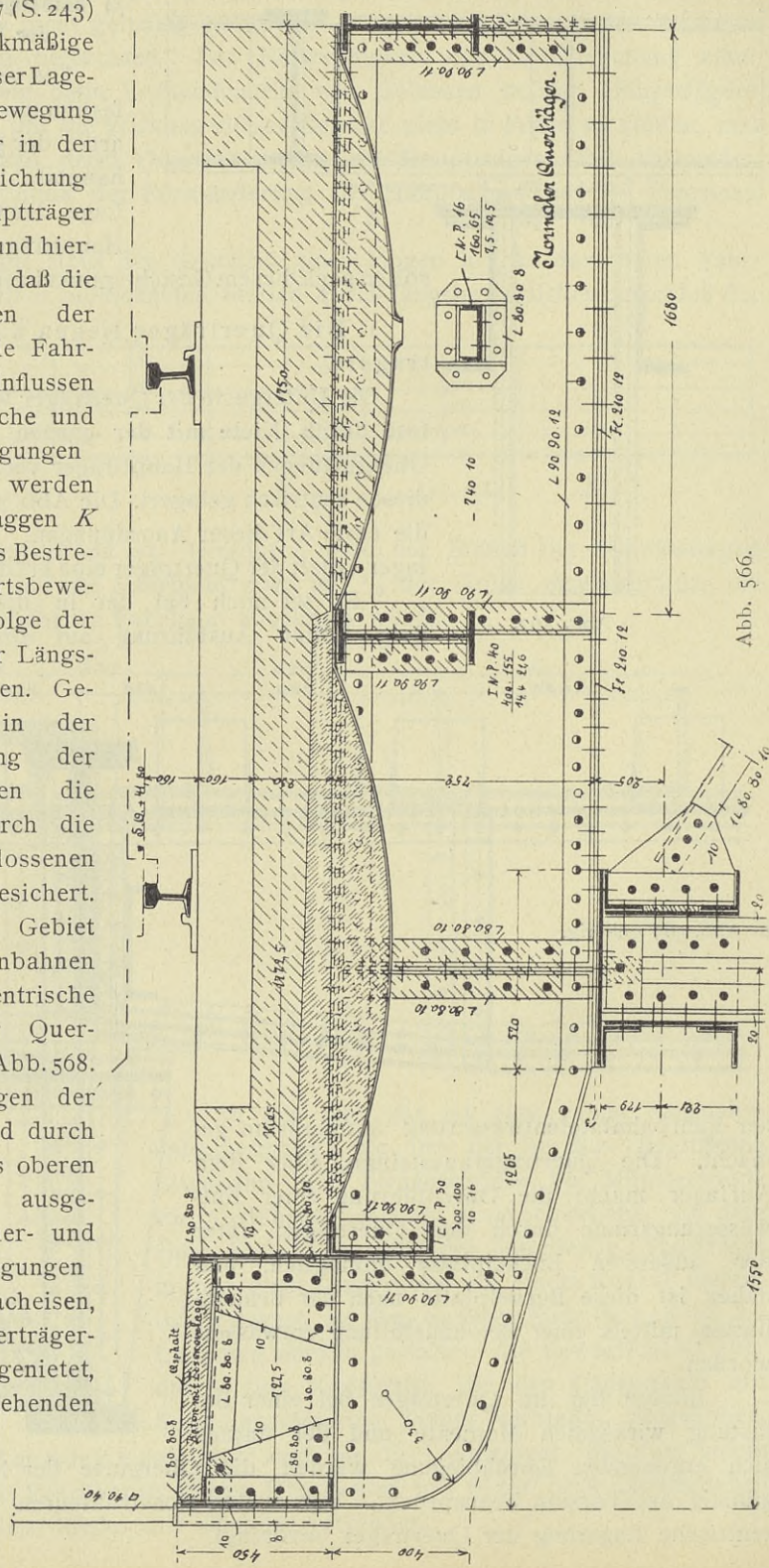
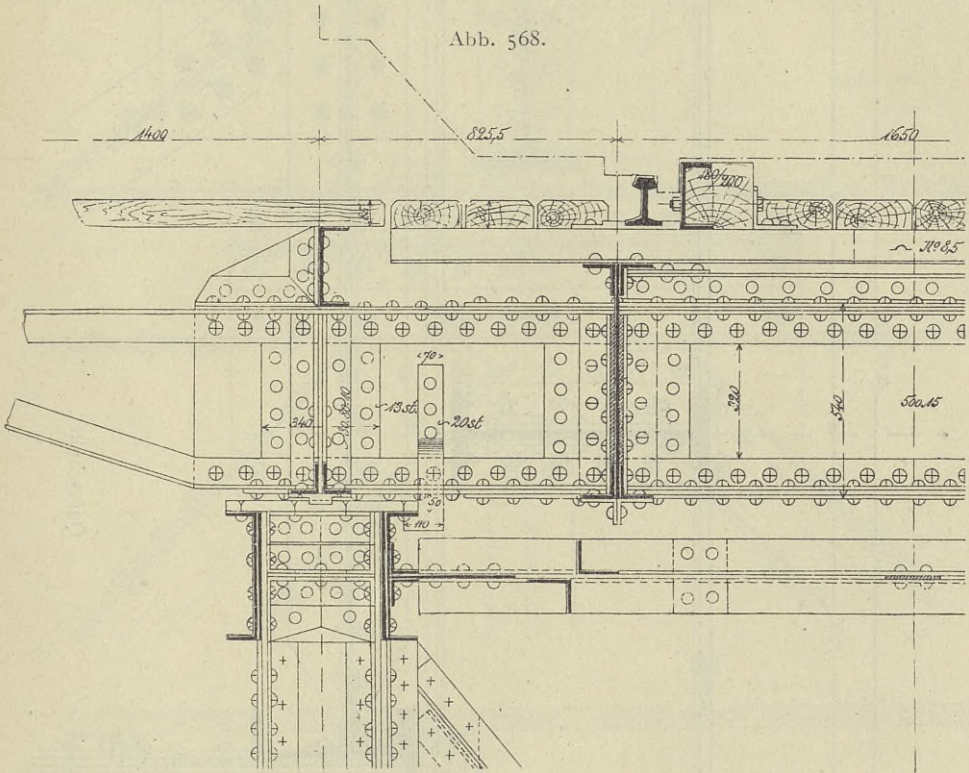


Abb. 566.

mit einem vorspringenden Ansatz unter die Winkel des Hauptträgerobergurtes fassen.

Bei Neubauten im Eisenbahndirektionsbezirk Mainz hat man ähnlich wie bei der in der Abb. 567 dargestellten Anordnung die Querträger mittels Lager-

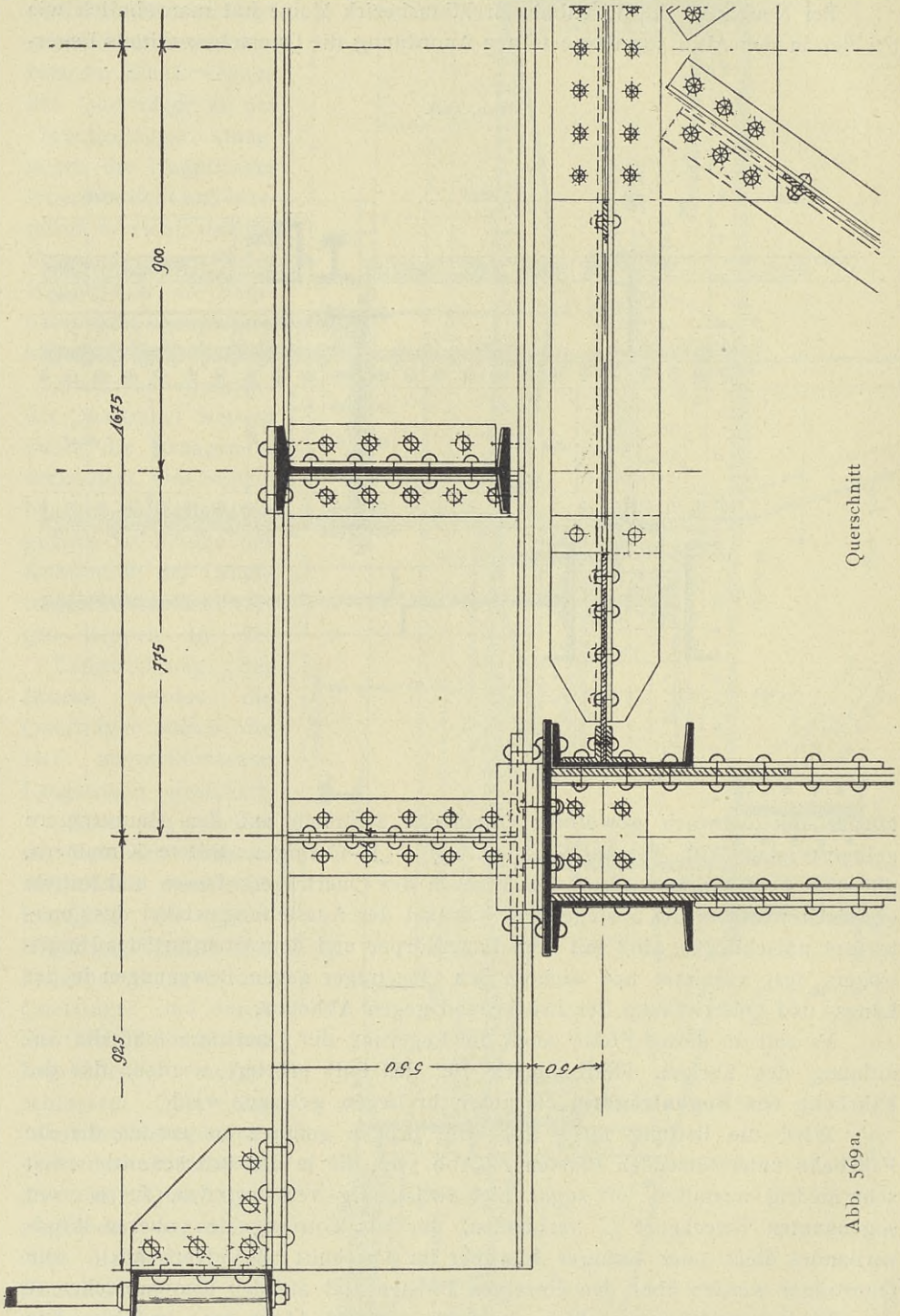


körper mit schwach gewölbter Oberfläche zentrisch auf den Hauptträgern gelagert (siehe Abb. 569 auf S. 246 u. 247). \perp -förmig gestaltete Klammern, die von beiden Seiten über den Flansch des Querträgers fassen und mittels eines Ausschnittes die abstehenden Schenkel der Aussteifungswinkel des Querträgers umschließen, sind mit dem Lagerkörper und dem Obergurt des Hauptträgers fest vernietet und sichern den Querträger gegen Bewegungen in der Längs- und Querrichtung der Brücke und gegen Abheben.

Es soll an dieser Stelle auch die Lagerung der Querträger und die Anordnung der übrigen Fahrbahteile für den Fall erörtert werden, daß die Fahrbahn von **Bogenträgern**, die unter ihr liegen, getragen wird.

Wird die Bettung nicht über die Brücke geführt, so werden die die Fahrbahn unterstützenden Pfosten *P* (Abb. 570), die in der Brückenmitte meist sehr niedrig ausfallen, oft sogar hier vollständig verschwinden, durch einen sogenannten Streckgurt *G* verbunden, der als Gurtung des oberen Windverbandes dient (siehe Näheres hierüber im Abschnitt »Windverband«). Die Querträger werden über den einzelnen Pfosten und auf den Knotenblechen *K* des Windverbandes am besten zentrisch gelagert (Abb. 571 a und b). Die seitlichen, auf die Fahrbahn und Fahrzeuge entfallenden Windkräfte und die

Seitenstöße der Fahrzeuge werden durch die unter die Flansche der Querträger genieteten Flacheisen *F* auf den Windverband übertragen. Aufwärts-



Querschnitt

Abb. 569a.

bewegungen werden durch die kräftigen Klemmplatten *B* verhindert. Der Anschluß der Pfosten an den Bogen erfolgt meist durch Winkeleisen und Knoten

Abb. 569b.

Längsschnitt.

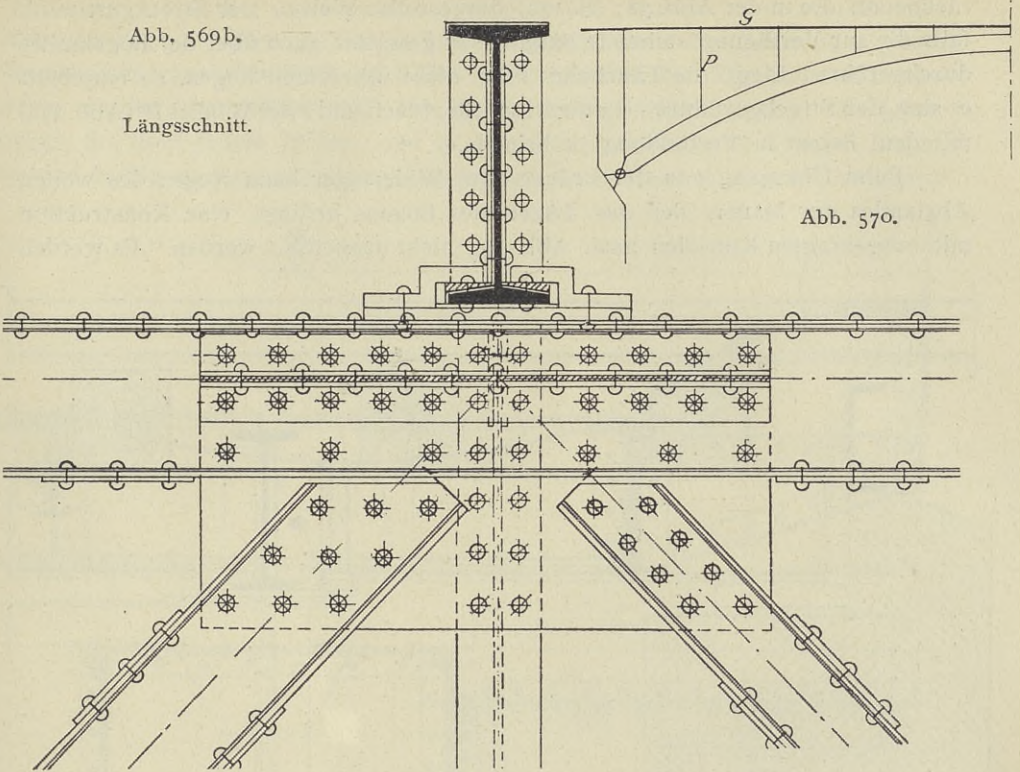


Abb. 570.

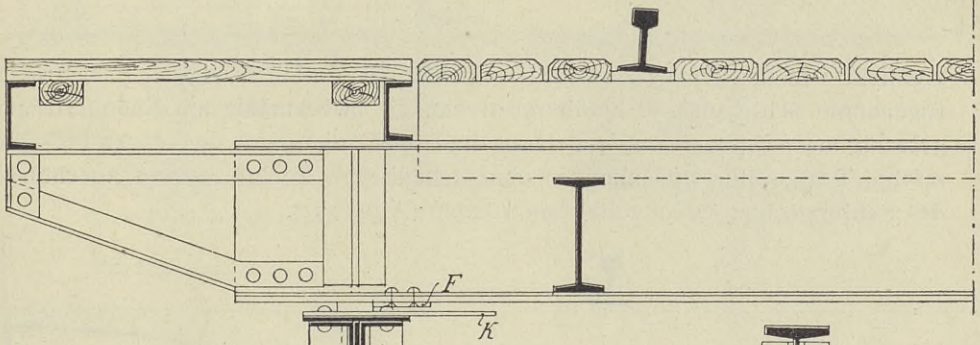


Abb. 571a. Querschnitt.

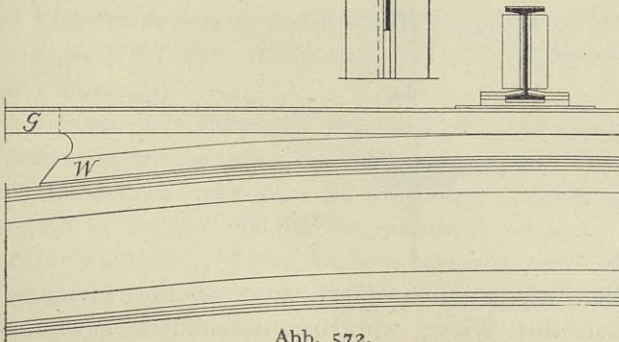


Abb. 572.

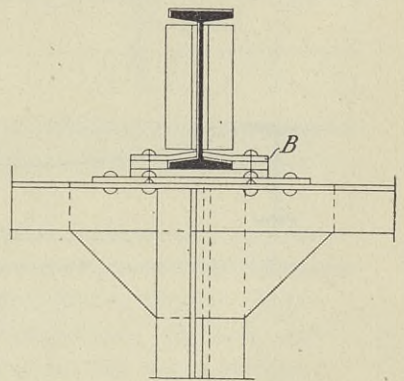
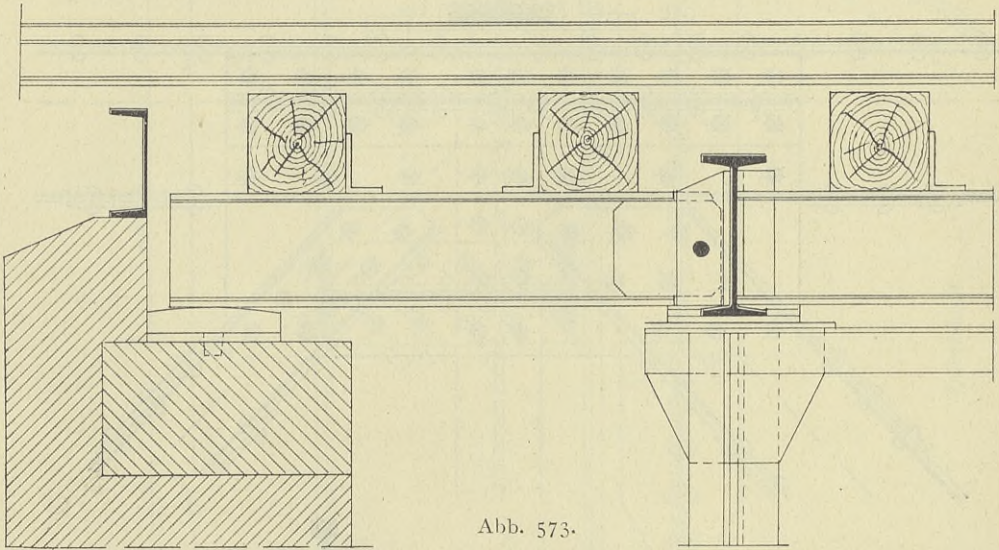


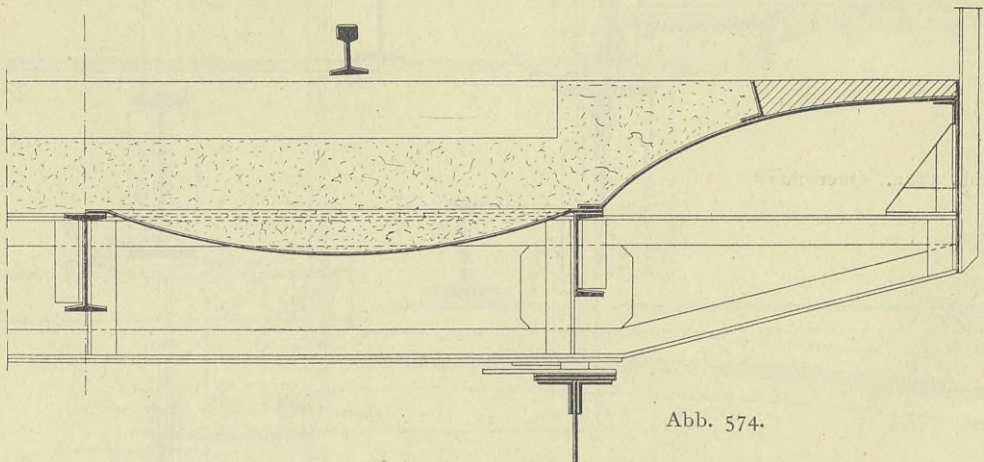
Abb. 571b. Längsschnitt.

bleche auf die in der Abb. 387 (S. 152) dargestellte Weise. Der Streckgurt wird, falls die zur Verfügung stehende Bauhöhe es gestattet, auch über der Bogenmitte durchgeführt. Liegt die Fahrbahn sehr dicht über dem Bogen, so empfiehlt es sich, den Streckgurt durch ein niedriges Stegblech und zwei Winkel *W* (Abb. 572) mit dem Bogen in Verbindung zu bringen.

Beim Übergang von der Brücke zum Widerlager kann wegen des weiten Abstandes der Mauer, den das Lager des Bogens bedingt, eine Konstruktion mit ausgekragten Konsolen nach Abb. 554 nicht ausgeführt werden. Es werden

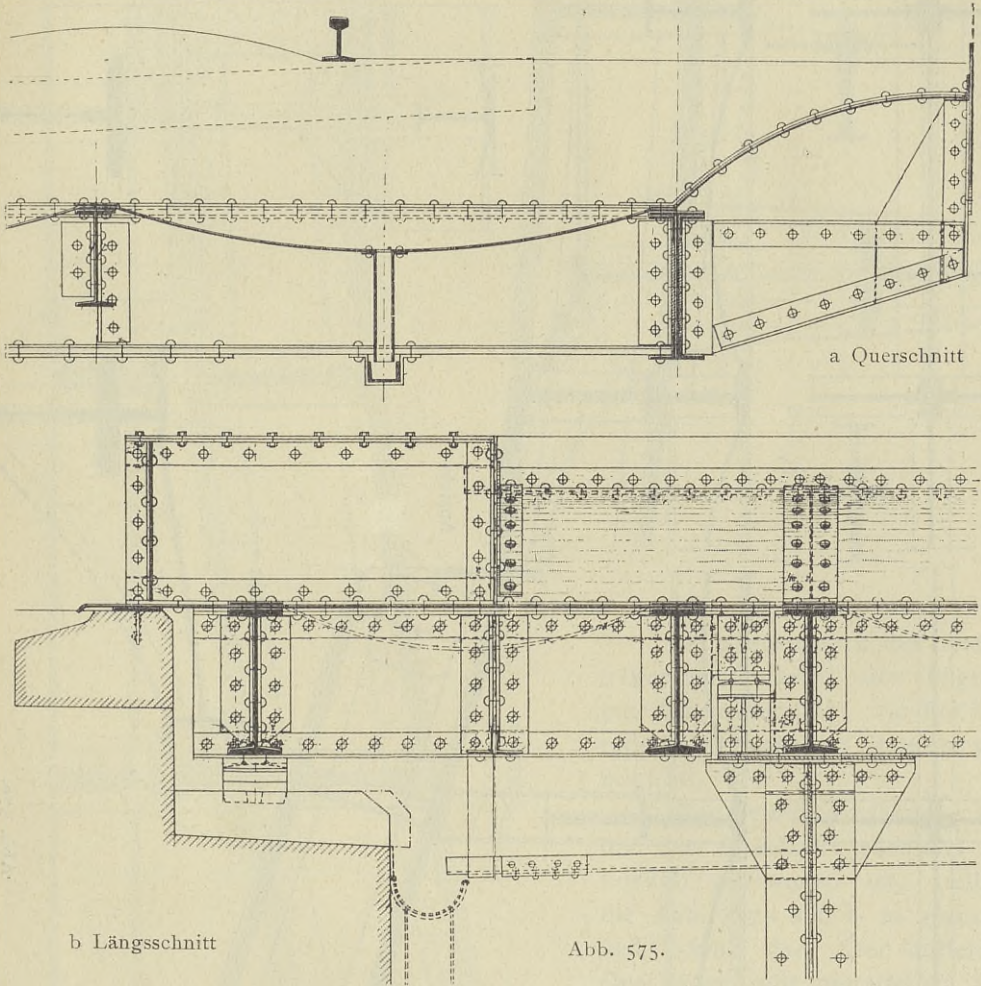


vielmehr von der Brücke zum Widerlager in der Verlängerung der Längsträger sogenannte Schleppträger hinübergestreckt, die zweckmäßig am Endquerträger gelenkig angeschlossen werden, damit die Höhenänderungen des letzten Pfostens infolge Temperaturschwankungen ohne schädlichen Einfluß auf die Anschlüsse des Schleppträgers sich vollziehen können (Abb. 573).



Wird die Bettung über der Brücke durchgeführt, so wird die Lagerung der Querträger oft in ganz derselben Weise, wie eben geschildert, bewirkt

(Abb. 574). Da die geschlossene Fahrbahntafel bereits eine ausreichende Windversteifung bildet, so ist es auch angängig, von der Anordnung eines Streckgurtes ganz abzusehen (sich die Abb. 575 a und b). Die äußeren Längsträger werden unmittelbar auf den Pfosten gelagert (Abb. 575 b). Die Querträger, die über jedem Pfosten und in der Mitte zwischen zwei Pfosten liegen, werden an diesen durchgehenden Längsträgern angeschlossen. Aus der Abb. 575 b



ist auch die Lagerung des Schleppträgers zu ersehen. Die Lager selbst sind beweglich, die feste Verbindung mit dem Überbau wird durch die Fahrbahntafel hergestellt.

Einen zweckmäßigen Anschluß der durchgehenden Längsträger an den Pfosten veranschaulicht die Abb. 576. Die I-Eisen der Pfosten sind mittels vier Winkel, an denen auch die Querträger ihren Anschluß finden, mit den Längsträgern verbunden. In der Bogenmitte werden die Längsträger, die hier aus einem Stegblech und vier Winkeln bestehen, unmittelbar auf den Bogen genietet. Die Querträger werden hier ihrer tiefen Lage wegen am Längsträger und am Bogen angeschlossen.

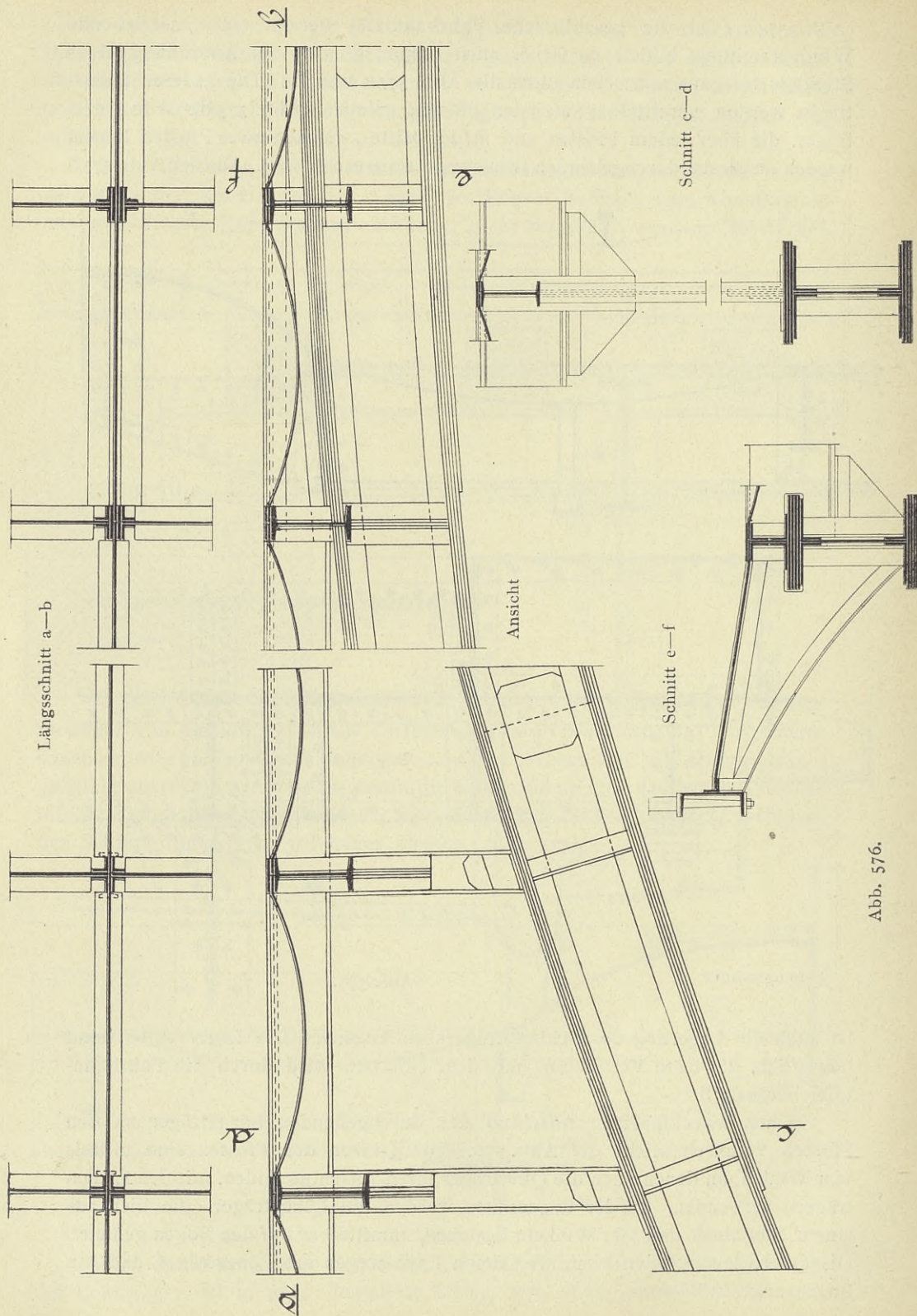


Abb. 576.

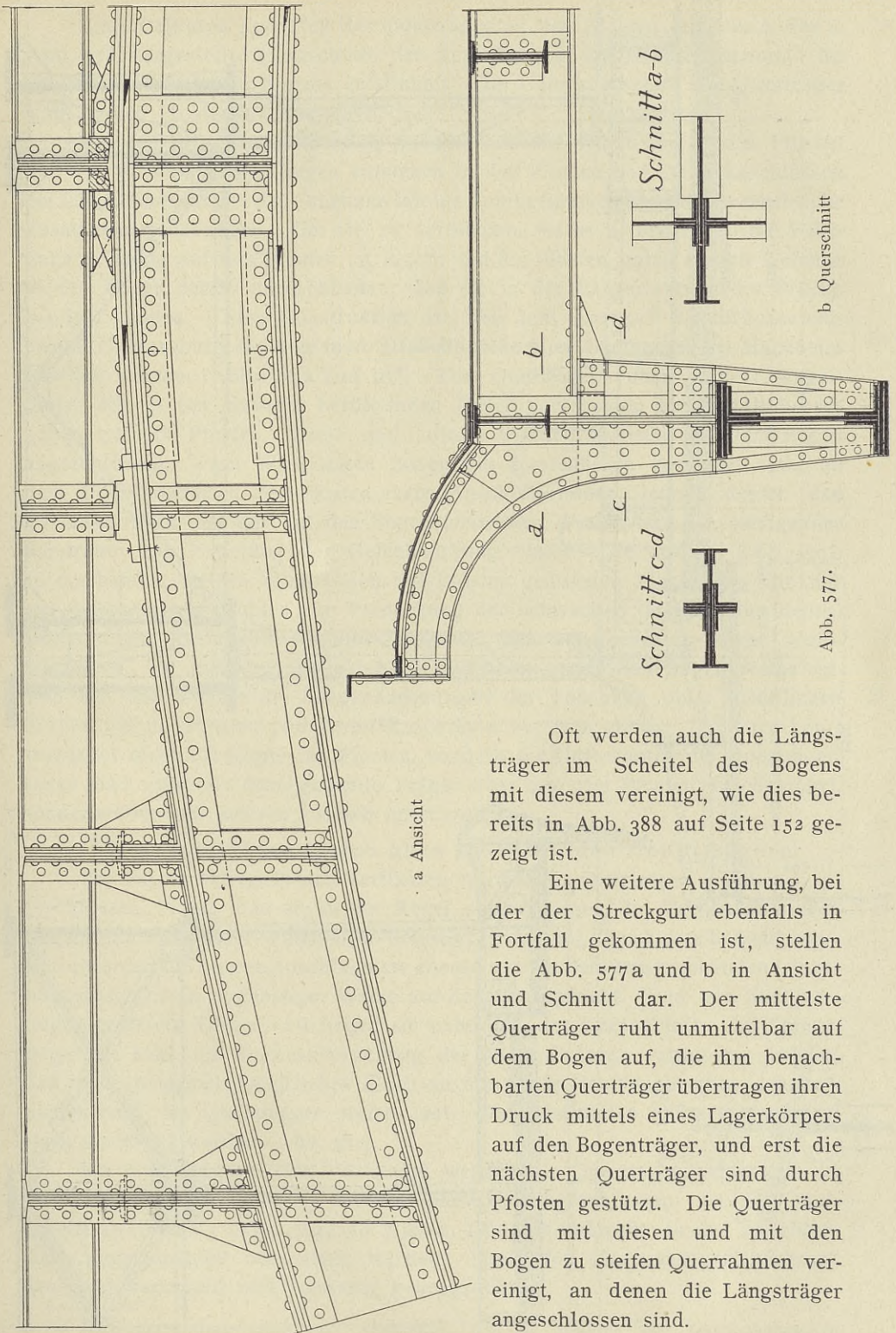


Abb. 577.

Oft werden auch die Längsträger im Scheitel des Bogens mit diesem vereinigt, wie dies bereits in Abb. 388 auf Seite 152 gezeigt ist.

Eine weitere Ausführung, bei der der Streckgurt ebenfalls in Fortfall gekommen ist, stellen die Abb. 577a und b in Ansicht und Schnitt dar. Der mittelste Querträger ruht unmittelbar auf dem Bogen auf, die ihm benachbarten Querträger übertragen ihren Druck mittels eines Lagerkörpers auf den Bogenträger, und erst die nächsten Querträger sind durch Pfosten gestützt. Die Querträger sind mit diesen und mit den Bogen zu steifen Querrahmen vereinigt, an denen die Längsträger angeschlossen sind.

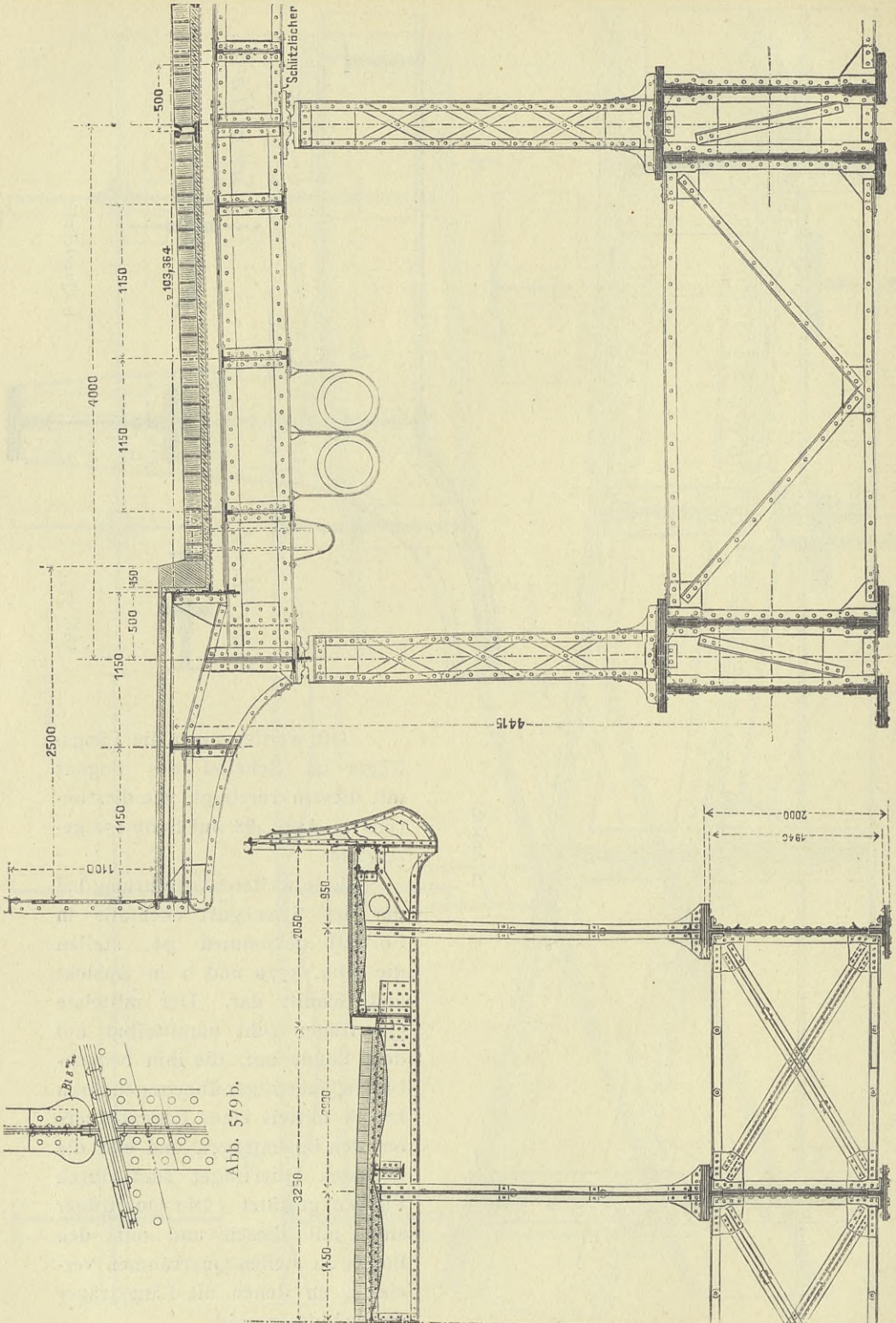


Abb. 579 b.

Abb. 579 a.

Abb. 578.

Unmittelbaren Anschluß der Querträger an den Pfosten zeigt auch der in Abb. 578 dargestellte Querschnitt, der dem Entwurf der Union Dortmund für die Straßenbrücke bei Worms entstammt. Die Untergurtwinkel der Querträger sind an den Pfosten unterbrochen.

Bei den bisher geschilderten Anschlüssen der Fahrbahn an den Pfosten und der Pfosten an den Bogen entstehen in den Pfosten und deren Anschlüssen bei Längenänderungen der Fahrbahn infolge Temperaturschwankungen erhebliche Zusatzbeanspruchungen. Um sie zu vermeiden, ist es erforderlich, die Fahrbahn gelenkig auf den Pfosten zu lagern und die Pfosten unten mittels Gelenke an den Bogen derart anzuschließen, daß sie in der Längsrichtung der Brücke pendeln können. Diese Konstruktion ist bei dem Entwurf der Brückenbauanstalt Gustavsburg für eine feste Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim gewählt worden (Abb. 579a und b)*). Die Querträger ruhen mittels Kugellager, die in den einander berührenden Teilen verschieden große Halbmesser haben, auf den Pfosten. Diese sind mittels Blattfedergelenke an dem Bogen angeschlossen. Zwei Winkeleisen fassen ein Knotenblech zwischen sich, an dem die Winkeleisen der Pfosten ihren Anschluß finden, jedoch derart, daß zwischen ihnen und den auf den Bogen genieteten Winkeleisen ein genügender Spielraum zur Erzielung der Gelenkwirkung bleibt. Die aus der Abb. 579b zu ersehenden, an die Winkeleisen der Pfosten genieteten Flacheisen, die nur aus Schönheitsrücksichten zur Verdeckung der schwachen Gelenkstelle dienen, haben solche Ausschnitte erhalten, daß sie die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigen. Im mittleren Teile ist die Fahrbahn gegen den Bogen festgelegt. Von hier aus können die Längenänderungen der Fahrbahn ohne schädlichen Einfluß auf die Pfosten und deren Anschlüsse vor sich gehen. Der Streckgurt verbindet nicht die Köpfe der Pfosten, sondern die Unterkanten der Querträger. Diese sind nicht als durchgehende Träger über den vier Pfosten durchgeführt, sondern über den inneren Pfosten unterbrochen.

2. Die Querträger liegen oben zwischen den Hauptträgern.

Bei Fachwerkträgern mit Vertikalen werden die Querträger an diesen angeschlossen, indem man sie in der Regel stumpf gegen die Vertikalen stoßen läßt und mittels zweier Winkeleisen befestigt (Abb. 580). Bei dieser Befestigungsweise werden die oberen Anschlußniete ebenso wie bei dem entsprechenden Längsträgeranschluß in ungünstiger Weise auf Zug beansprucht. Sind nun die Querträger genietete Träger und liegen sie unterhalb der Knotenbleche der Hauptträger, so kann die Zugbeanspruchung der Niete dadurch vermieden werden, daß man ein gemeinschaftliches Blech an die Stelle des Stegbleches der Vertikalen und des Querträgers treten läßt. Die Stoßstellen müssen genügend stark verlascht werden (Abb. 581).

Bei Hauptträgern ohne Vertikalen werden die Querträger beiderseits an dem Stegblech der Gurtung durch Winkeleisen angeschlossen. Ist der Querschnitt zweiwandig (Abb. 582), so müssen beide Wandungen an der Anschlußstelle gegeneinander ausgesteift werden, damit der Querträgerauflagerdruck den Gurtquerschnitt nicht einseitig beansprucht.

*) Querträgerlagerungen und Anschlüsse, die für Straßen- und Eisenbahnbrücken gemeinsame Gültigkeit haben, werden auch an Straßenbrücken hier besprochen.

Abb. 580.

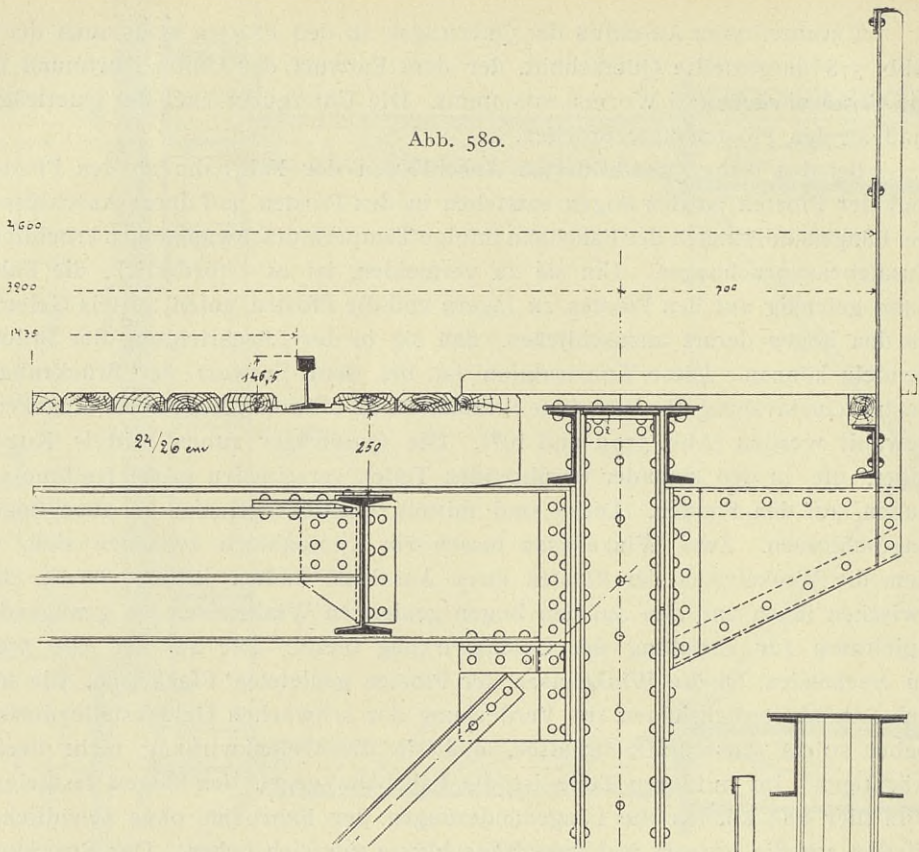


Abb. 581.

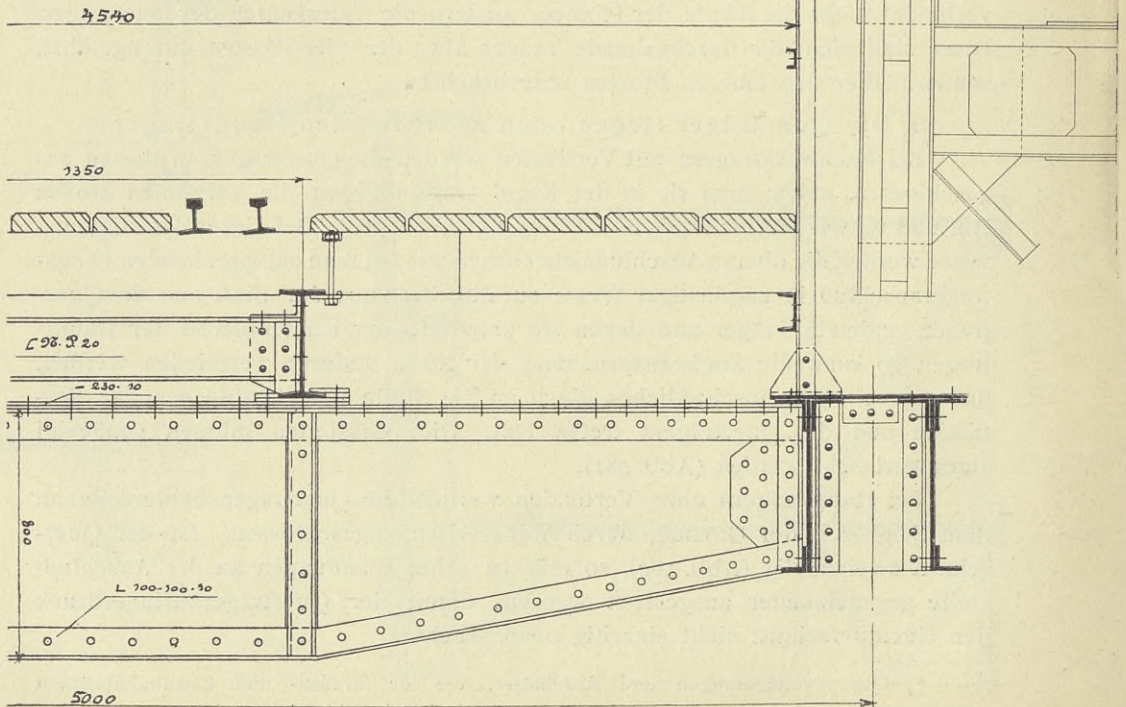


Abb. 582.

steife Halbrahmen bilden, durch welche die auf die Obergurte entfallenden Seitenkräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können. Im Falle des Vorhandenseins zweier Windverbände können die Querträger auch gelenkförmig an den Hauptträgern angeschlossen werden.

Im folgenden sind an einer Reihe von ausgeführten Beispielen die gebräuchlichen Querträgeranschlüsse veranschaulicht worden.

Abb. 484. (Sich Seite 195.)

Der aus einem Walzträger bestehende Querträger ist mittels eines über den ganzen Hauptträger reichenden Winkeleisens, das zugleich das Stegblech des Hauptträgers aussteift, und eines Winkels, der zwischen den Flanschen des Walzträgers liegt, an dem Hauptträger angeschlossen worden. Für die Anschlußwinkel werden nicht zu kleine Profile, jedenfalls nicht unter $9 \cdot 9 \cdot 1,1$ verwendet. An den durchgehenden Anschlußwinkel und auf den Flansch des Querträgers wird ein Eckblech genietet, das an der freien Seite einen Saumwinkel erhält.

Abb. 525. (Sich Seite 220.)

Die Abbildung stellt eine Fahrbahnanordnung dar, bei der die Buckelplatten nur auf den Querträgern und an den Hauptträgern gelagert sind. Der Anschluß des Querträgers ist in der Art erfolgt, daß das Stegblech zwischen die beiden ungleichschenkligen kurzen Anschlußwinkel gesteckt ist und die Gurtwinkel mittels Keilfutter über die langen Schenkel der Anschlußwinkel geführt sind. Eine Eckaussteifung ist auch hier wegen des sehr niedrigen Querträgers erforderlich. Für die Querträger ist ein genieteter Querschnitt aus dem Grunde verwendet worden, um durch Herunterziehen des Untergurtes bis zur Unterkante des Hauptträgers die zur Verfügung stehende Bauhöhe nach Möglichkeit ausnutzen zu können.

Abb. 485. (Sich Seite 196.)

Hier ist wegen der Höhe des Querträgers eine Eckaussteifung entbehrlich. Die nur an der Außenseite des Hauptträgers liegenden Aussteifungswinkel sind stark genug, um den Obergurt gegen die zugleich als Windverband dienende steife Fahrbahndecke festzulegen.

Abb. 483. (Sich Seite 194.)

An der Anschlußstelle des äußeren Längsträgers stößt das Stegblech des Querträgers an ein zugleich als Aussteifung dienendes, über die ganze Höhe des Hauptträgers reichendes Blech. Der Stoß ist durch Laschen gedeckt. Die Gurtwinkel des Querträgers sind über die Anschlußwinkel gekröpft.

Abb. 584.

Hier ist ein recht zweckmäßiger Anschluß eines Querträgers an dem Hauptträger einer oben offenen Fachwerkbrücke dargestellt worden.

Die Höhenlage des Querträgers ist so gewählt, daß die Winkel des Untergurtes, welche am Flansch des zum Hauptträgeruntergurt gehörigen \square -Eisens enden, auf dem Windverbandknotenblech liegen. Das in den Querträger hineingreifende Eckblech reicht in Höhe des Hauptträgeruntergurtes nur bis zu dessen Außenkante, im weiteren Verlauf bis an das Knotenblech und greift oberhalb des Knotenbleches durch die Vertikale hindurch, dessen Stegblech es ersetzt. Die Stellen, an denen dieses Stegblech und das Stegblech des Querträgers mit dem Eckblech zusammenstoßen, sind durch Laschen gedeckt.

Sehr wichtig ist die Säumung des Eckbleches durch einen Winkel und auch die Laschung der Ecken, die das Aussteifungsblech mit der Vertikalen und dem Querträger bildet. Die starken Momente, die in der Ecke auftreten können, erfordern genügend Querschnitt an den Kanten.

Durch diese Ausbildung des Querträgeranschlusses wird eine große Steifigkeit und eine sehr günstige Inanspruchnahme der zum Anschluß dienenden Niete erzielt. Die eben geschilderte Höhenlage des unteren Teiles des Querträgers ist stets zu empfehlen, da sie für die Montage und die Herstellung keine Schwierigkeit bietet und gestattet, den Querträger, der fast in allen Fällen zugleich

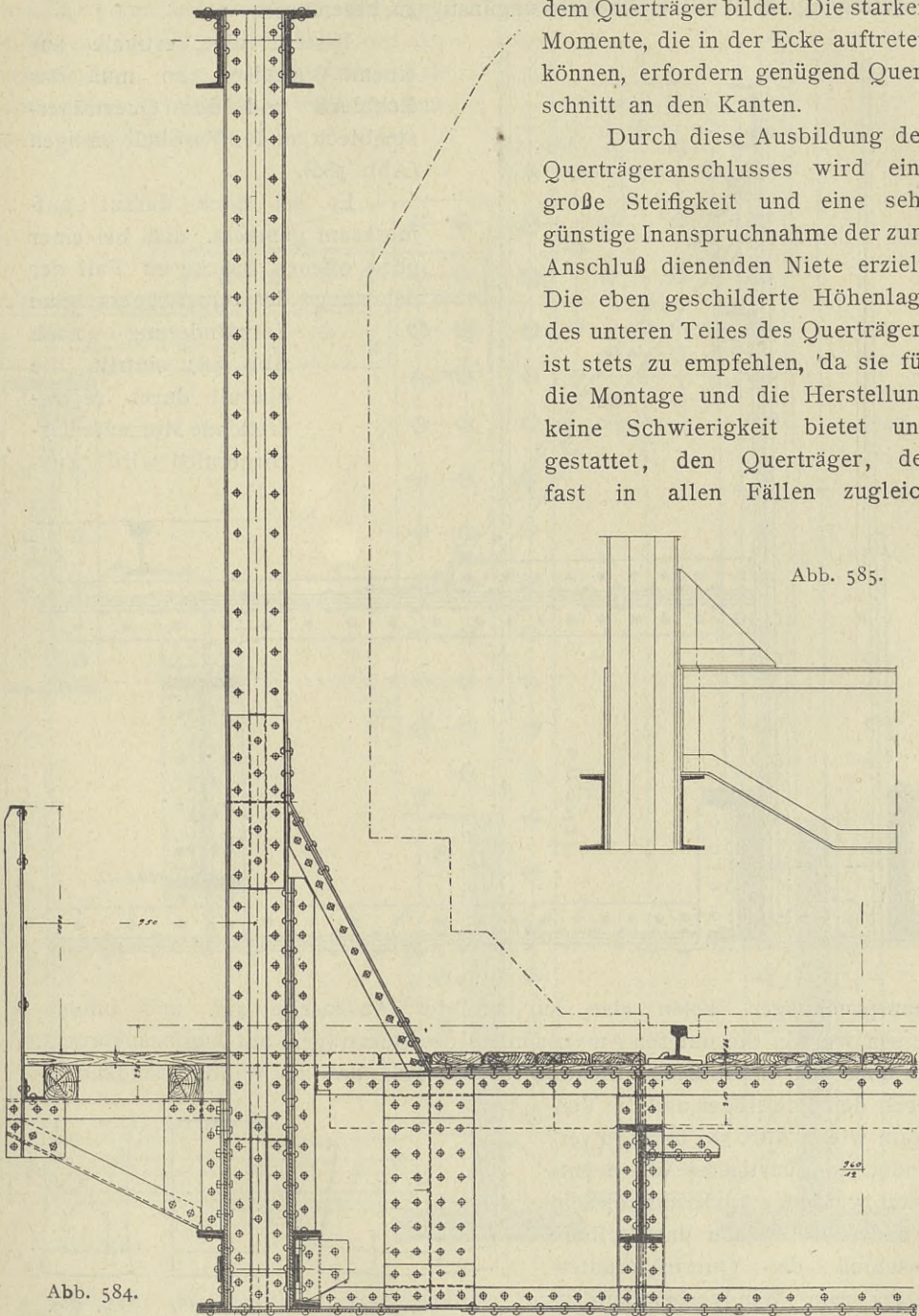


Abb. 584.

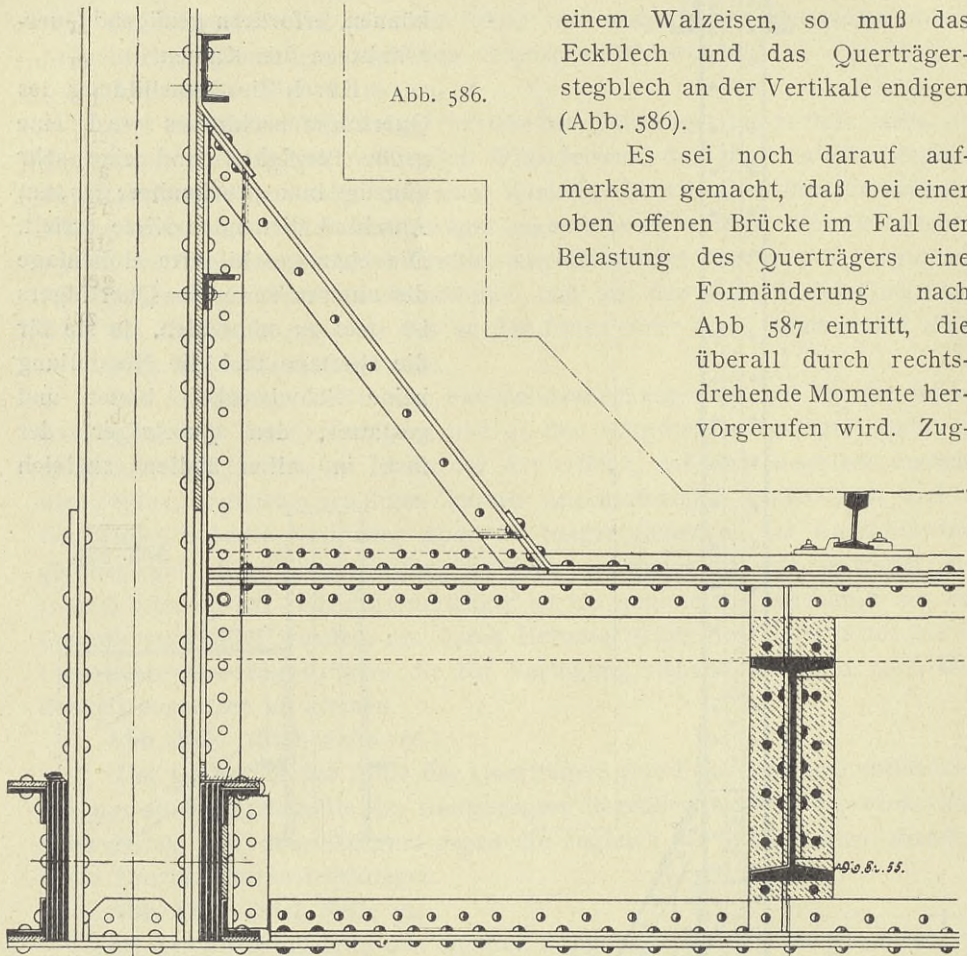
Abb. 585.

Vertikale des Windverbandes ist, unmittelbar an dem Windverbandknotenblech anzuschließen.

Das häufig ausgeführte Hochziehen des Querträgeruntergurtes nach Abb 585 verursacht Schwierigkeiten in der Herstellung und ist hinsichtlich der Kräfteübertragung im Windverband als ungünstig zu bezeichnen.

Besteht die Vertikale aus einem Walzeisen, so muß das Eckblech und das Querträgerstegblech an der Vertikale endigen (Abb. 586).

Es sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß bei einer oben offenen Brücke im Fall der Belastung des Querträgers eine Formänderung nach Abb 587 eintritt, die überall durch rechtsdrehende Momente hervorgerufen wird. Zug-



beanspruchungen treten also nur an der Außenseite auf, und infolgedessen werden die unteren Anschlußniete des Querträgers auf Zug beansprucht, die aber von dieser Beanspruchung für den Fall, daß das Windverbandknotenblech den Querträger und die Vertikale wie in Abb. 584 und 586 verbindet, in günstigster Weise entlastet werden. Auch aus diesem Grunde ist also der unmittelbare Anschluß des Querträgeruntergurtes am Windverbandknotenblech sehr zu empfehlen.

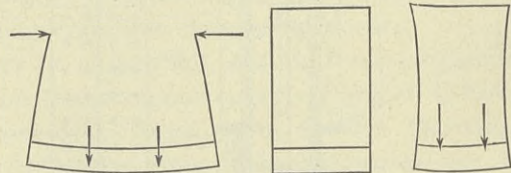


Abb. 587.

Abb. 588.

Abb. 589.

Für den Fall, daß die Brücke oben geschlossen ist (Abb. 588), wird bei Belastung des Querträgers eine Formänderung nach Abb. 589, verbunden mit

negativen Momenten in den Ecken der Querträgeranschlüsse, eintreten. Bei einem Querträgeranschluß, wie er in Abb. 586 dargestellt ist, würde also hier in den oberen Anschlußnieten eine Zugbeanspruchung auftreten. Die Anordnung einer möglichst großen Zahl von Anschlußnieten, die durch die Eckaussteifung ermöglicht wird, ist demnach sehr erwünscht.

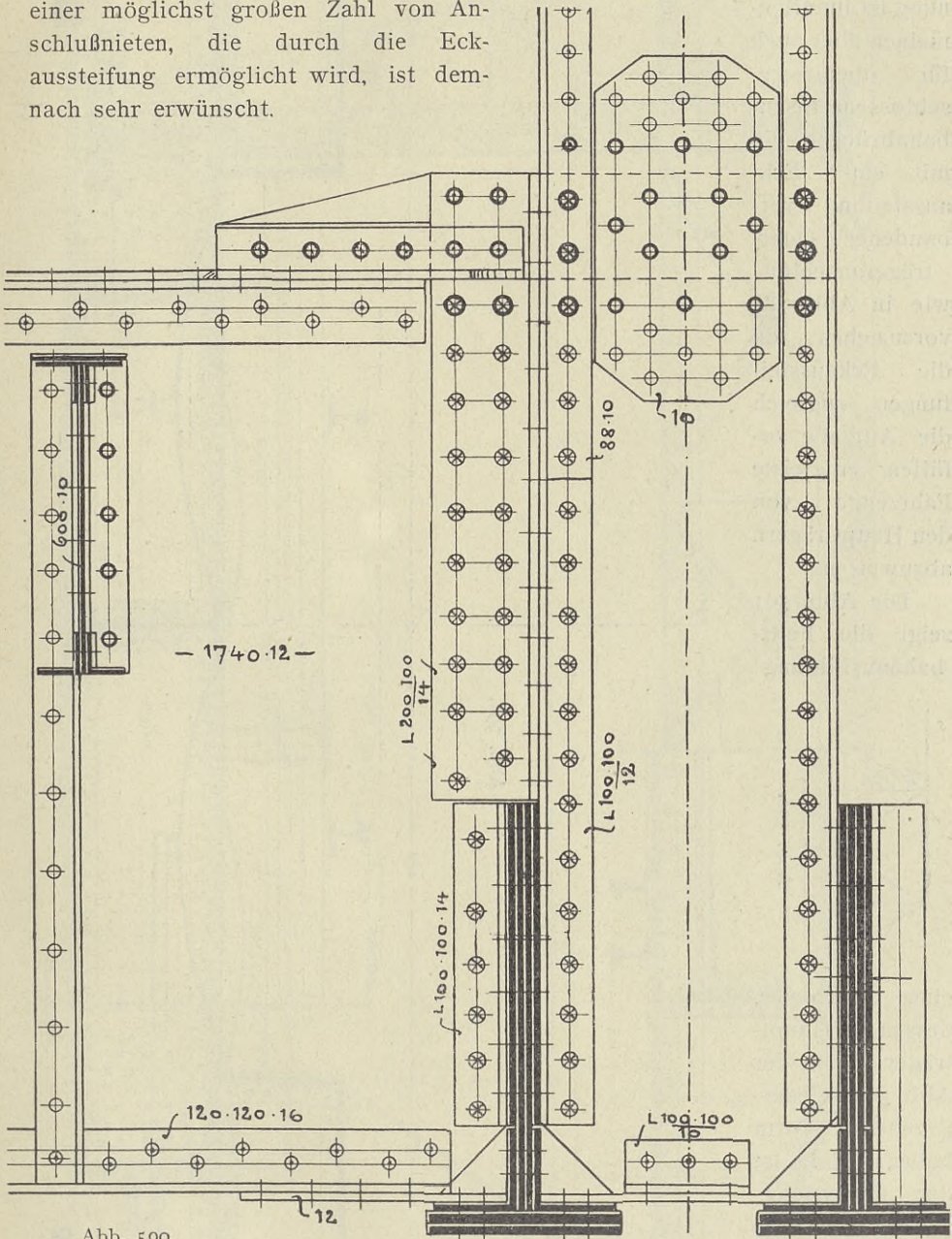


Abb. 590.

Besteht die Vertikale aus Stegblech und Winkeleisen, so können die oberen Anschlußniete in sehr einfacher, aber zweckentsprechender Weise von der Zugbeanspruchung dadurch entlastet werden, daß man in die Vertikale ein schmales Blech eingreifen läßt, das mit den Gurtwinkeln des Querträgers

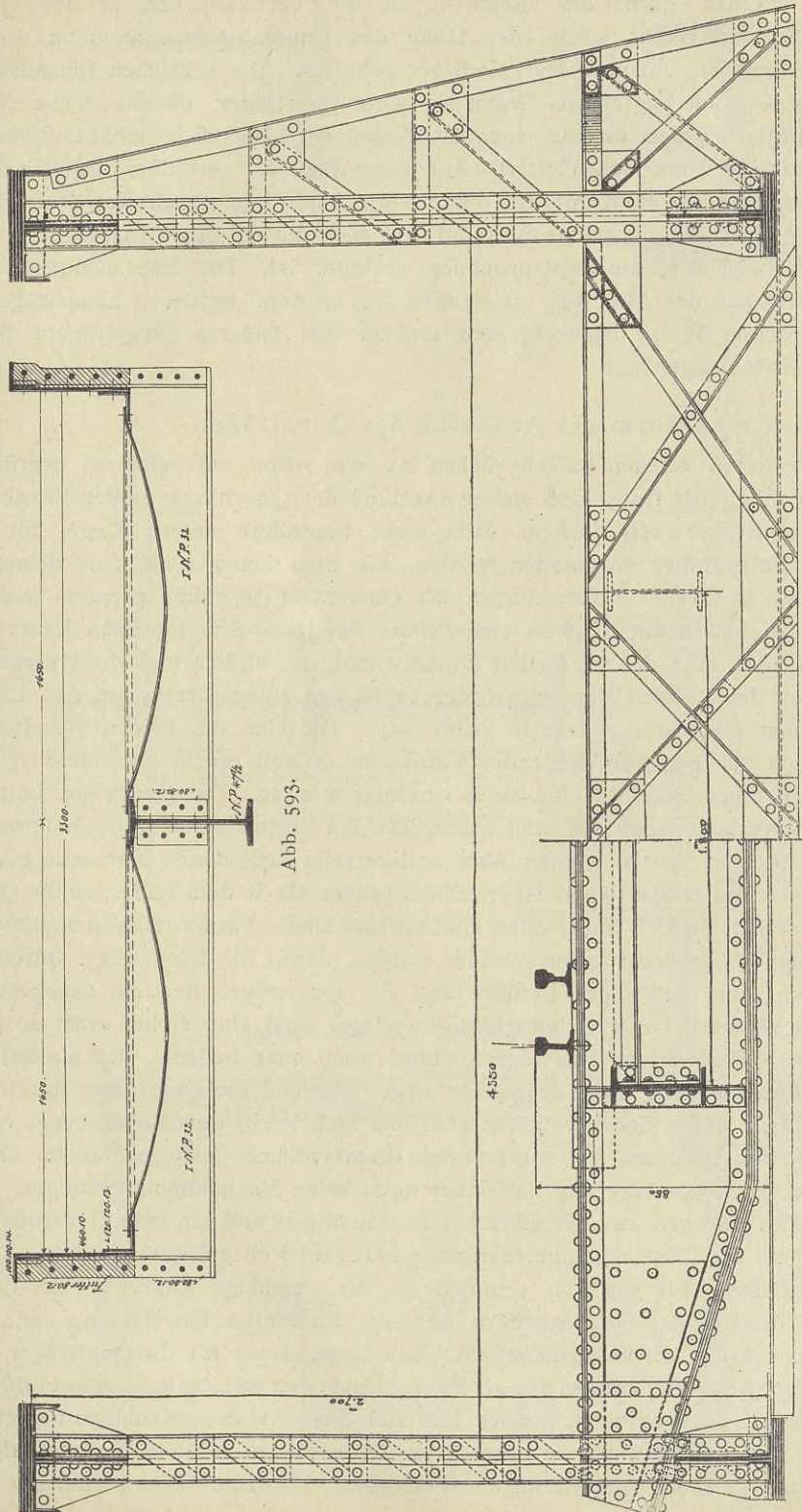


Abb. 593.

Abb. 594.

bracht. Links greift das Eckblech in die Vertikale und in den Querträger hinein, rechts ist es der Höhe des Knotenbleches, an dem es angeschlossen ist, entsprechend niedriger gehalten. Die seitlichen Längsträger, die das Kiesbett begrenzen, liegen auf dem Querträger, dessen zweite Obergurtkopfplatte gegen die aufliegenden Winkel der Längsträger stößt und ebenso stark wie die Winkelschenkel ist. Auf diese Weise ist eine überall gleich hohe Unterlage für die Buckelplatten erzielt worden. Die durch den Querträger geführte Entwässerungsrinne ist möglichst weit an die Anschlußstelle gerückt worden, weil hier die Beanspruchung geringer ist. Die Zwischenquerträger sind, wie aus der Abb. 593 zu ersehen ist, an dem mittleren Längsträger in hergebrachter Weise angeschlossen und an den äußeren Längsträgern durch zwei Winkel angehängt.

5. Gelenkförmiger Anschluß der Querträger.

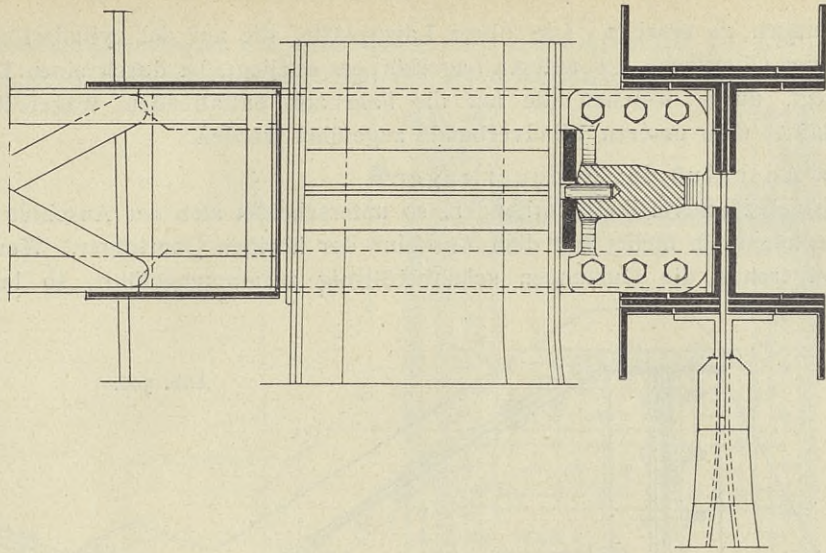
Bei oben offenen Balkenbrücken ist, wie schon auf Seite 222 begründet ist, ein möglichst fester und steifer Anschluß der Querträger an den Vertikalen der Hauptträger erforderlich, falls nicht besondere untere Riegel für die steifen Halbrahmen vorgesehen werden, die also keine senkrechte Belastung erleiden. In diesem Falle können die Querträger gelenkig gelagert werden.

Man hat in der Schweiz eine Brücke der Jura—Simplon-Bahn derart ausgeführt, daß man die Vertikalen doppelwandig ausbildete und die Querträger zwischen den beiden Wandungen der Vertikalen gelenkförmig auf den Untergurten der Hauptträger lagerte (Abb. 594). Die eine der beiden Wandungen je zweier sich gegenüberliegender Vertikalen ist mit einem besonderen Querriegel zu einem steifen Halbrahmen vereinigt worden. Der Querträger belastet den Hauptträger zentrisch und beeinflußt ihn durch seine Formänderungen nicht. Diesem Vorteil stehen aber andererseits bedeutende Nachteile gegenüber. Der Materialaufwand ist erheblich größer als in dem Falle, wo die Querträger selbst Glieder der steifen Halbrahmen sind. Ferner müssen die unteren Querriegel fachwerkartig ausgebildet werden, damit die Längsträger durch sie hindurch zum Querträger geführt und die Querträger bequem nachgesehen werden können. Diese fachwerkartigen Riegel sind aber sicher nicht so steif wie die vollwandigen Querträger, zumal wenn man bedenkt, daß sie auf die ganze Brückenbreite nicht ausgesteift sind, während die Querträger durch die Längsträger unter sich verbunden sind und sich leicht durch diese gegen einen wagerechten Verband, den sogenannten Bremsverband, festlegen lassen. Diese Art der Querträgerlagerung hat daher auch keine Nachahmung gefunden.

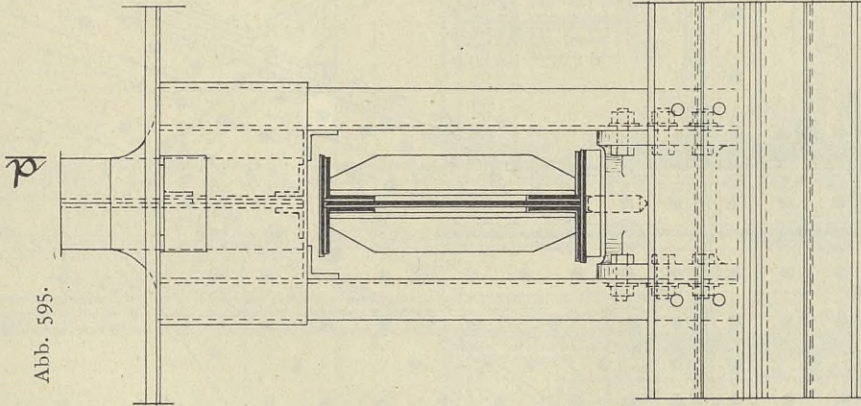
Sind dagegen zwei Windverbände, ein oberer und ein unterer vorhanden, so können die Querträger gelenkförmig und zentrisch gelagert werden.

In den Abb. 595 a, b, c und d ist die gelenkige Lagerung der Querträger, die bei der Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg zur Ausführung gelangt ist, veranschaulicht. Die Lagerkörper für die Querträger sind hier zwar an den Zugstangen der als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildeten Hauptträger angeschlossen, jedoch läßt sich diese Art der gelenkigen Lagerung, die als recht zweckmäßig zu bezeichnen ist, auch auf jeden einfachen Balkenträger mit geringen Abänderungen übertragen. Die Einzelheiten sind aus den

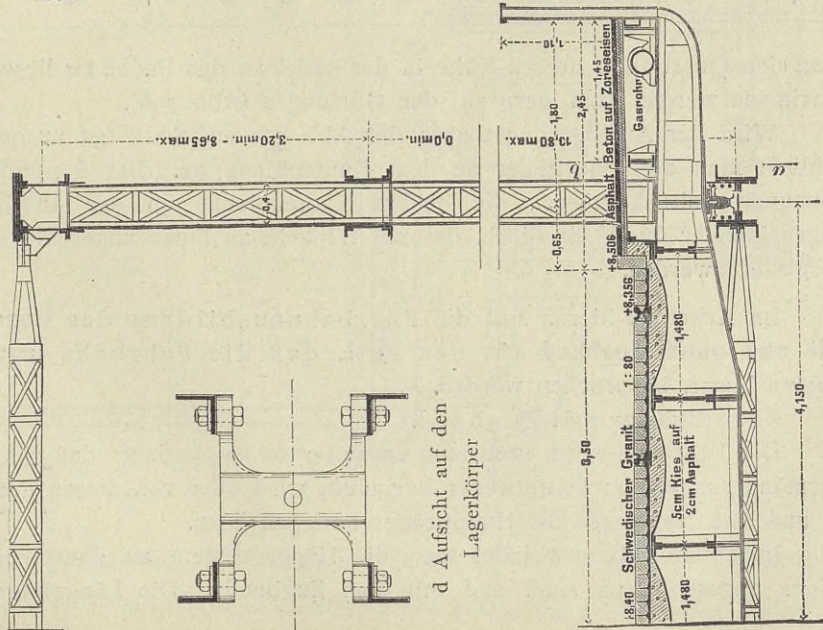
Abb. 595.



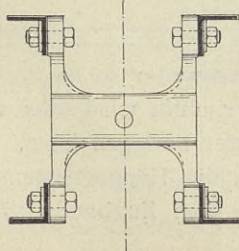
c Schnitt c—d



b Schnitt a—b



a Querschnitt der Brücke.



d Aufsicht auf den Lagerkörper

Abbildungen zu ersehen. Die obere Lagerplatte, die auf der zylinderförmig gebogenen Oberfläche des unteren Lagerkörpers aufliegt, ist durch einen Dorn festgelegt, durch welchen die auf die Fahrbahn entfallenden, wagerechten Seitenkräfte dem unteren Windverbande zugeführt werden.

6. Anschluß der Endquerträger.

Ist eine Endvertikale vorhanden, so unterscheidet sich der Anschluß des Endquerträgers in nichts von dem Anschluß der übrigen Querträger. Werden am Trägerende die Gurtungen schnabelförmig zusammengeführt, so lagert

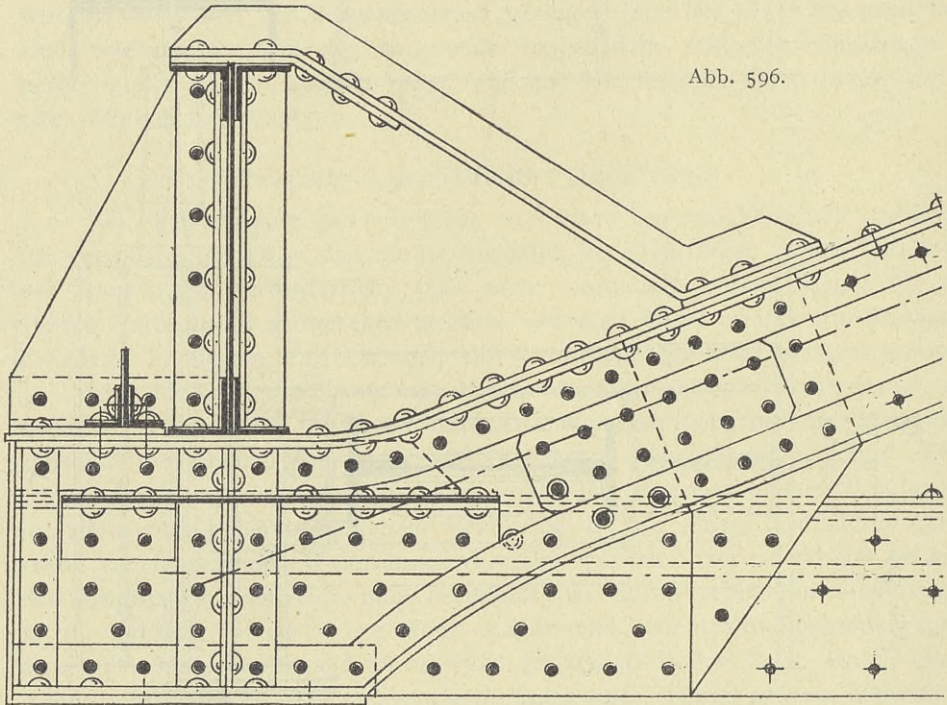


Abb. 596.

man den Querträger, dessen Höhe in der Regel an den Enden zu diesem Zweck verringert werden muß, gern auf den Gurtungen (Abb. 596).

Wird der Auflagerpunkt nach der Abb. 332 auf Seite 135 ausgeführt, so schließt man den Querträger an dem Knotenblech an. Bei doppelwandigen Gurtquerschnitten müssen die beiden Knotenbleche an der Anschlußstelle gegeneinander durch ein Blech, das mit Winkeln an ihnen angeschlossen wird, ausgesteift werden.

Im Anschluß hieran soll die Fahrbahnausbildung der **Bogenträger mit und ohne Zugband** für den Fall, daß die Fahrbahn unter dem Bogen liegt, besprochen werden.

Bogenträger mit Zugband.

Die Fahrbahn wird auch hier entweder so angeordnet, daß sie von den Formänderungen der Hauptträger beeinflusst wird oder von diesen unabhängig ist und sich frei gegen die Hauptträger bewegen kann.

Im ersten Falle verbindet man die Hängestangen, an denen die Querträger angeschlossen sind, fest mit dem Zugbande. Die Längsträger liegen

an mehreren Stellen unterbrochen (sich Abb. 564 auf Seite 242). Im anderen Falle werden die Hängestangen nicht mit dem Zugbande in feste Verbindung gebracht und so an dem Bogen aufgehängt, daß eine Drehung um die Aufhängepunkte in der Längsrichtung der Brücke stattfinden kann**). Der Zusammenhang zwischen der Fahrbahn und den Hauptträgern wird für den Fall, daß keine steife Fahrbahntafel vorhanden ist, in der Brückenmitte dadurch herbeigeführt, daß dort die Längsträger mit dem in den Windverband eingeschalteten Bremsträger, der die Kräfte an die Zugbänder abgibt, fest

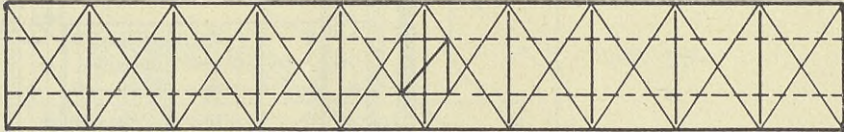


Abb. 598. Grundriß des Windverbandes.

verbunden werden (Abb. 598). Bei steifer Fahrbahntafel, z. B. bei Anwendung von Buckelplatten genügt es, den mittelsten Querträger mit dem Zugbande in feste Verbindung zu bringen.

Der Windverband wird in der Regel von den beiden Endquerträgern, die fest an den Endvertikalen angeschlossen sind, den beiden Zugbändern und zwei Diagonalenzügen gebildet (Abb. 598). Die Querträger gehören mit Ausnahme der Endquerträger also nicht zum Windverband. Damit aber die Seitenstöße der Fahrzeuge, die durch die anderen Glieder der Fahrbahn auf die Querträger übertragen werden, an den Windverband abgegeben werden können, werden die Querträger gegen das Zugband abgestützt. Das Zugband wird an den Hängestangen oder den Querträgern so aufgehängt, daß die Möglichkeit für die Fahrbahn, sich von der Mitte nach beiden Seiten gegen die Hauptträger in der Längsrichtung zu bewegen, nicht aufgehoben wird. Aus der Abb. 599 ist die geschilderte Anordnung zu ersehen. Die Unterkante des Querträgers und des Zugbandes liegt in gleicher Höhe, um die zur Verfügung stehende Bauhöhe auszunutzen. Am Aufhängepunkt ist die Höhe des Querträgers in dem Maße vermindert, daß das Zugband unter ihm Platz findet. Das Stegblech des Querträgers wird in ganzer Höhe bis zum Abstützpunkt gegen das Zugband durchgeführt und von hier ab der Höhe des Querträgers über dem Zugbande entsprechend ausgeschnitten. Die Winkel des Querträgeruntergurtes werden bis zum Fußwegkonsol geführt, von den Obergurtwinkeln dagegen nur die anliegenden Schenkel. Zwischen Ober- und Untergurtwinkel ist beiderseits auf das Stegblech ein Futter aufgelegt. Das Stegblech der Hängestange stößt gegen das Stegblech des Querträgers und wird unter Einschaltung eines Futters auf jeder seiner Seiten durch zwei Bleche mit dem Querträger verbunden. Die Winkel der Hängestangen werden mittels Keilfutter über die Anschlußbleche geführt. Das Zugband ist an dem Querträger in der Weise aufgehängt worden, daß es sich frei beweglich auf einen Lagerkörper aufsetzt, der mittels zweier Flacheisen und Winkel an dem Querträger hängt. Die Abstützung des Querträgers gegen das Zugband ist aus der Abbildung zu ersehen.

**) Diese Art der Fahrbahnaufhängung ist zuerst von Seifert u. Backhaus angegeben worden.

Die hier dargestellte Art der Befestigung des Querträgers erfordert sehr viel Material. Eine viel einfachere und sehr zweckmäßige Aufhängung des

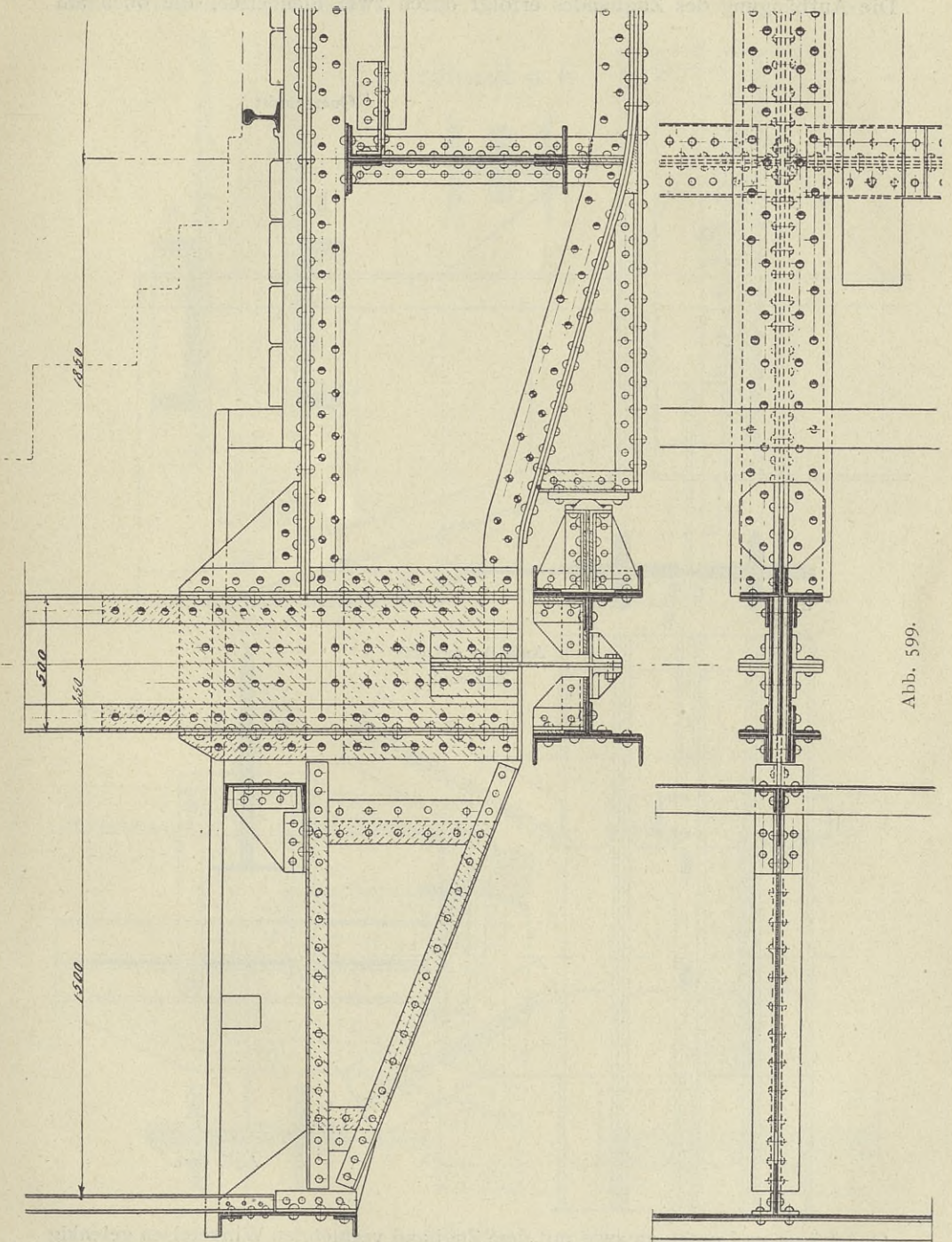
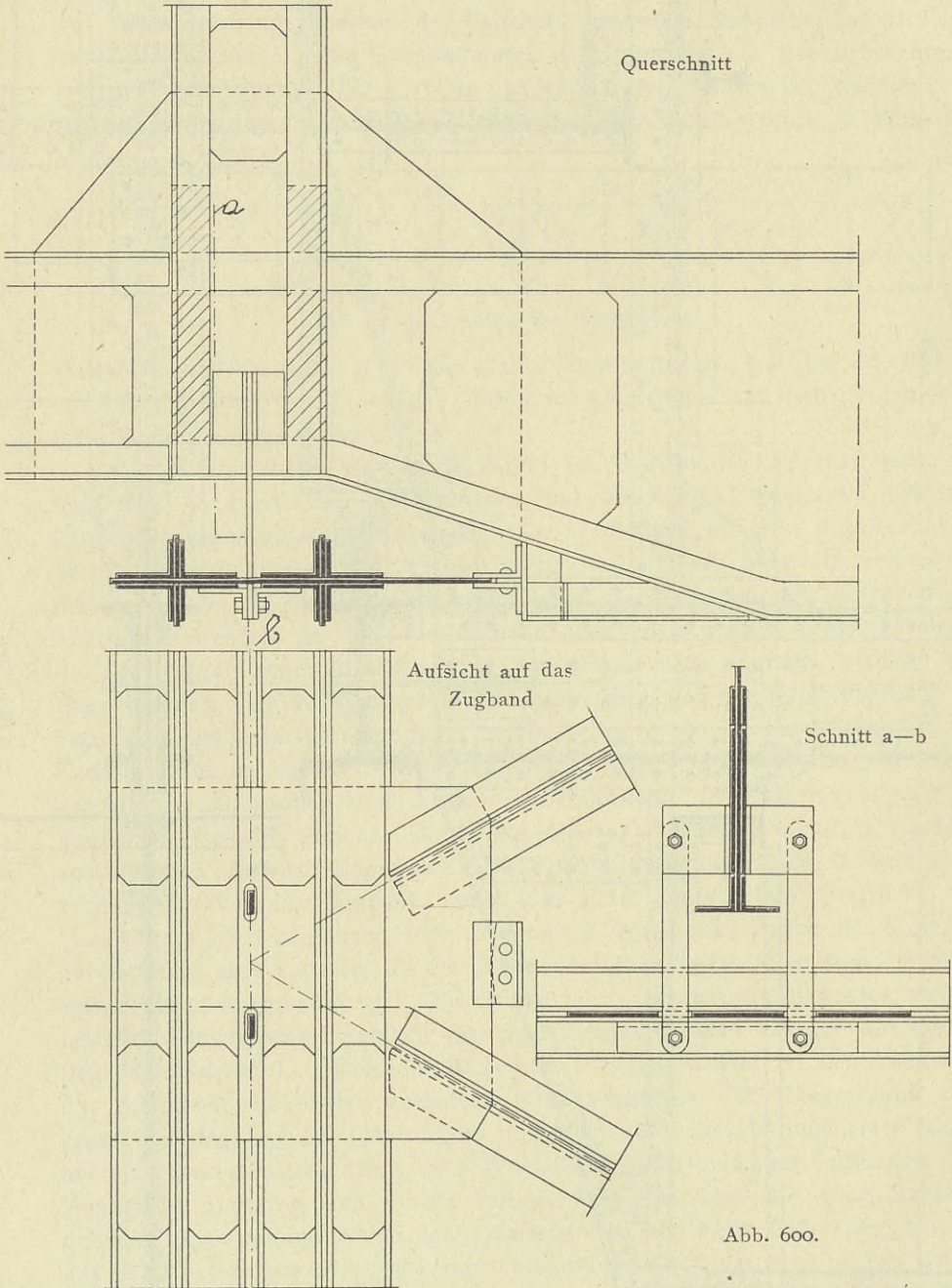


Abb. 599.

Querträgers ist in der Abb. 600 gezeigt. Ein in die Hängestange, den Querträger und das Konsol hineinfaßendes Blech stößt gegen die einzelnen Steg-

bleche. Die Stöße werden durch Laschen gedeckt. Die Winkel des Querträgers werden ebenso wie bei der vorstehend geschilderten Anordnung geführt. Die Aufhängung des Zugbandes erfolgt durch zwei Flacheisen, die oben am



Querträger und unten an zwei mit dem Zugband vernieteten Winkelleisen gelenkig angeschlossen sind. Der Querträger ist gegen das Windverbandknotenblech abgestützt, das an die Stelle der beiden wagerechten Flacheisen des Zugband-

querschnittes getreten ist und sich zwischen zwei Winkel legt, die am Querträger befestigt sind und ein an der Außenkante nach einem Kreis gebogenes Blech zwischen sich fassen.

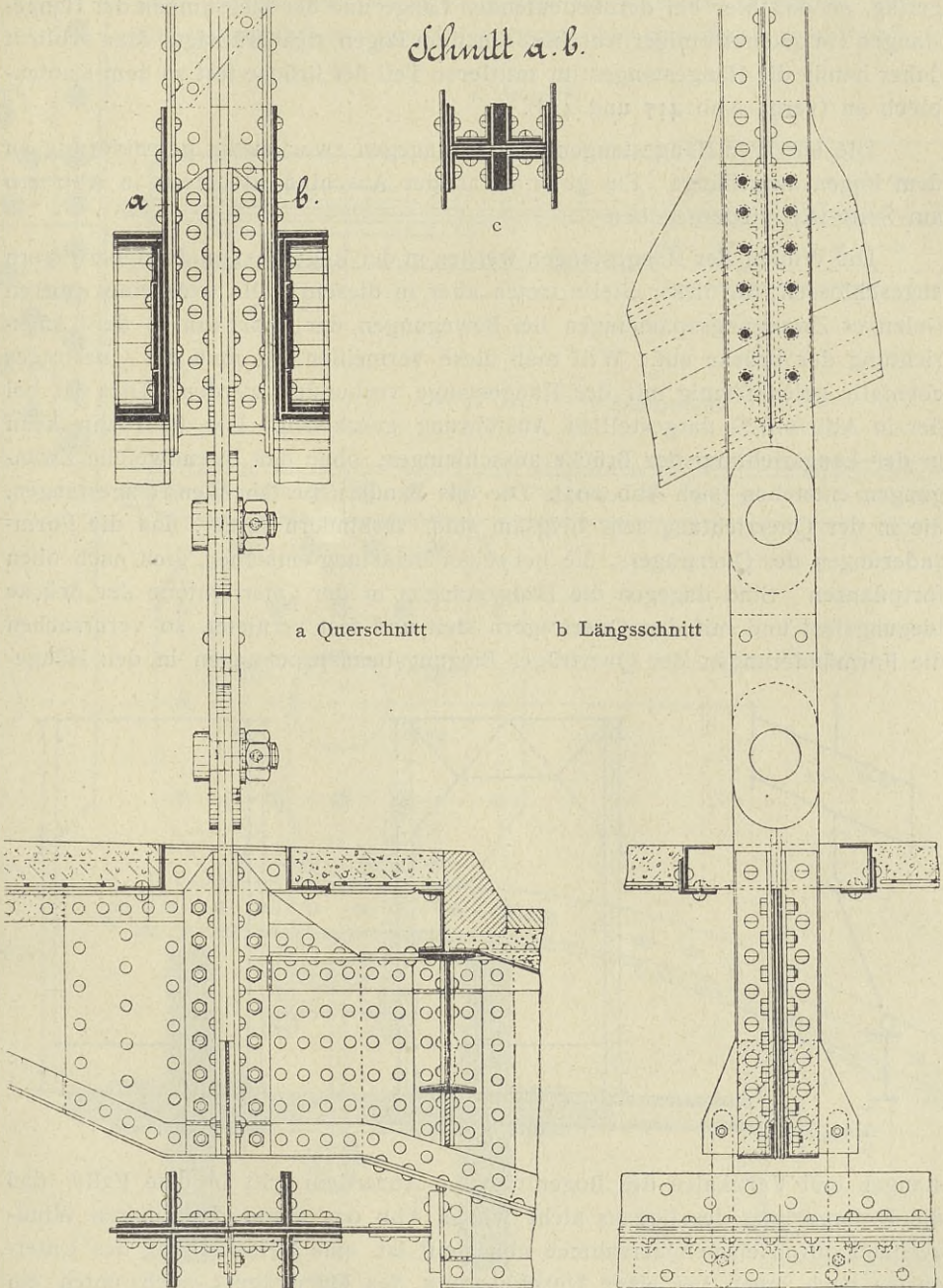


Abb. 601.

Wie bereits erwähnt wurde, müssen ferner die Hängestangen in der Längsrichtung der Brücke sich um ihre Aufhängungspunkte am Bogen drehen

können, falls die Fahrbahn von der Mitte aus nach den beiden Seiten frei beweglich angeordnet werden soll. In der Brückenmitte ist der Ausschlag der Hängestangen an ihren unteren Enden bei Bewegungen der Fahrbahn sehr gering, so daß hier bei der bedeutenden Länge und der Biogsamkeit der Hängestangen ein gelenkförmiger Anschluß an dem Bogen sich erübrigt. Man schließt daher häufig die Hängestangen im mittleren Teil der Brücke fest an dem Knotenblech an (vergl. Abb. 417 und 418).

Die kürzeren Hängestangen werden dagegen zweckmäßig gelenkförmig an dem Bogen aufgehängt. Ein guter derartiger Anschluß ist bereits in Abb. 419 auf Seite 164 wiedergegeben.

Die Winkel der Hängestangen werden in der Regel fest an den Querträgern angeschlossen; an dieser Stelle treten aber in diesem Falle trotz eines oberen Gelenkes Zwängungsspannungen bei Bewegungen der Fahrbahn in der Längsrichtung der Brücke auf. Will man diese vermeiden, so muß der Querträger ebenfalls gelenkförmig mit der Hängestange verbunden werden. Dies ist bei der in Abb. 601*) dargestellten Ausführung geschehen. Die Fahrbahn kann in der Längsrichtung der Brücke ausschlagen, ohne daß irgendwelche Zwängungen entstehen (siehe Abb. 602). Die aus Bändern bestehenden Hängestangen, die in der Querrichtung sehr biegsam sind, verhindern ferner, daß die Formänderungen des Querträgers, die bei seiner Belastung entstehen, sich nach oben fortpflanzen. Sind dagegen die Hängestangen in der Querrichtung der Brücke biegefest und mit den Querträgern steif und fest vernietet, so verursachen die Formänderungen der Querträger Biegebeanspruchungen in den Hänge-

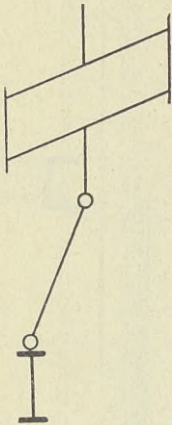


Abb. 602.

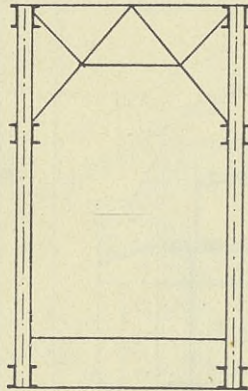


Abb. 603.

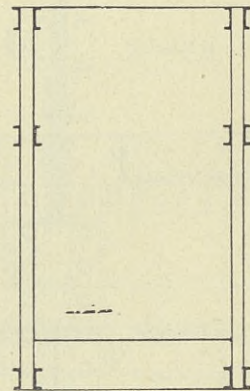


Abb. 604.

stangen und Vertikalen des Bogenträgers. Außerdem tritt in dem Falle, daß die Untergurtung des Bogens nicht wie in Abb. 603 gegen den oberen Windverband durch einen Querrahmen abgesteift ist, eine Verschiebung des Untergurtes nach innen bei einer Durchbiegung des Querträgers nach unten ein (Abb. 604). Man kann die Beanspruchung der Hängestangen und Vertikalen der Bogen auf Biegung infolge der Formänderung der Querträger durch gelenkige

*) Straßenüberführung im Zuge der Linie Straßburg—Vendenheim (Reichseisenbahnen).

Aufhängung der letzteren an den Hängestangen vermeiden Die Abb. 605a, b und c stellen den nach diesem Gesichtspunkt durchgebildeten Querträgeranschluß der Eisenbahnbrücke bei Worms dar. Durch zwei Schlitze in den wagerechten Schenkeln der Obergurtwinkel des Querträgers und über das durch zwei Futter

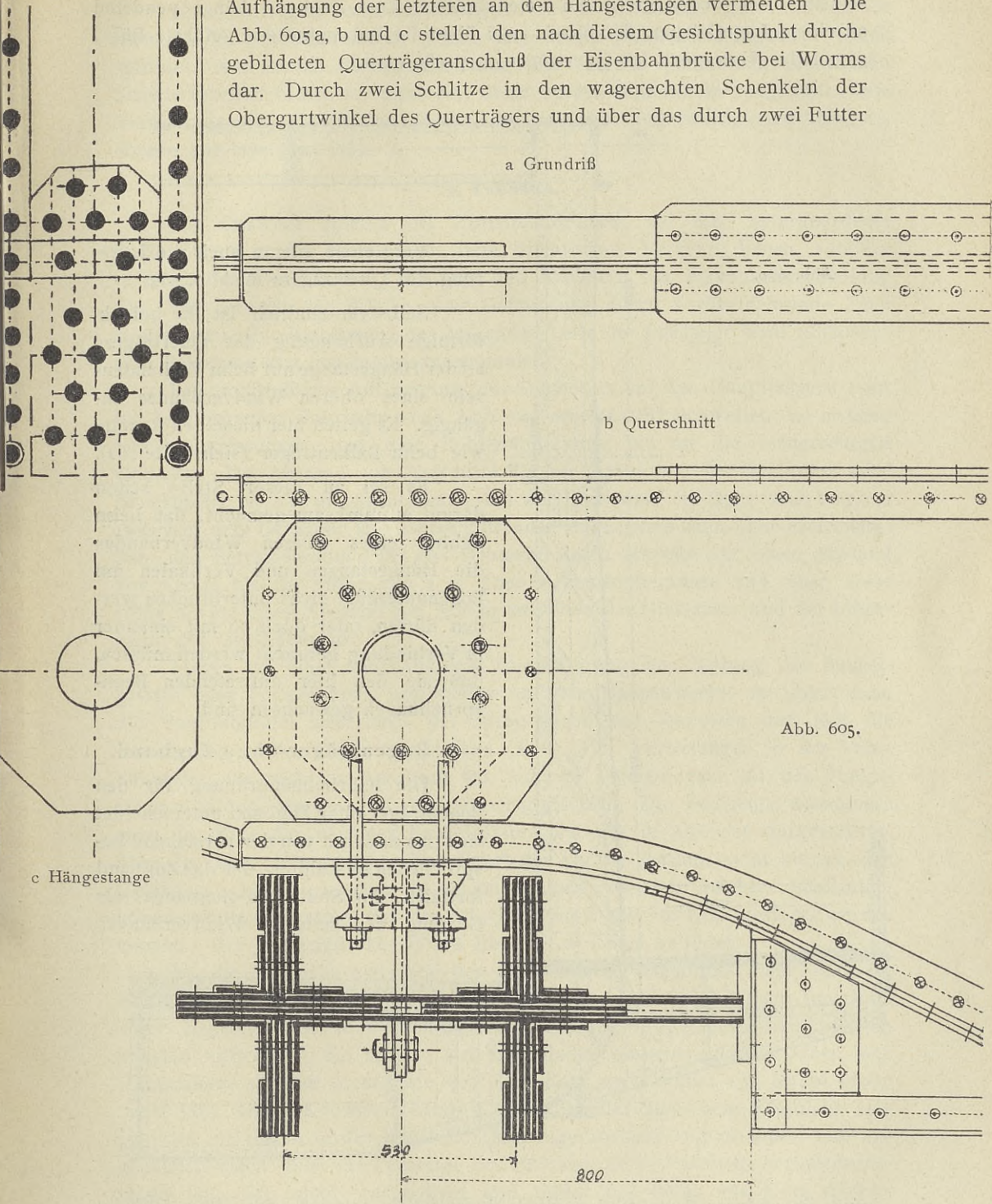
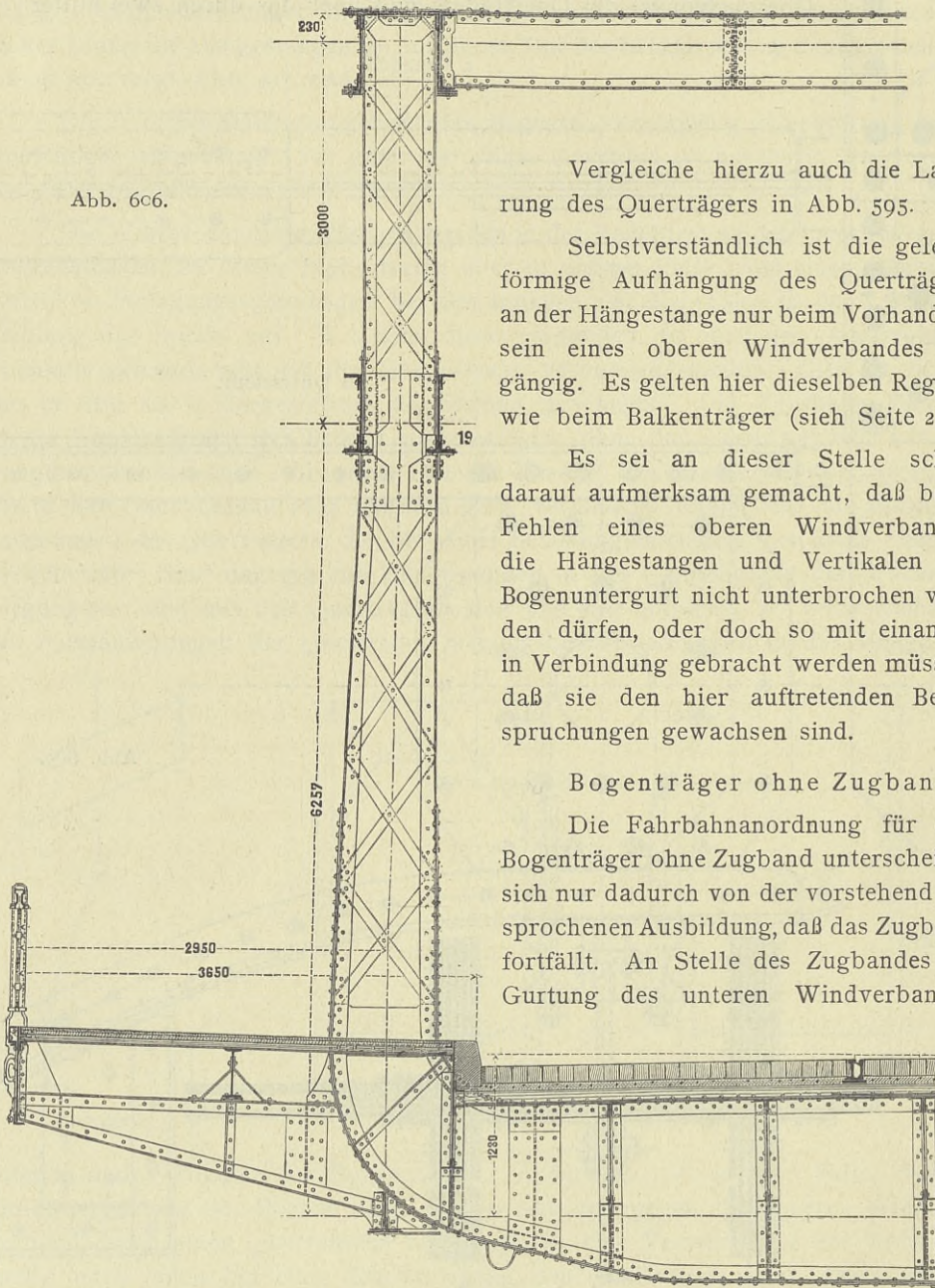


Abb. 605.

verstärkte Stegblech fassen zwei Flacheisen, die mit der Hängestange fest vernietet sind. Durch diese Flacheisen und das Stegblech des Querträgers mit

seinen Futterstücken greift ein Gelenkbolzen. Das Zugband hängt pendelnd an einem Lagerkörper, der durch zwei über die Bolzenmuttern geführte Bügel gegen den Untergurt des Querträgers gepreßt wird.

Abb. 6c6.



Vergleiche hierzu auch die Lagerung des Querträgers in Abb. 595.

Selbstverständlich ist die gelenkförmige Aufhängung des Querträgers an der Hängestange nur beim Vorhandensein eines oberen Windverbandes zugänglich. Es gelten hier dieselben Regeln, wie beim Balkenträger (siehe Seite 262).

Es sei an dieser Stelle schon darauf aufmerksam gemacht, daß beim Fehlen eines oberen Windverbandes die Hängestangen und Vertikalen am Bogenuntergurt nicht unterbrochen werden dürfen, oder doch so mit einander in Verbindung gebracht werden müssen, daß sie den hier auftretenden Beanspruchungen gewachsen sind.

Bogenträger ohne Zugband.

Die Fahrbahnanordnung für den Bogenträger ohne Zugband unterscheidet sich nur dadurch von der vorstehend besprochenen Ausbildung, daß das Zugband fortfällt. An Stelle des Zugbandes als Gurtung des unteren Windverbandes

muß ein anderes Konstruktionsglied eingeschaltet werden, das diese Aufgabe erfüllt. Hierüber findet sich Näheres in der Abhandlung über die Windverbände.

Die Querträger und Hängestangen werden neuerdings gern auf die in Abb. 606*) veranschaulichte Weise aus einem zusammenhängenden Stück gebildet. Der Zweck dieser Anordnung, die für die Herstellung mancherlei Schwierigkeiten bietet, ist wohl der, diese beiden Bauteile in möglichst steife Verbindung mit einander zu bringen, die sich aber anderweitig (sich Abb. 584) ebenso gut erreichen läßt.

3. Fußwege.

Die Fußwege spielen bei Eisenbahnbrücken nur eine untergeordnete Rolle, da sie in der Regel nicht dem öffentlichen Verkehr dienen, sondern lediglich den Zweck haben, Beamten und Arbeitern der Eisenbahnverwaltung das Überschreiten der Brücke ohne Gefährdung durch vorüberfahrende Züge zu gestatten. Zur Berechnung der tragenden Teile der Fußsteige wird höchstens eine Belastung von 200 kg/qm angenommen.

Bei unmittelbarer Auflagerung der Schwellen auf den Hauptträgern oder bei hochliegender Fahrbahn nach Abb. 542 erhalten die Schwellen die nötigen Längenabmessungen und eine Bohlenabdeckung bis an die beiderseitigen Geländer. Der Abstand von Gleismitte bis zur Innenkante des Geländers wird zweckmäßig zu 2,50 m angenommen, bei welchem Maße ein Mann noch bequem zwischen dem Geländer und einem fahrenden Zuge gehen kann. Die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung für das Deutsche Reich schreibt nur einen Abstand von 2,00 m bis zur Höhe von 1 m über Schienenoberkante und über diese Höhe hinaus einen Abstand von 2,20 m zwischen der Gleismitte und der Innenkante des Geländers vor.

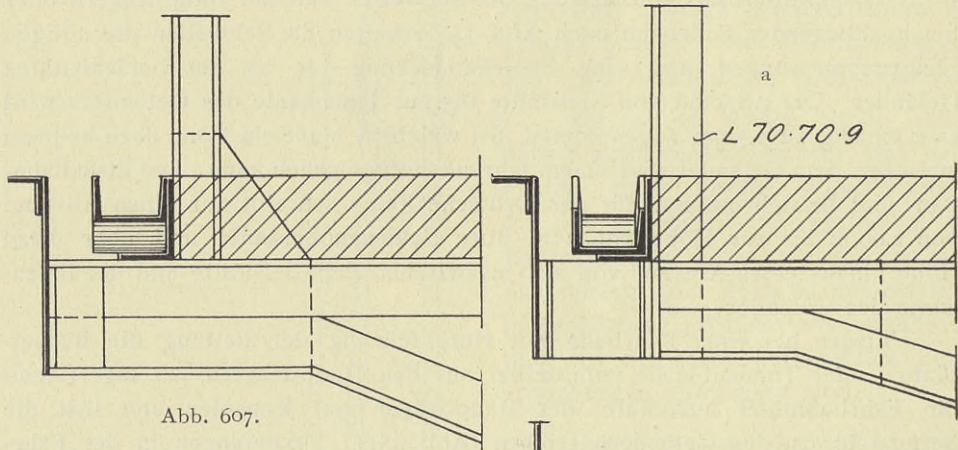
Liegen bei einer Fahrbahn mit Durchführung der Bettung die Buckelplatten oder Tonnenbleche unmittelbar auf den Hauptträgern, so lagert man die Fahrbahntafel außerhalb der Hauptträger auf Konsolen und läßt die Bettung bis zu den Geländern reichen (Abb. 481). Vertiefungen in der Fahrbahntafel, die sich am Anschluß der äußeren Tonnenbleche an den Hauptträgern bilden, werden mit Asphalt ausgeglichen. Die Fußsteige entwässern nach der Mitte der nächsten Buckelplatte. Bei der in Abb. 566 dargestellten, über den Hauptträgern liegenden Fahrbahn ist die Bettung nicht bis zu den Geländern geführt, sondern in einem solchen Abstände von den Schwellenköpfen seitlich begrenzt, daß die Schwellen noch gut vor Kopf gestopft werden können. Die Fußsteigdecke ist aus Eisenbetonplatten gebildet.

Ist die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern angeordnet und sind die Hauptträger nicht so weit von einander entfernt, daß die Fußsteige innerhalb dieser liegen können, so werden außerhalb der Hauptträger besondere Fußsteigkonsolen notwendig, die nur so weit auszuladen brauchen, daß zwischen dem Hauptträger und der Innenkante des Geländers ein Abstand von 80 cm bleibt (Abb. 584). Diese Konsolen werden vollwandig oder auch ohne Stegblech ausgebildet, sie liegen in der Regel im Querträgerabstand von einander. Im allgemeinen macht man die Fußsteige der Brücken, deren Fahrbahn wasserdurchlässig ist, auch nicht wasserdicht und bildet den Belag aus 5 cm starken,

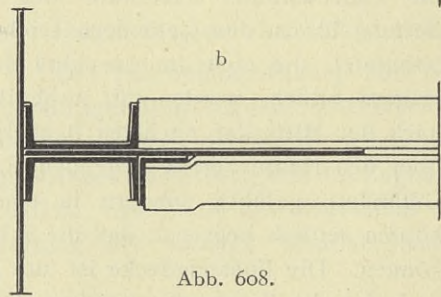
*) Entwurf der Brückenbauanstalt Gustavsborg für den Bau einer zweiten Neckarbrücke in Mannheim.

hölzernen Querbohlen, die durch untergeschraubte Leisten zu Längstafeln vereinigt werden und auf zwei Balken oder zwei \square -Eisen ruhen (Abb. 466 und 584).

Wird die Bettung durchgeführt, so erhält auch der Fußsteig eine wasser-dichte Abdeckung, wozu sich Beton mit Gußasphaltdecke sehr gut eignet (Abb. 484 a). Früher hat man die zur Entwässerung solcher Fußsteige notwendige Längsrinne meist unmittelbar neben dem Hauptträger angeordnet. Da aber bei Verstopfungen der Rinne das überlaufende Wasser vielfach den Hauptträger verschmutzt hat, ist man jetzt dazu übergegangen, die Rinnen am Geländer anzuordnen (Abb. 484a). Die aus einem \square -Eisen bestehende Rinne ist mit Längsgefälle an einem \square -Eisen angenietet. Obwohl noch keine Klagen über diese Art der Rinnenbildung laut geworden sind, so liegt doch das Bedenken gegen ihre Anwendung vor, daß leicht ein Mensch mit dem Fuß, wenigstens mit dem Hacken in ihr stecken bleibt. Es empfiehlt sich daher, die Rinne außerhalb des Geländers nach Abb. 607 anzubringen. Der Geländer-



pfeiler wird an einem Knotenblech und an einem durchlaufenden Winkel angeschlossen und einbetoniert. Ein außen liegendes Blech, das zur Verzierung irgendwie geschweift wird, verdeckt die Rinne. Die Abb. 608 stellt eine ähnliche Anordnung dar, nur ist hier das Geländer anders befestigt worden.



Bei dem in Abb. 591 dargestellten Überbau hat man den Hauptträgerabstand für groß genug gehalten, um von der Anordnung besonderer Fußsteige außerhalb der Hauptträger Abstand nehmen zu können. Die Fußsteigabdeckung wird hier von einem Riffelblech gebildet, das auf dem seitlichen Längsträger und außen auf einem Winkel gelagert ist. Der Fußsteig ist durch die Eckbleche unterbrochen und kann daher nur als Austritt bei der Durchfahrt von Zügen dienen.

4. Geländer.

Die Geländer der Eisenbahnbrücken werden in der Regel sehr einfach gehalten, auch bei Überführungen über städtische Straßen beschränkt man

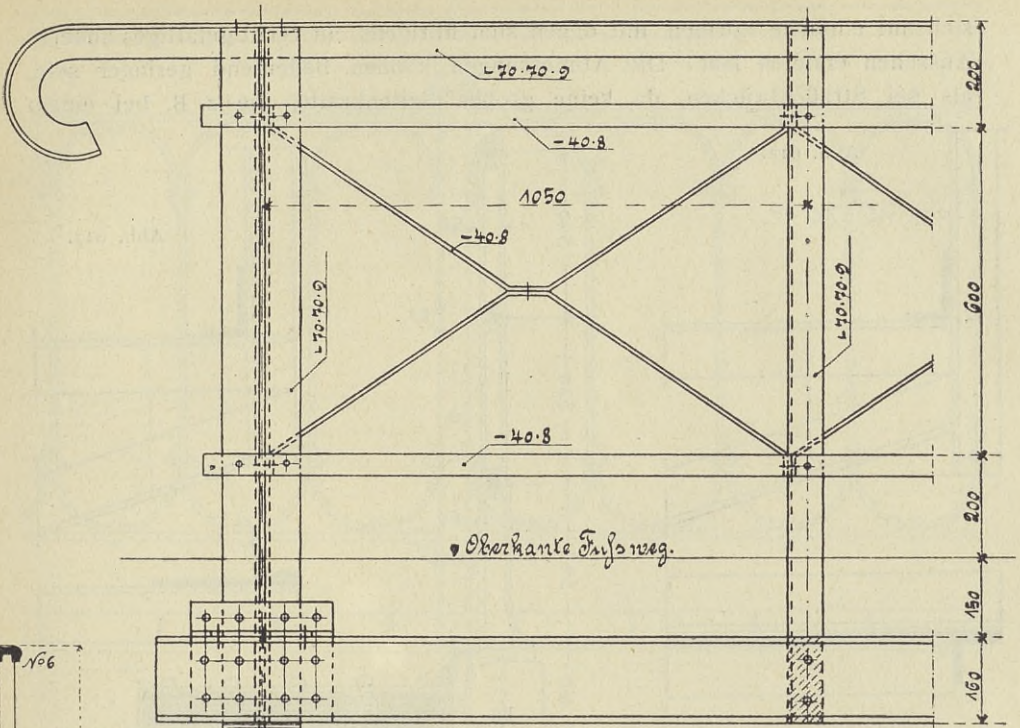


Abb. 609.

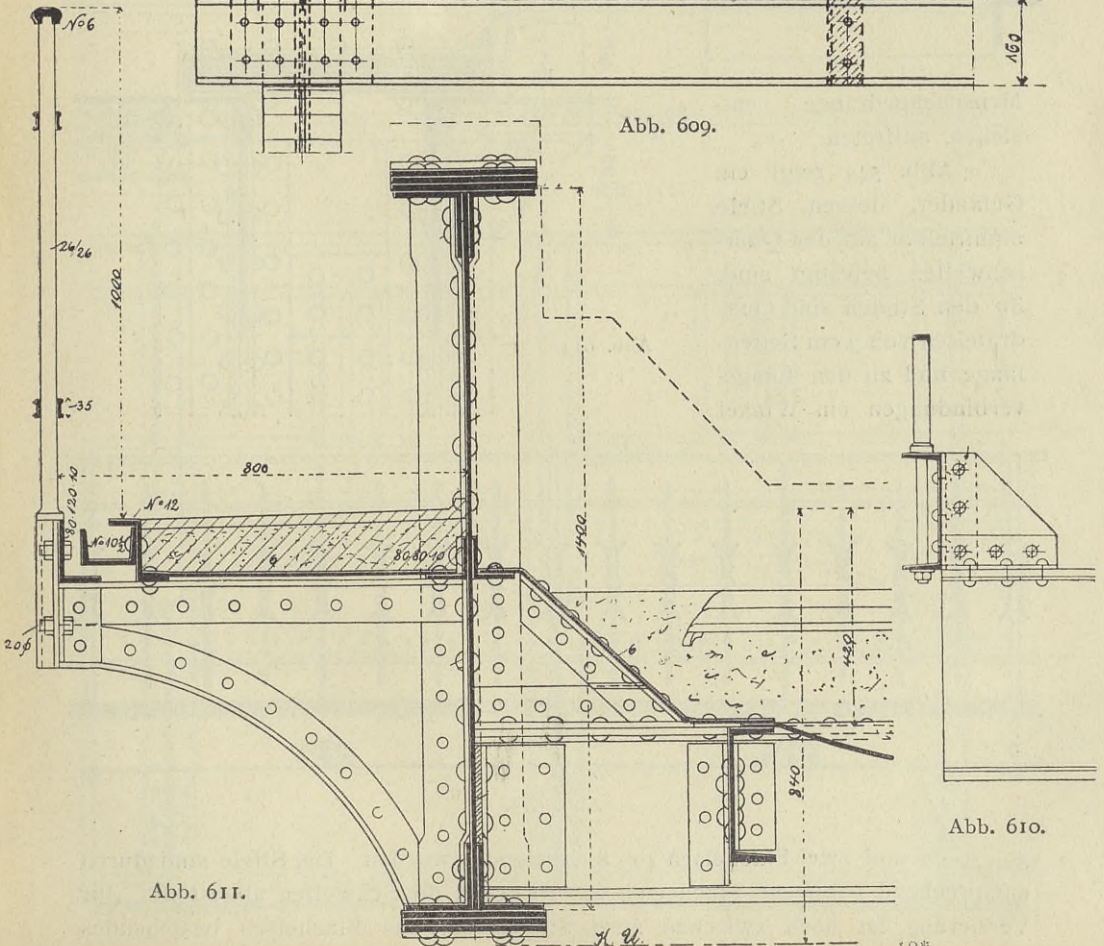


Abb. 611.

sich auf einfache Formen, mit denen sich übrigens ein recht gefälliges äußeres Aussehen erzielen läßt. Die Abmessungen können bedeutend geringer sein, als bei Straßenbrücken, da keine großen Seitenkräfte, die z. B. bei einem

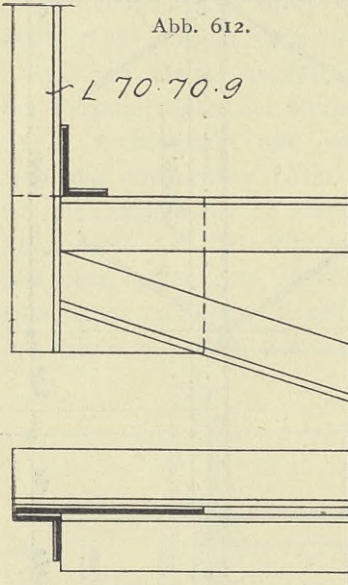


Abb. 612.

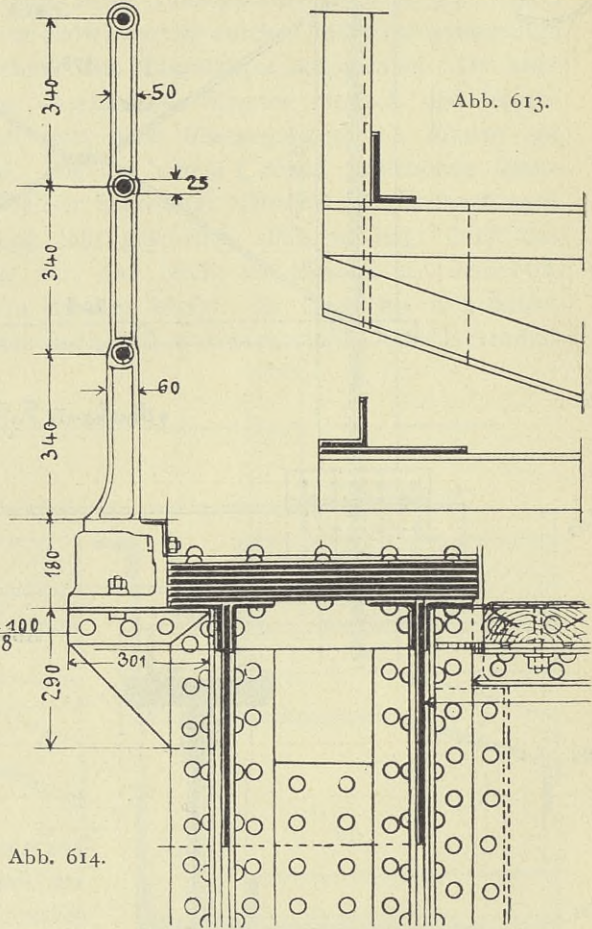


Abb. 613.

Abb. 614.

Menschengedränge entstehen, auftreten.

Abb. 542 zeigt ein Geländer, dessen Stiele unmittelbar auf den Querschwelen befestigt sind. Zu den Stielen sind Quadrateisen von 3 cm Seitenlänge und zu den Längsverbindungen ein Winkel

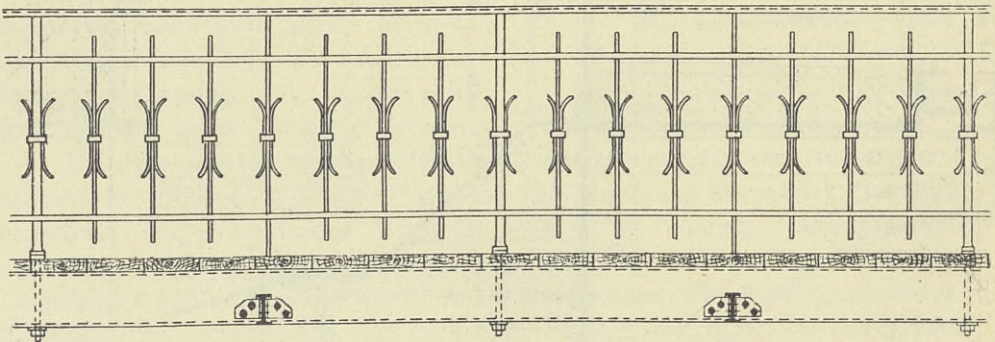


Abb. 615.

50 · 50 · 7 und zwei Flacheisen 40 · 8 verwendet worden. Die Stiele sind durch entsprechend gebogene Flacheisen 30 · 20 gegen die Schwelen abgesteift. Zur Verzierung ist noch zwischen zwei Stielen ein aus Flacheisen bestehendes

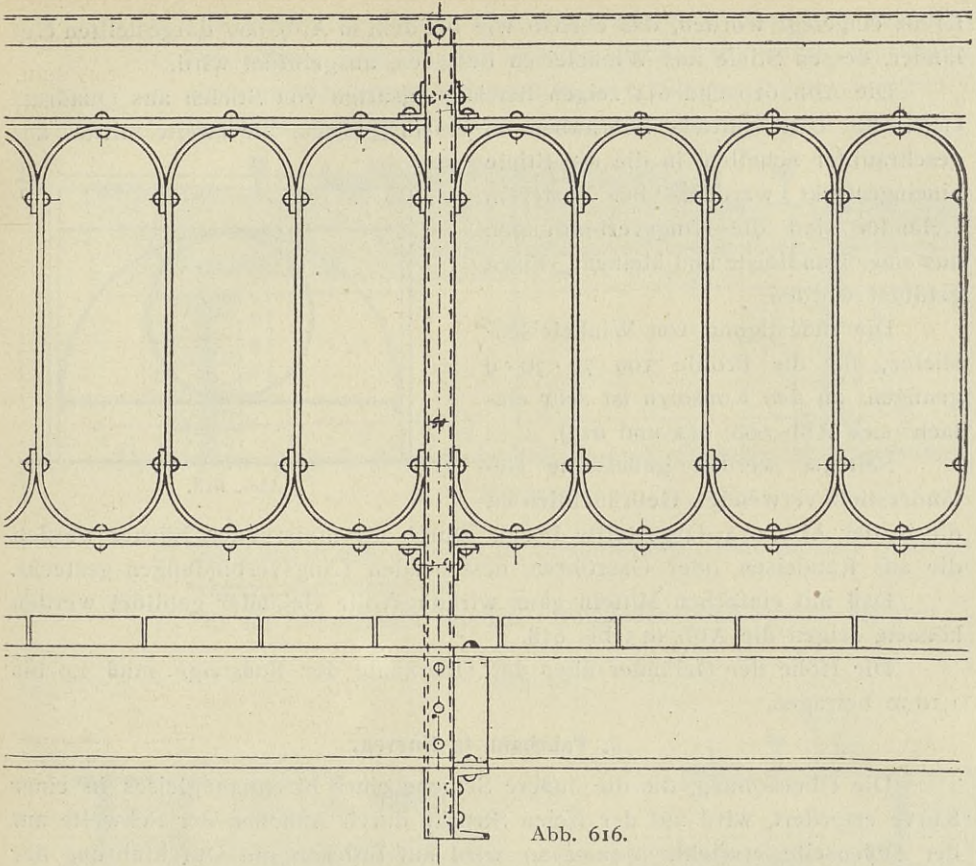


Abb. 616.

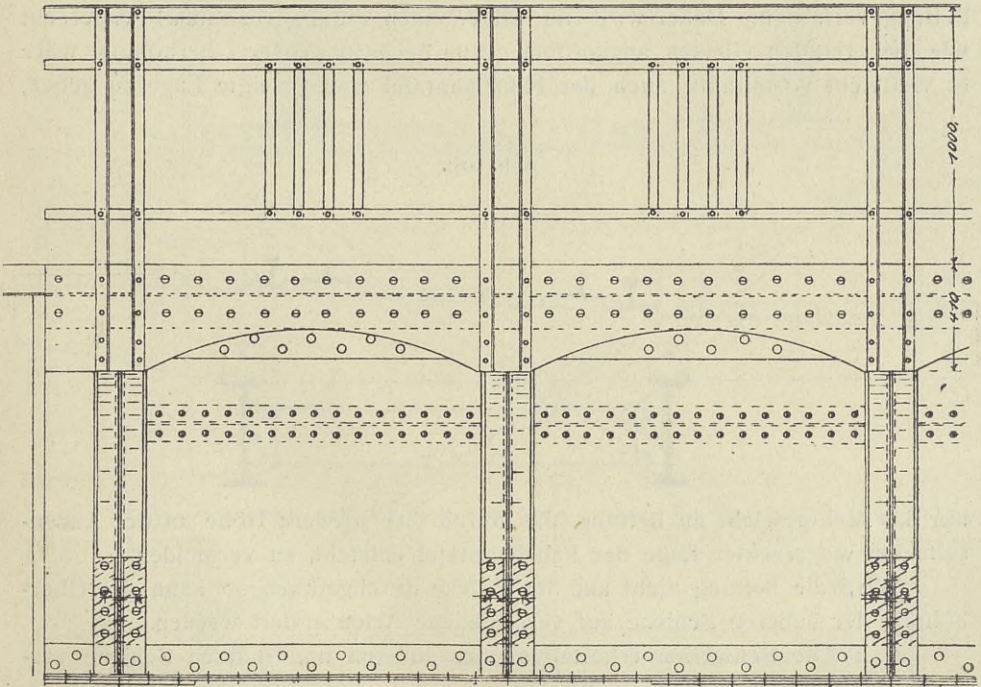


Abb. 617.

Kreuz eingelegt worden, das ebenso wie bei dem in Abb. 609 dargestellten Geländer, dessen Stiele aus Winkeleisen bestehen, ausgebildet wird.

Die Abb. 610 und 611 zeigen Befestigungsarten von Stielen aus Quadrateisen, die erste mittels Schrauben an einem \square -Eisen, die zweite mittels angeschraubter Schellen, in die die Stiele hineingesteckt werden. Bei letzterem Geländer sind die Längsverbindungen aus einer Handleiste und kleinen \square -Eisen gebildet worden.

Die Befestigung von Winkeleisenstielen, für die Profile von $70 \cdot 70 \cdot 9$ genügen, an den Konsolen ist sehr einfach (sich Abb. 608, 612 und 613).

Seltener werden gußeiserne Geländerstiele verwendet. Gebräuchlich ist die in der Abb. 614 dargestellte Form. Durch die kreisrunden Löcher werden die aus Rundeisen oder Gasröhren bestehenden Längsverbindungen gesteckt.

Daß mit einfachen Mitteln ganz wirkungsvolle Geländer gebildet werden können, zeigen die Abb. 615 bis 618.

Die Höhe der Geländer über der Oberkante der Fußsteige muß 1,0 bis 1,10 m betragen.

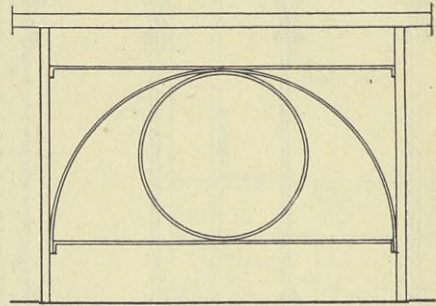


Abb. 618.

5. Fahrbahn in Kurven.

Die Überhöhung, die die äußere Schiene eines Eisenbahngleises in einer Kurve erfordert, wird auf der freien Strecke durch Anheben der Schwelle auf der Außenseite erreicht. Genau so wird auf Brücken mit Durchführung der Bettung verfahren. Dabei wird im allgemeinen die Fahrbahn tafel wagerecht wie bei geraden Gleisen angeordnet. Nur bei sehr großer Überhöhung wäre es vielleicht vorteilhaft, auch der Fahrbahn tafel eine geneigte Lage zu geben,

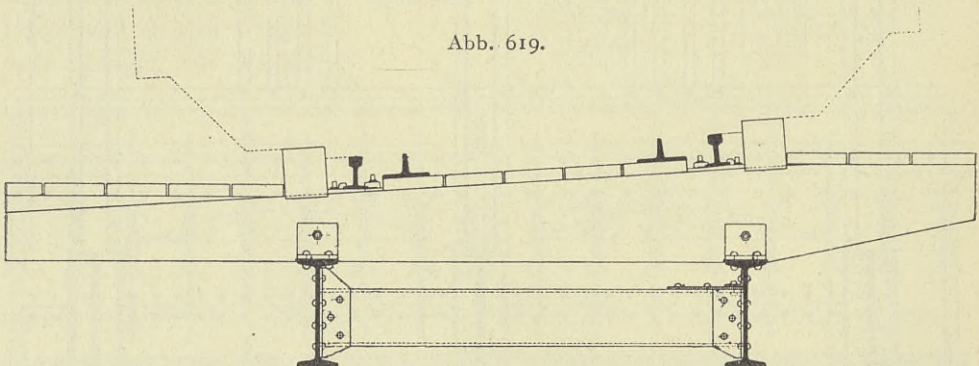


Abb. 619.

um das Mehrgewicht an Bettung, das durch ihre größere Höhe an der Außenseite bei wagerechter Lage der Fahrbahn tafel entsteht, zu vermeiden.

Wird die Bettung nicht auf der Brücke durchgeführt, so kann die Überhöhung der äußeren Schiene auf verschiedene Arten erzielt werden.

- a) Die Schwellen erhalten an der äußeren und inneren Schiene verschiedene Stärke (Abb. 619).

- b) Die Schwellen werden über dem äußeren Längsträger unterklotzt.
- c) Die höhere Lage an der äußeren Seite wird durch Einschaltung eines gußstählernen sogenannten Überhöhungstuhles zwischen der Schwelle und dem äußeren Längsträger bewirkt (Abb. 620).

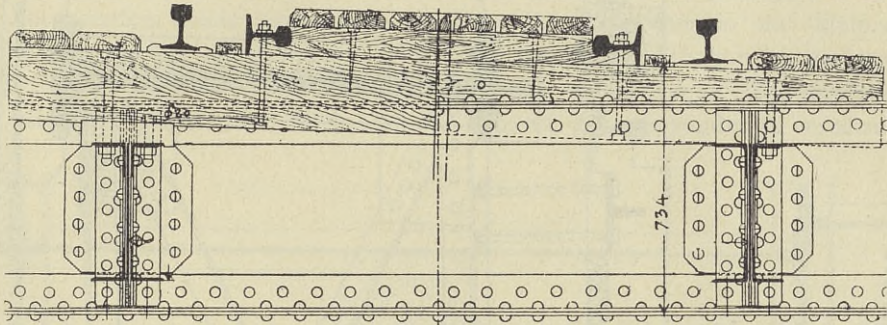
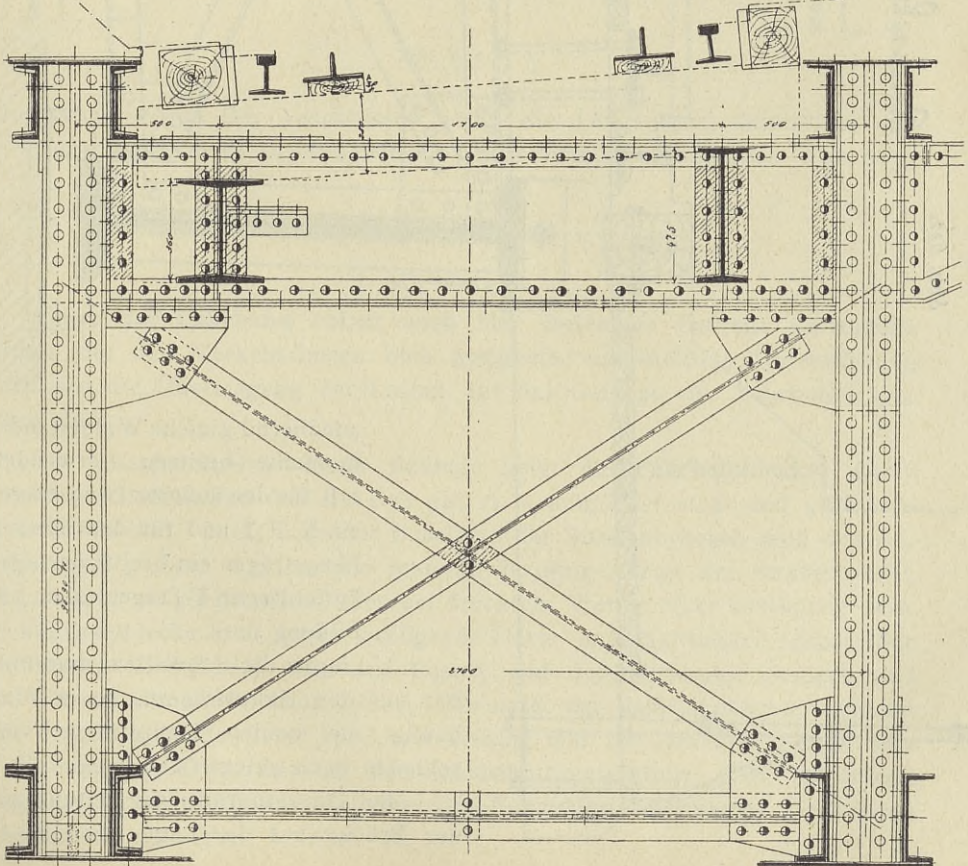


Abb. 620.

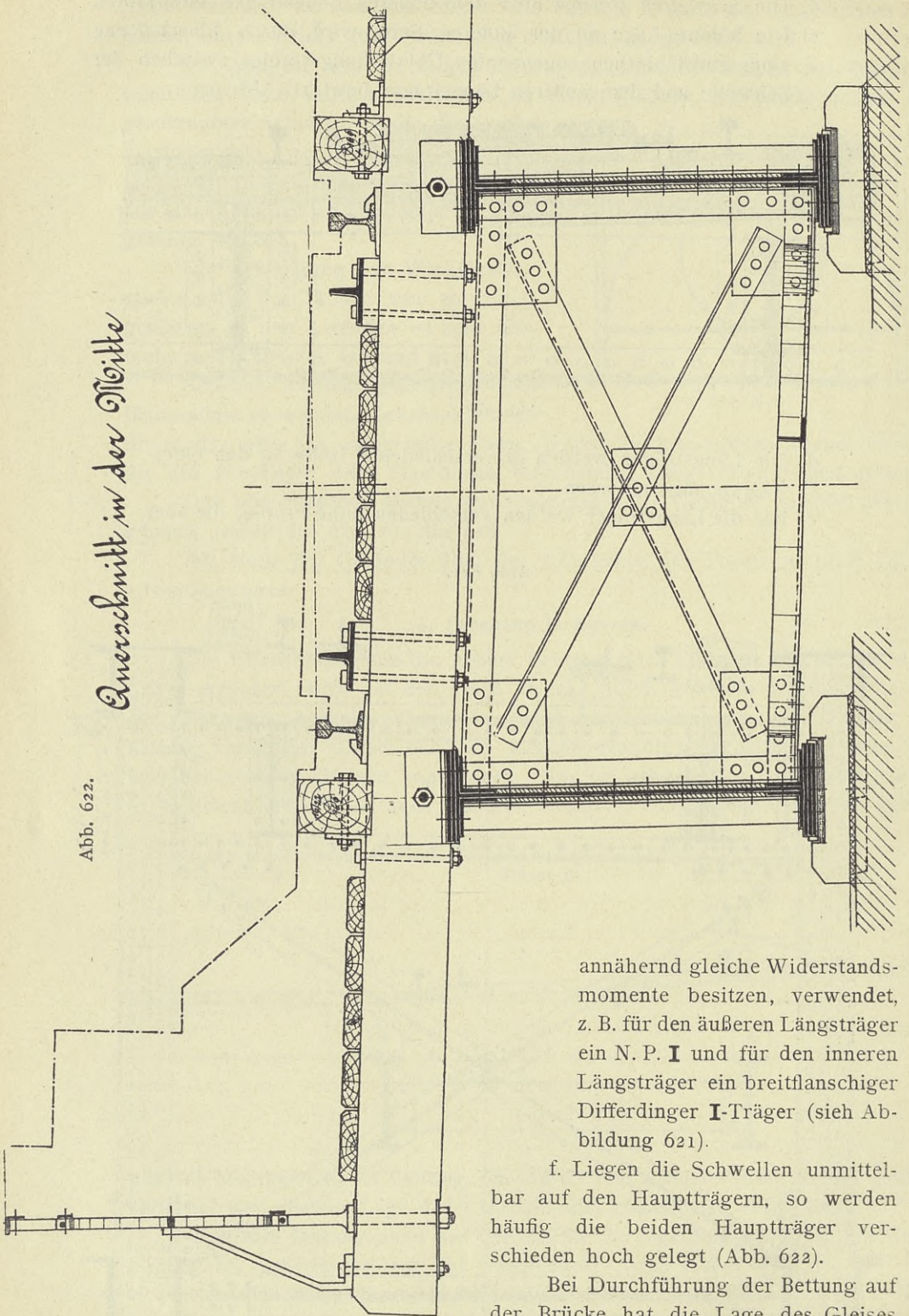
- d) Die Längsträger werden in verschiedener Höhe an den Quertägern angeschlossen.
- e) Für die Längsträger werden verschieden hohe Profile, die aber

Abb. 621.



Querschnitt in der Mitte

Abb. 622.



annähernd gleiche Widerstandsmomente besitzen, verwendet, z. B. für den äußeren Längsträger ein N. P. **I** und für den inneren Längsträger ein breitflanschiger Differdinger **I**-Träger (siehe Abbildung 621).

f. Liegen die Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so werden häufig die beiden Hauptträger verschieden hoch gelegt (Abb. 622).

Bei Durchführung der Bettung auf der Brücke hat die Lage des Gleises

in einer Kurve keinen Einfluß auf die Grundrißgestaltung des Fahrbahnträgergerippes, wohl aber bei starken Krümmungen in dem Falle, daß die Bettung nicht durchgeführt wird.

Bei schwachen Krümmungen können auch hier die Längsträger ebenso wie bei geradem Gleis angeordnet werden. Bei Krümmungen mit kleinem Halbmesser werden jedoch bei normaler Ausbildung des Fahrbahnträgergerippes die Schwellen und die Längsträger zu ungünstig beansprucht. Es empfiehlt sich, die Längsträger, der Gleiskrümmung folgend, gegen einander zu versetzen.

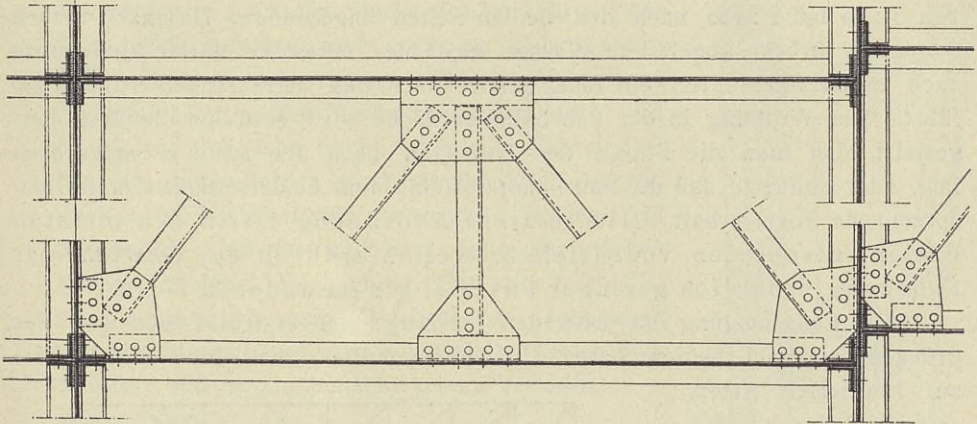


Abb. 623.

Dabei ist es wegen des Anschlusses nötig, die Längsträger mindestens um die Schenkellänge eines Anschlußwinkels gegen einander zu versetzen (Abb. 623).

B. Straßenbrücken.

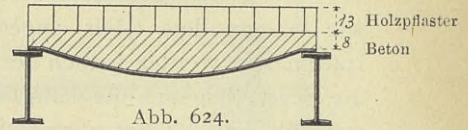
1. Allgemeines.

Unter der **Fahrbahn** sollen auch hier diejenigen Bauteile verstanden werden, die den Verkehrslasten eine geeignete, unmittelbare Unterstützung bieten und die Übertragung der Lasten auf das Gerippe der Fahrbahnträger vermitteln.

Die oberste Schicht dieser Bauteile heißt die **Fahrbahndecke**. Diese muß so beschaffen sein, daß sie sich gut, d. h. möglichst stoß- und geräuschlos befahren läßt. Die Decke der Fußsteige der Straßenbrücken muß den Anforderungen gerecht werden, die man an die Bürgersteige der Straßen stellt, d. h. sie muß möglichst eben, aber bei feuchtem Wetter nicht schlüpfrig sein. Die Fahrbahndecke muß ferner genügende Härte und Haltbarkeit gegen den zerstörenden Einfluß der schweren Lasten und der Witterung besitzen und dem Wasser schnellen Abfluß bieten. Die unter der Fahrbahndecke liegenden Teile dienen teils nur dieser zur Unterstützung und zur Druckverteilung, teils der Übertragung der Kräfte auf das Fahrbahnträgergerippe. Die den zuletzt genannten Zweck erfüllenden Teile werden **Fahrbahntafel** genannt, sie müssen genügende Tragfähigkeit besitzen.

Beispiel.

Bei dem in der Abb. 624 dargestellten Fahrbahnquerschnitt bildet das Holzpflaster die Fahrbahndecke. Der Beton ist der Teil, der das Holzpflaster unterstützt und den Druck der Lasten verteilt, und die Buckelplatten übertragen die Kräfte auf das Fahrbahnträgergerippe, müssen also als Fahrbahntafel angesprochen werden.



Die Oberfläche der Fahrbahn wird zur guten Abführung des Wassers nach oben gewölbt und mit einem mittleren Gefälle von 1 : 50 bis 1 : 100 nach den beiden Seiten angeordnet. Das nach beiden Seiten der Brücke abgeleitete Wasser wird hier entweder durch Abfallrohre nach unten oder durch ein Längsgefälle nach den angrenzenden Straßen geführt. Die Wölbung in der Fahrbahnoberfläche wird entweder dadurch hergestellt, daß man die Stärke der Fahrbahn nach der Mitte zu anwachsen läßt, oder dadurch, daß die Fahrbahntafel eine dem beiderseitigen Gefälle entsprechende Form erhält. Die letztere Anordnung ist in den meisten Fällen entschieden vorzuziehen, weil hierdurch das Gewicht der Fahrbahn erheblich geringer ausfällt als im anderen Falle.

Die Längsneigung ist entweder einseitig oder erstreckt sich von der Brückenmitte nach beiden Seiten. Im ersten Falle erzielt man das Gefälle auf zweierlei Arten, erstens dadurch, daß man bei wagerecht liegenden Hauptträgern das Fahrbahnträgergerippe in der betreffenden Neigung anordnet (Abb. 625), zweitens dadurch, daß man den ganzen Überbau

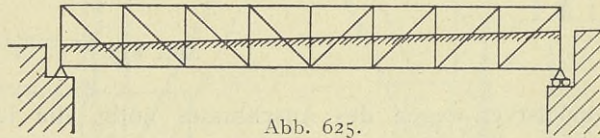


Abb. 625.

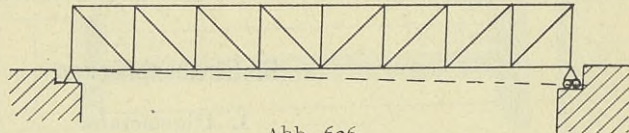


Abb. 626.

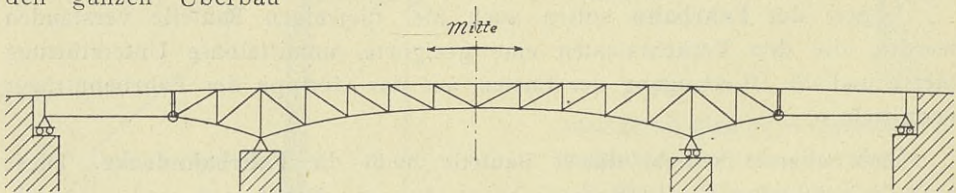


Abb. 627.

ins Gefälle legt (Abb. 626). Beim beiderseitigen Längsgefälle läßt man die Gurtung, die in der Nähe der Fahrbahn liegt, diesem folgen (Abb. 627). Der Gefällewechsel wird in der Regel nach einer Parabel ausgerundet.

Das Fahrbahnträgergerippe zeigt keine wesentlichen Verschiedenheiten von dem der Eisenbahnbrücken. Soweit sie vorhanden sind, wird bei der Besprechung der Fahrbahn darauf hingewiesen werden.

Es empfiehlt sich, zunächst die Fahrbahntafel zu erörtern, weil bei der Abhandlung über die Fahrbahndecke und ihre unterstützenden Teile auch der Fahrbahntafel Erwähnung getan werden muß.

2. Fahrbahntafel.

a) Fahrbahntafel aus Holz.

Die hölzerne Fahrbahntafel findet beim doppelten Bohlenbelage Anwendung. Die obere Bohlenlage ist die eigentliche Fahrbahndecke, die der Abnutzung durch die Hufe der Pferde und die Räder der Fahrzeuge ausgesetzt ist, die untere die tragende Fahrbahntafel. Die oberen Bohlen werden nicht als tragende Teile in die Rechnung eingeführt, sie werden je nach der Stärke des Verkehrs 5 bis 8 cm stark gemacht und quer zur Fahrriichtung dicht neben einander gelegt. Bei der Längslage der Bohlen haben die Pferde schlechten Halt, und es bilden sich sehr leicht schädliche Fahrrinnen. Für die oberen Bohlen wird hauptsächlich Eichen-, Buchen- und Kiefernholz verwendet. Eichen- und Buchenholz sind fest und hart, daher für starken Verkehr geeignet, Buchenholz reißt aber leicht, ist sehr empfindlich gegen Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit und wird leicht glatt. Kiefernholz splittert und ist nur bei schwachem Verkehr anzuwenden.

Die Befestigung der oberen Bohlen auf den unteren wird durch Nägel bewirkt.

Die Bemessung der Stärke des unteren Belages hat nach den Ergebnissen der Festigkeitsberechnung zu erfolgen. Die unteren Bohlen werden in 1 bis 2 cm Abstand von einander verlegt und auf den Fahrbahn­längsträgern gelagert. Es empfiehlt sich, den unteren wie den oberen Bohlenbelag in der Mitte der Fahrbahn zu stoßen, um Auswechselungen schadhafter Bohlen bequem vornehmen zu können. Die Abb. 628 zeigt den Querschnitt durch die Fahrbahn einer Chausseeüberführung des Dortmund-Ems-Kanales. Die unteren Bohlen sind durch Hakennägel mit den Längsträgern verbunden, die entsprechend der nach der Mitte zu sich vergrößernden Stegblechhöhe des Querträgers verschieden hoch liegen und somit dem Bohlenbelag das Quer­gefälle geben.

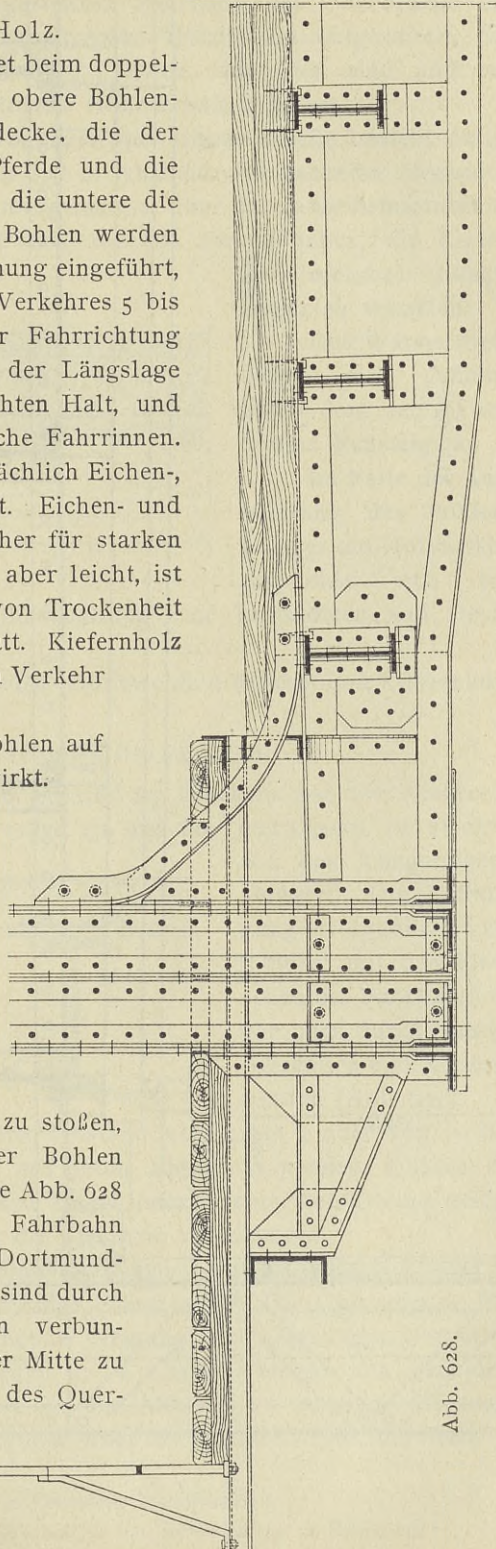
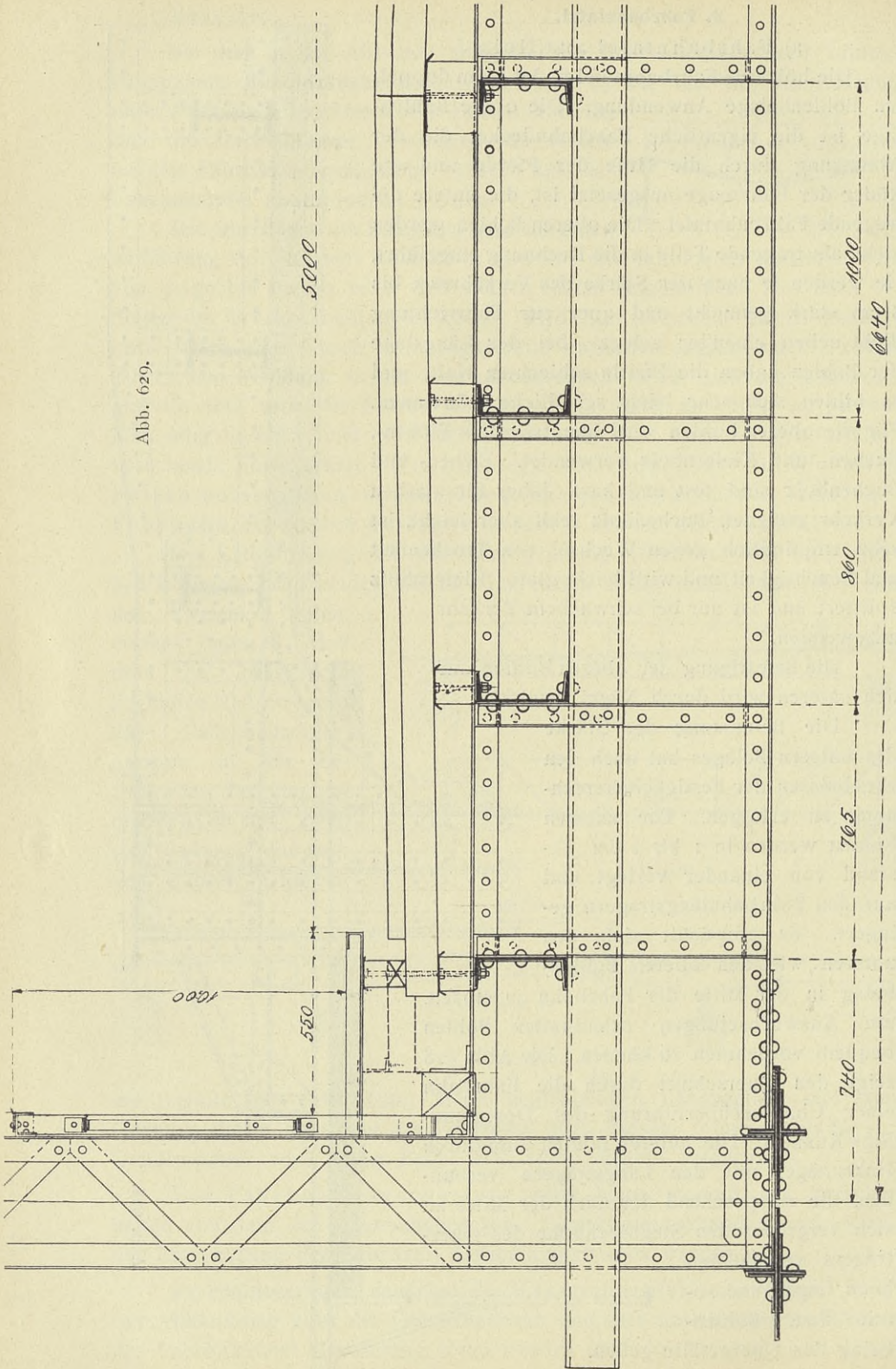


Abb. 628.

Abb. 629.



Bei der in der Abb. 629 dargestellten Fahrbahn der Oderbrücke bei Beuthen*) sind auf den eisernen Längsträgern Holzbalken aufgesattelt, die mittels Schrauben mit den Flanschen der \square -Eisen verbunden sind und zur Herstellung des Quergefälles verschiedene Höhe erhalten haben.

Eine Eigentümlichkeit des Fahrbahngerippes dieser Brücke besteht darin, daß die Längsträger zwischen den in 6,36 m Abstand von einander liegenden Querträgern an zwei Stellen durch untergenietete, über die ganze Brückenbreite sich erstreckende \square -Eisen verbunden sind, die den Zweck haben, die Lasten

auf mehrere Längsträger zu verteilen.

Das Wasser fließt durch eine Öffnung unter dem nur 55 cm breiten Fußsteig ab.

Im Falle der Auflagerung des Bohlenbelages auf Holzbalken empfiehlt sich zur

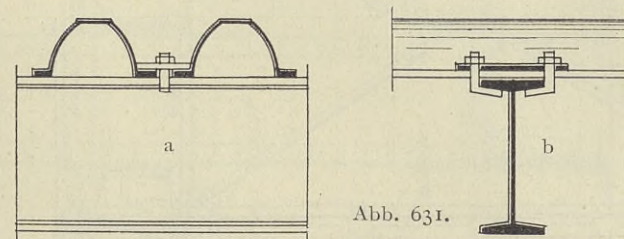
Trockenhaltung der letzteren die Einschaltung von Luftklötzen und Deckbrettern (Abb. 630).

Für den unteren Bohlenbelag wird hauptsächlich Eichen- und Kiefernholz verwendet.

b) Fahrbahntafel aus Belageisen.

Die Belageisen werden entweder parallel zur Brückenachse oder senkrecht zu dieser gelegt. Im ersten Falle werden sie auf den Querträgern, im zweiten

auf den Längsträgern gelagert. Die Befestigung erfolgt durch Vernietung mit den Flanschen der Fahrbahnträger oder durch Hakenschaublen und Klemmplatten (Abb. 631).



Die Belageisen werden in einem Abstand von 2 bis 3 oder von 10 bis 13 cm verlegt. Da sie in der Regel mit Beton abgedeckt werden, müssen im letzteren Falle zwischen die Belageisen Ziegel oder leichte Betonsteine gelegt werden, um bei der Ausbetonierung die Schalung zu ersparen.

Die Abb. 632 stellt einen Fahrbahnquerschnitt der König-Karls-Brücke in Stuttgart dar, bei der die Belageisen längs gelegt sind. Die Querneigung der Fahrbahndecke ist durch entsprechende Neigung des Querträgerobergurtes bewirkt worden. Die Querträger liegen in rd. 1,25 m Abstand von einander.

Die Querlage der Belageisen ist aus der Abb. 633 zu ersehen, die einen Querschnitt durch die neue Straßenbrücke über die Memel in Tilsit darstellt.**)

*) Ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

***) Ausgeführt und entworfen von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

Die Belageisen (Burbacher Hütte Nr. 10) der Fahrbahn werden von den im Abstand von 1,00 m liegenden Längsträgern gestützt, auf denen sie mittels Klemmplatten befestigt sind. Der Abschluß der Fahrbahntafel gegen die

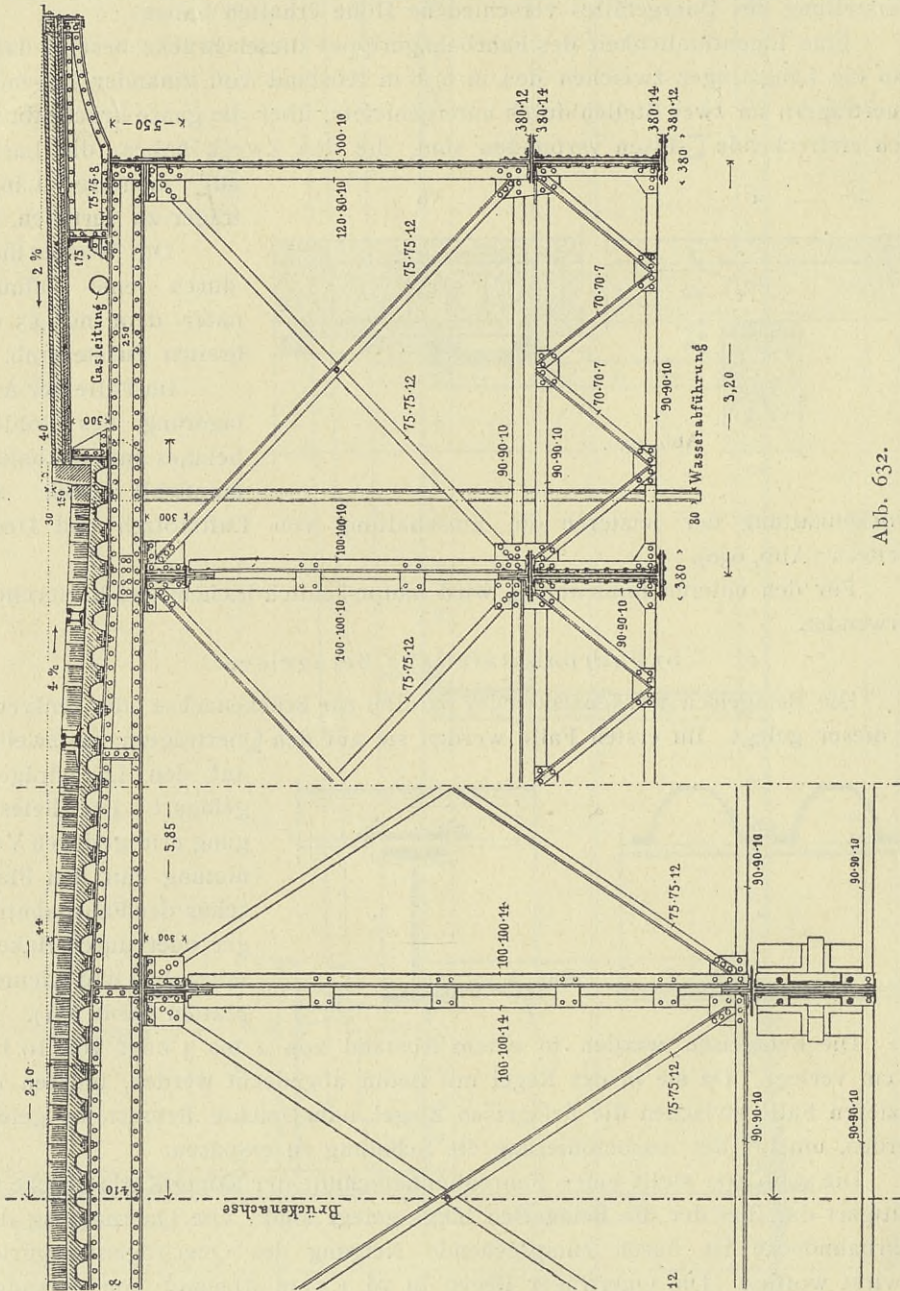


Abb. 632.

Querträger ist durch Winkeleisen 50 · 50 · 7 erfolgt. (Sich den Längsschnitt.) Die Tafel des Fußsteiges wird ebenfalls von querliegenden Belageisen (Zores-eisen Nr. 5) gebildet, die in Abständen von 22,4 cm liegen und auf dem äußeren Fußweglängsträger, auf dem am Bordstein liegenden Abschlußträger und auf

Der Hauptträger ist ein versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontal-
schub (Abb. 13 auf Seite 4).

Liegen die Längsträger mit ihrer Oberkante ebenso hoch wie die Quer-
träger, so wird zweckmäßig ein Belageisen auf den Querträger gelegt, um auf
diese Weise den Querträgerobergurt gegen den Beton oder die Schotterung
abzuschließen (Abb. 634).

c) Fahrbahntafel aus Buckelplatten.

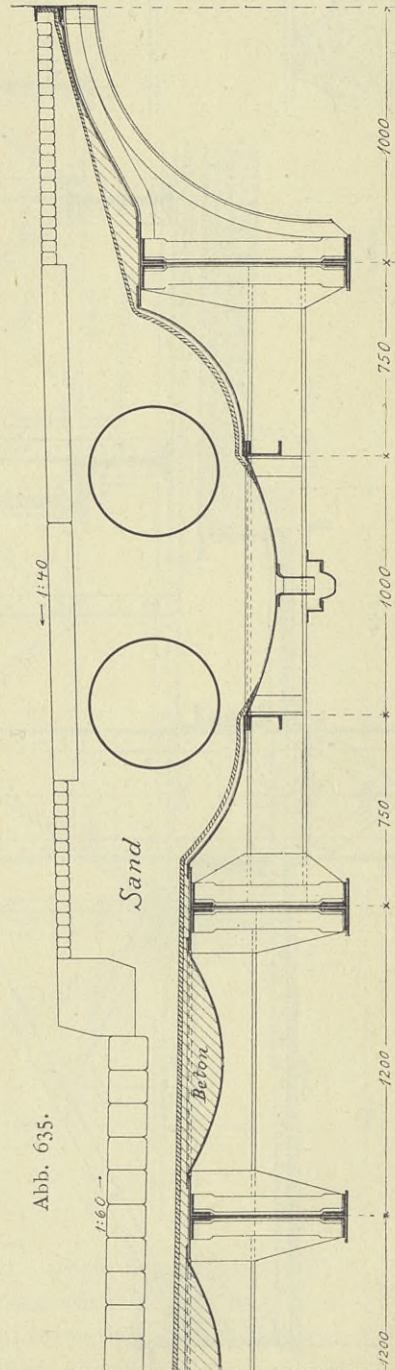
Diese Fahrbahntafel wird nach denselben Grundsätzen wie bei den Eisenbahn-
brücken ausgebildet. Auch die Mittel zur Ent-
wässerung und zur Erzielung der Wasser-
dichtigkeit sind dieselben. Vergleiche Seite 195
und folgende. Die Buckelplatten werden
ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken ent-
weder unmittelbar auf den Hauptträgern und
den Querträgern oder auf besonderen Längs-
trägern und den Querträgern gelagert. Auch
die aus Hängeblechen gebildete Fahrbahntafel
bietet nichts Neues.

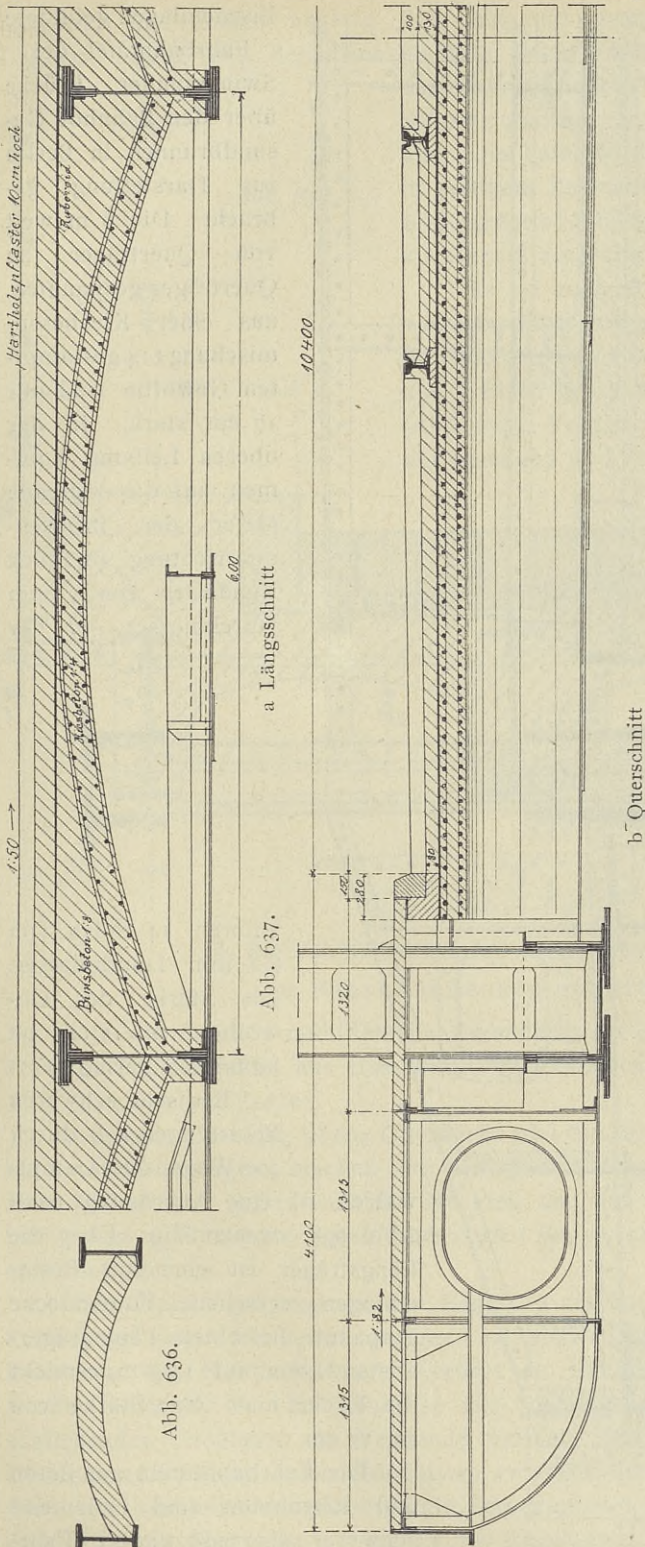
Die Abb 635 veranschaulicht einen in
Berlin oft zur Ausführung gelangten Quer-
schnitt einer Straßenbrücke mit einer Fahr-
bahntafel aus Buckelplatten, die unmittelbar
auf die in 1,2 m Abstand von einander
liegenden Hauptträger genietet sind. Die
Tafel unter dem Fußsteig wird aus Hänge-
blechen und Buckelplatten gebildet. Nach
letzteren entwässert die ganze Fahrbahntafel.
Die in der Bettung des Fußsteiges liegenden
Wasserrohre sind hier gut gegen den Frost
geschützt.

d) Fahrbahntafel aus Beton.

Die Fahrbahntafeln aus Beton sind vor
allem dort am Platze, wo die untere Fläche
der Brücke dem Angriff durch die Rauchgase
von Lokomotiven stark ausgesetzt ist, z. B.
bei Überführungen über Personen- oder
Rangierbahnhöfe, da die Erfahrung gezeigt
hat, daß keine Fahrbahntafel aus Eisen lange
dem Angriff der Rauchgase zu widerstehen
vermag.

Bei der Bemessung der Betonkonstruk-
tionen mit Eiseneinlagen empfiehlt es sich
dringend, nur solche Zugbeanspruchungen im





Schaper, Eiserne Brücken.

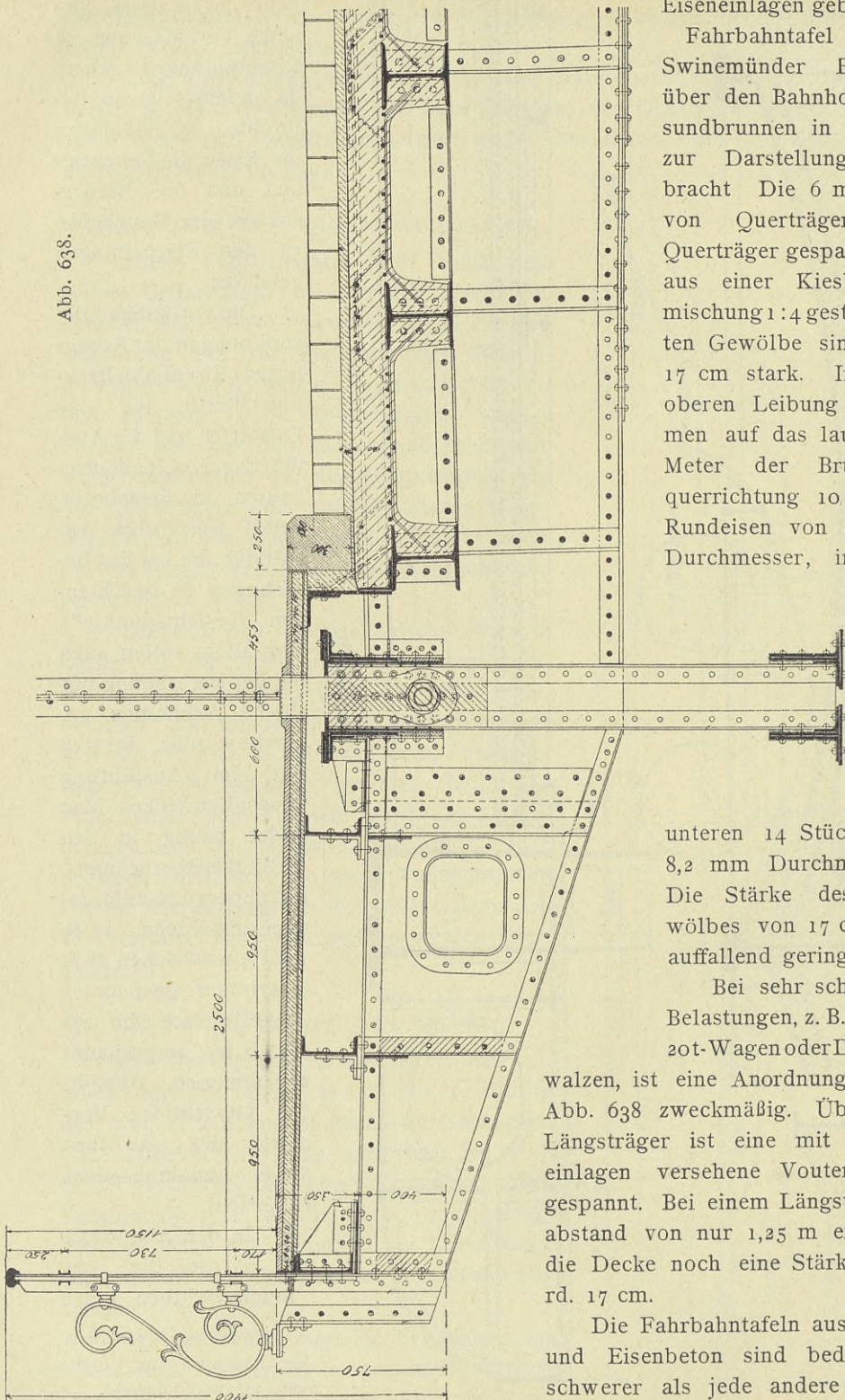
Beton zuzulassen, die keine Veranlassung zu Rissebildungen geben, da andererseits zu befürchten ist, daß durch die Risse die Feuchtigkeit und die Niederschläge der Rauchgase zu den Eiseneinlagen gelangen.

Die vorläufigen Bestimmungen der Königlichen Eisenbahndirektion Berlin für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton geben wertvollen Anhalt für die bei der Berechnung zu beachtenden Gesichtspunkte*). Vor allem sollen auch bei der Berechnung nur solche Annahmen gemacht werden, die sich mit der Ausführung tatsächlich decken. Man findet häufig in den Festigkeitsberechnungen unbegründete Rechnungsannahmen, z. B. wird ein zwischen zwei Querträger gespanntes Gewölbe nach Abb. 636 oft als fest eingespannt angenommen, obwohl das tatsächliche Verhalten des Gewölbes dieser Annahme nicht entspricht.

In den Abb. 637 a und b ist die aus Betongewölben mit

*) Labes, Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, Seite 327 und folgende.

Abb. 638.



Eiseneinlagen gebildete
Fahrbahntafel der
Swinemünder Brücke
über den Bahnhof Ge-
sundbrunnen in Berlin
zur Darstellung ge-
bracht Die 6 m weit
von Querträger zu
Querträger gespannten,
aus einer Kiesbeton-
mischung 1:4 gestampften
Gewölbe sind nur
17 cm stark. In der
oberen Leibung kommen
auf das laufende
Meter der Brücken-
querrichtung 10 Stück
Rundeisen von 7 mm
Durchmesser, in der

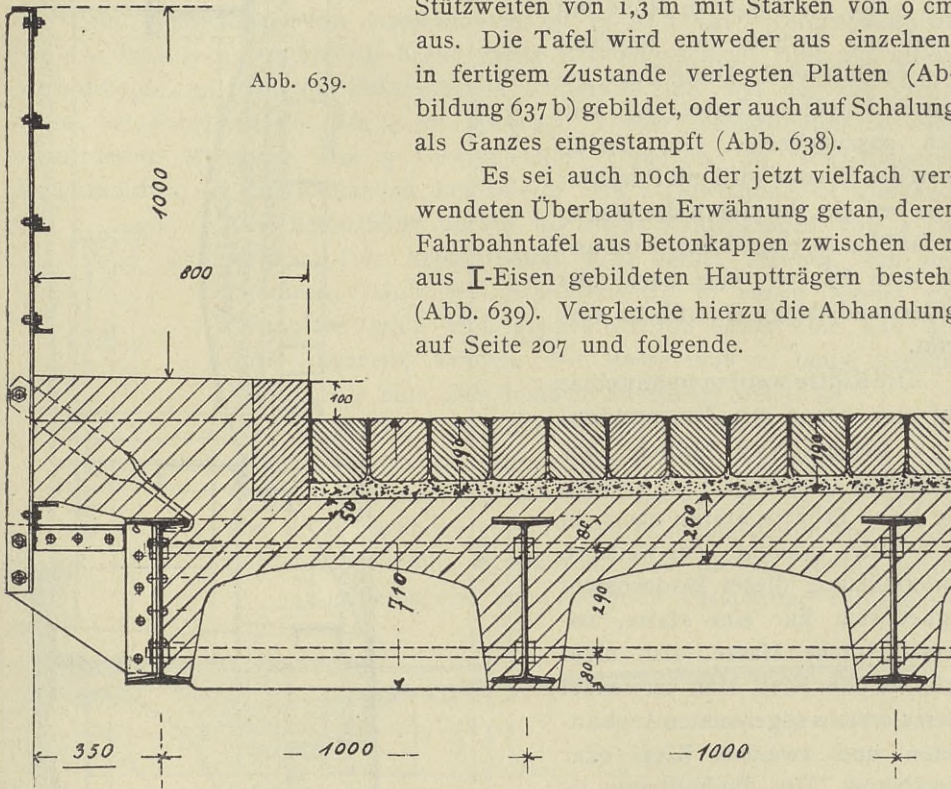
unteren 14 Stück von
8,2 mm Durchmesser.
Die Stärke des Ge-
wölbes von 17 cm ist
auffallend gering.

Bei sehr schweren
Belastungen, z. B. durch
20t-Wagen oder Dampf-
walzen, ist eine Anord-
nung nach
Abb. 638 zweckmäßig.
Über die Längsträger
ist eine mit Eisen-
einlagen versehene
Voutendecke
gespannt. Bei einem
Längsträger-
abstand von nur 1,25 m
erreicht die Decke
noch eine Stärke von
rd. 17 cm.

Die Fahrbahntafeln aus
Beton und Eisenbeton
sind bedeutend
schwerer als jede andere Fahr-

bahntafel und daher nur in dem eingangs erwähnten Falle berechtigt. Dagegen eignet sich der eisenbewehrte Beton recht gut zur Unterstützung der Fußsteigdecken. Man kommt hier bei Stützweiten von 1,3 m mit Stärken von 9 cm aus. Die Tafel wird entweder aus einzelnen, in fertigem Zustande verlegten Platten (Abbildung 637 b) gebildet, oder auch auf Schalung als Ganzes eingestampft (Abb. 638).

Es sei auch noch der jetzt vielfach verwendeten Überbauten Erwähnung getan, deren Fahrbahntafel aus Betonkappen zwischen den aus I-Eisen gebildeten Hauptträgern besteht (Abb. 639). Vergleiche hierzu die Abhandlung auf Seite 207 und folgende.



3. Die Fahrbahndecke und ihre Unterstützung.

a) Fahrbahndecken aus Holz.

Die aus Bohlen gebildete Fahrbahndecke ist bereits bei der Abhandlung über die Fahrbahntafel aus Holz besprochen worden.

Das Holzpflaster.

Geringes Gewicht, ebene Oberfläche und die Möglichkeit, es in Steigungen bis 1 : 25 zu verlegen, machen das Holzpflaster als Fahrbahndecke geeignet. Dem Holzpflaster haftet aber der Nachteil an, daß es Wasser aufsaugt und infolgedessen Formänderungen unterworfen ist, durch die leicht Verwerfungen entstehen können.

Die Holzklötze sind in der Regel 13 cm hoch, 18 bis 25 cm lang und 8 bis 9 cm breit. Besonders geeignet ist schwedisches Kiefernholz, das zur Erhöhung der Haltbarkeit mit Kreosot zu tränken ist. Die Pflasterklötze werden senkrecht zur Brückenachse mit Quertugungen von 8 mm und mit engschließenden Stoßfugen im Verbinde verlegt. Die Quertugungen werden durch Einlegen von 2 1/2 cm hohen Holzleisten zwischen den Klotzreihen gebildet und die oben verbleibenden Räume mit Zementmörtel 1 : 2 sorgfältig ausgefüllt. Neben der Bordschwelle werden in der Regel zwei Längsreihen von Pflaster-

klötzen verlegt. Zwischen der äußersten Längsreihe und der Bordschwelle verbleibt eine Fuge von 5 cm, die auf 8 cm Höhe mit Sand und darüber mit weichem Ton verfüllt wird. Diese Fuge gestattet dem Holzpflaster, sich seitlich auszudehnen. Das fertiggestellte Pflaster wird mit Porphyrgrus bedeckt, der durch die Wagen in das Pflaster eingedrückt wird und so dem Pflaster eine harte und widerstandsfähige Oberfläche verleiht.

Die Klötze werden unmittelbar auf eine genau mit Zementmörtel 1 : 2 abgegliche Schicht aus Kiesbeton (Mischung 1 : 4) verlegt, die keine größere Stärke als 5 cm zu erhalten braucht. Zur weiteren Unterstützung dieser Betonschicht eignet sich nur eine starre, unverschiebliche Masse, also nicht Schotter oder Kies. Man verwendet hierzu erstens sogenannten Asphaltbeton und zweitens Kies- oder Bimsbeton. Der Asphaltbeton ist eine wasserdichte Masse, die die Fahrbahntafel gegen das durch das Pflaster und den Kiesbeton dringende Wasser schützt. Kies- und Bimsbeton lassen sich nicht wasserundurchlässig herstellen, man legt daher im zweiten Falle zwischen die obere, das Pflaster unmittelbar unterstützende, und die untere, die Fahrbahntafel überdeckende Betonschicht einen wasserundurchlässigen Streifen aus Ruberoid oder Asphaltfilz ein. Würde diese Schutzschicht fehlen, so wäre die Fahrbahntafel ständig dem den Beton durchfeuchtenden und von ihm festgehaltenen Wasser ausgesetzt. Hieran würden auch Abflußlöcher in der Fahrbahntafel

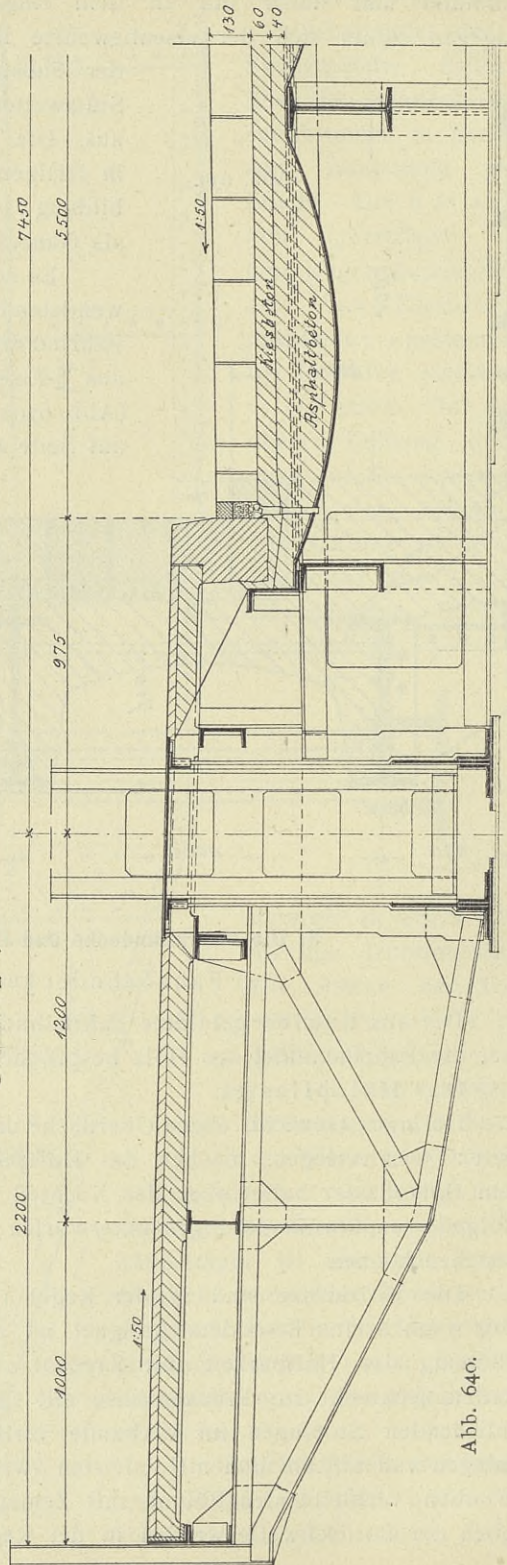


Abb. 64o.

nicht viel ändern. Die Schutzschicht unmittelbar unter dem Pflaster anzuordnen, empfiehlt sich nicht, weil sie hier bei Besserungsarbeiten am Holzpflaster leicht beschädigt wird.

Die Verwendung von Asphaltbeton ist in Abb. 640*) veranschaulicht. Die das Pflaster unterstützende 6 cm starke Kiesbetonschicht ruht auf einem Asphaltbeton, mit dem die Buckelplatten ausgefüllt sind und der die Oberkante der Fahrbahntafel um 4 cm überragt. Dieser Asphaltbeton ist eine wasserdichte Mischung von 3 Gewichtsteilen Goudron, 10 Gewichtsteilen Asphaltmastix, 14 Gewichtsteilen Betonsteine und 2 Gewichtsteilen Kiessand.

Die Betonsteine dürfen höchstens Kantenlängen von 4 cm haben. Der Asphaltbeton wird derart bereitet, daß der Goudron, dann der Asphaltmastix in einem Kessel geschmolzen wird und schließlich die Betonsteine und der Sand zugesetzt werden. Die Masse muß so lange gerührt werden, bis eine gleichmäßige Mischung erzielt ist.

Unter der neben dem Bordstein liegenden Fuge durchdringt alle 7 m ein Gasrohr die Asphaltbetonschicht und die Buckelplatte, um das Wasser, das auf der im Quergefälle von 1 : 50 liegenden Oberfläche der Asphaltbetonschicht dem Bordstein zuströmt, abzuführen. Über diesem Gasrohr ist im Kiesbeton eine entsprechende Aussparung vorgesehen

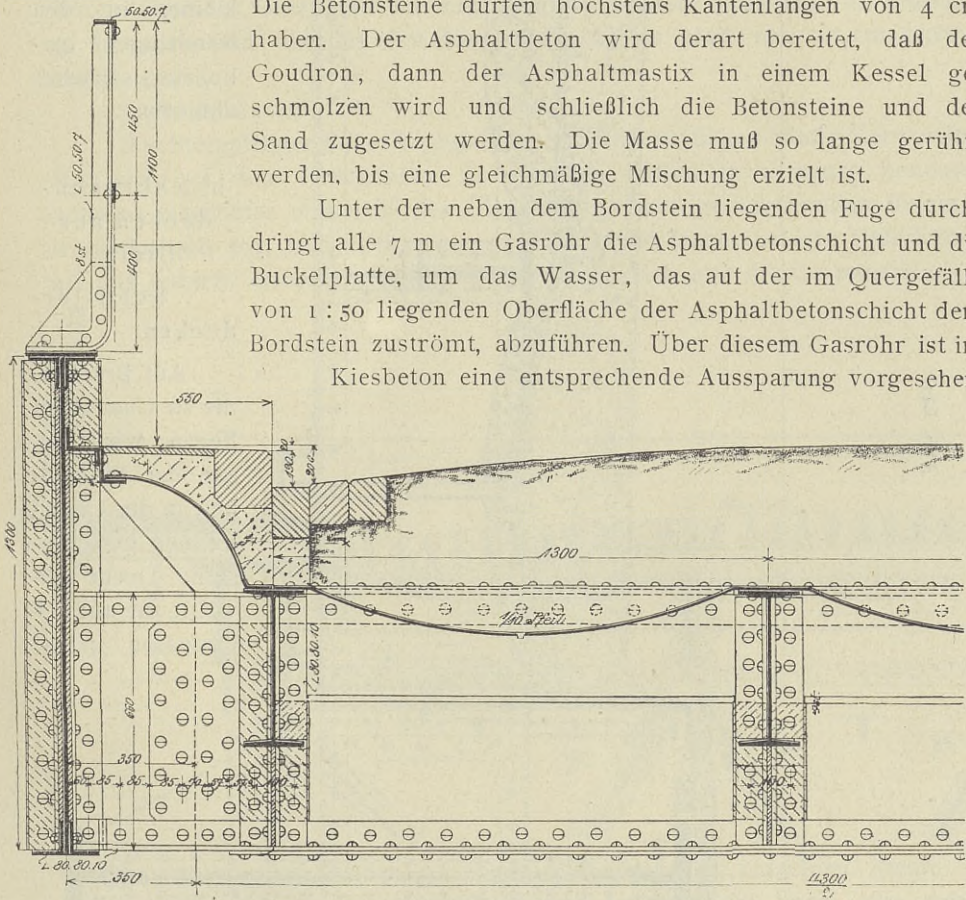


Abb. 641.

Der Asphaltbeton ist sehr teuer. Billiger und doch ebenso zweckmäßig ist die zweite Art, das Wasser von der Fahrbahntafel abzuhalten (Abb. 637 a und b). Zwischen die das Pflaster unterstützende Kiesbetonschicht (Mischung 1 : 4) und die aus Bimsbeton (Mischung 1 Teil Zement mit 8 Teilen leichten Bimssteinen) bestehende Ausfüllung der Bogenzwinkel ist hier eine wasserundurchlässige Ruberoidschicht eingeschaltet.

Bei der in Abb. 638 dargestellten Fahrbahn ist die wasserdichte Schicht

*) Neue Oderbrücke bei Crossen, entworfen vom Wasserbauinspektor Ziegler.

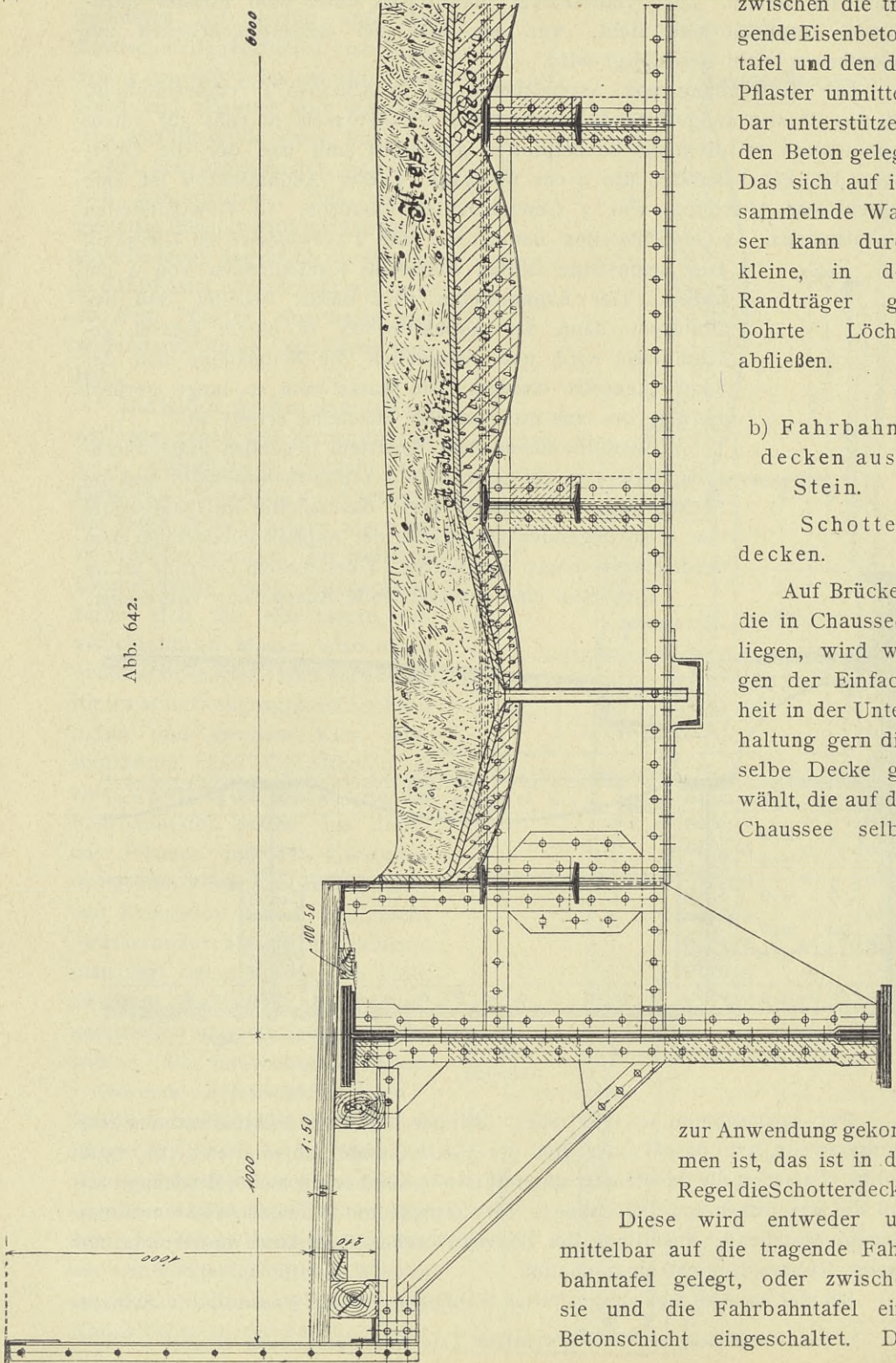
zwischen die tragende Eisenbetontafel und den das Pflaster unmittelbar unterstützenden Beton gelegt. Das sich auf ihr sammelnde Wasser kann durch kleine, in den Randträger gebohrte Löcher abfließen.

b) Fahrbahn-
decken aus
Stein.

Schotter-
decken.

Auf Brücken,
die in Chausseen
liegen, wird we-
gen der Einfach-
heit in der Unter-
haltung gern die-
selbe Decke ge-
wählt, die auf der
Chaussee selbst

Abb. 64z.



zur Anwendung gekom-
men ist, das ist in der
Regel die Schotterdecke.

Diese wird entweder un-
mittelbar auf die tragende Fahr-
bahn tafel gelegt, oder zwischen
sie und die Fahrbahn tafel eine
Betonschicht eingeschaltet. Die

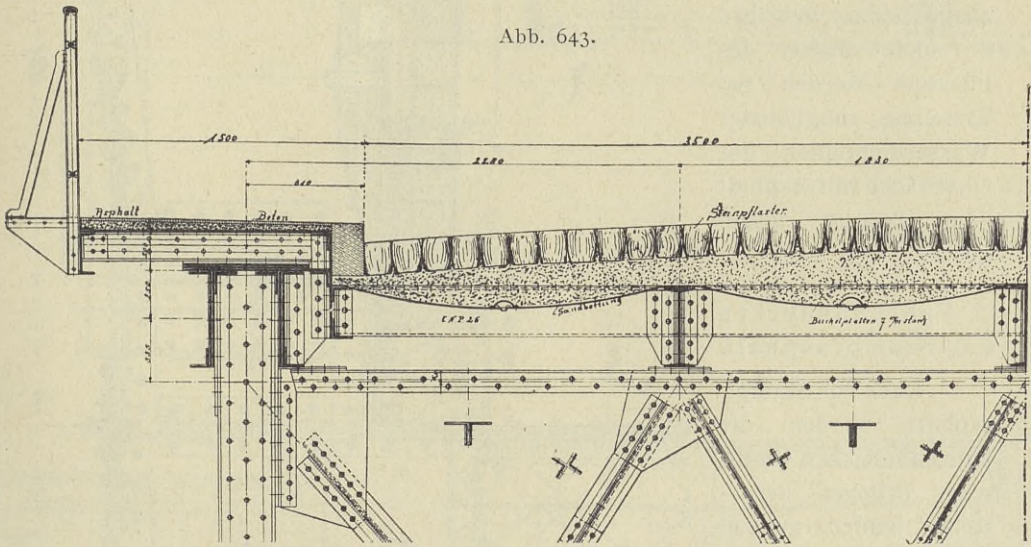
erste Art der Ausbildung ist in Abb. 641*) zur Darstellung gelangt. Jede Buckelplatte wird einzeln durch das in ihrem tiefsten Punkte gebohrte Loch entwässert. Der Bordstein und der Fußsteig ruhen auf einer Betonunterlage. Die Stärke der Schotterdecke von 30 cm ist sehr reichlich. Sie dürfte mit 22 bis 25 cm noch ausreichend bemessen sein.

Die Abb. 642 veranschaulicht eine auf einer Betonschicht liegende Schotterdecke. Die Oberfläche des Betons hat Gefälle nach den in den seitlichen Buckelplatten liegenden Entwässerungsröhren erhalten und ist mit Asphaltfilz abgedeckt. Der Fußsteig ist aus Holz gebildet. Die Stärke des Betons über der Oberkante der Fahrbahntafel braucht nicht mehr als 6 bis 8 cm zu betragen und die des Schotters braucht das Maß von 20 cm nicht zu übersteigen.

Steinpflaster.

Das Steinpflaster findet bei städtischen Straßenbrücken häufig Verwendung. Man zieht es dem Holzpflaster in manchen Fällen trotz seines bedeutend höheren Gewichtes und trotz des Übelstandes eines geräuschvollen Befahrens wohl deshalb vor, weil es weniger sorgfältige und fachmännische Unterhaltung als das letztere erfordert. Als Material eignen sich alle die Gesteinsarten, die

Abb. 643.



für das Pflaster der Straßen in Frage kommen. Die einzelnen Steine sind 15 bis 24 cm lang, 10 bis 16 cm breit und 10 bis 17 cm hoch. Sie werden entweder in einer Sandbettung, die die Fahrbahntafeloberkante um 12 bis 16 cm überragt, verlegt (Abb. 643) oder unter Einschaltung einer nur 3 bis 6 cm starken Sandschicht auf Kiesbeton gelagert. Letztere Anordnung bietet eine größere Gewähr für eine tadellose und dauerhafte Lage des Pflasters und ist daher mehr zu empfehlen, als die erste. Der Kiesbeton braucht die Fahrbahntafeloberkante auch hier nur um 6 bis 8 cm zu überragen und wird zweckmäßig mit einer wasserdichten Lage aus Asphaltfilz oder dergleichen abgedeckt. Die Abb. 644 und 645 zeigen diese Ausbildung der Fahrbahndecke. Abb. 644

*) Ausführung der Reichseisenbahnen.

stellt den Querschnitt der von der Firma Beuchelt u. Co. ausgeführten «Langen Brücke» in Stettin und Abb. 645 den Querschnitt der Straßenbrücke über die Lippe am Flahm bei Wesel dar.

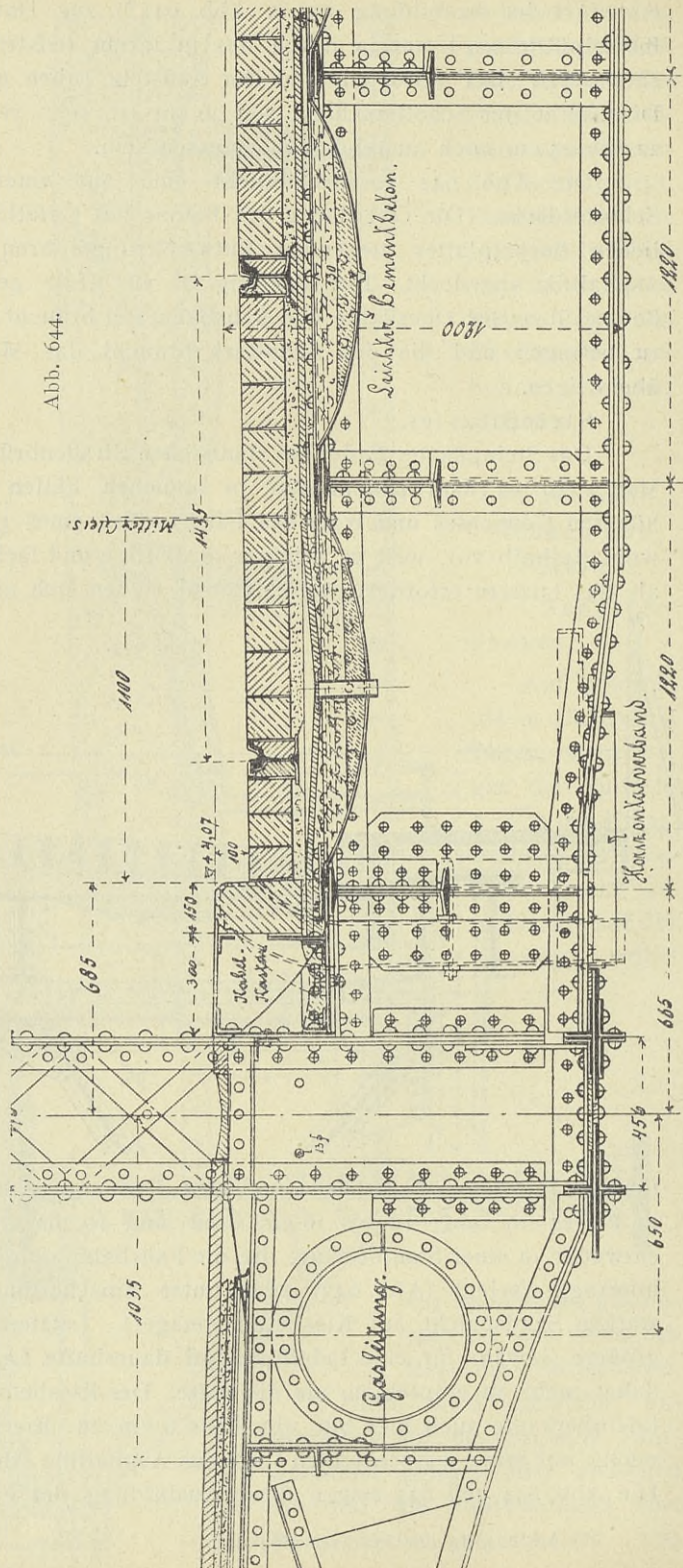
Zur Einschränkung des großen Gewichtes des Steinpflasters empfiehlt es sich, die Höhe des Pflasters nach Möglichkeit einzuschränken.

Sogenanntes Granit-Kleinpflaster von nur 10 cm Höhe hat sich ausgezeichnet bewährt.

Die Fugen des Pflasters werden zur Erzielung möglicher Wasserdichtigkeit der Oberfläche mit Asphalt oder Zement ausgegossen.

c) Fahrbahndecken aus Stampfasphalt.

Auch aus Stampfasphalt werden die Fahrbahndecken städtischer Brücken hergestellt, jedoch nur in dem Falle, daß die Längsneigung der Decke nicht mehr als $\frac{1}{80}$ beträgt. Die Stampfasphaltschicht erhält eine Stärke von 5 cm und wird unmittelbar auf einer genau abgeglichenen Kiesbetonschicht hergestellt. Diese Betonschicht wird wegen der geringen



Dicke des Asphaltes zur Erzielung einer guten Druckverteilung zweckmäßig etwas stärker als bei den anderen Fahrbahndecken ausgeführt. Sie soll die Fahrbahntafeloberkante mindestens um 9 cm überragen. Die Einschaltung

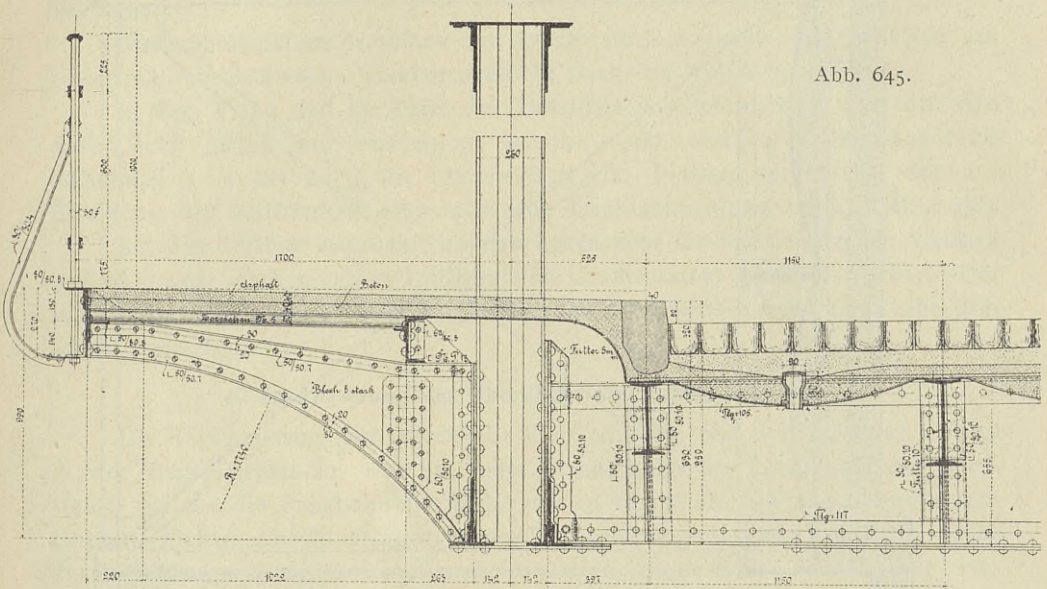
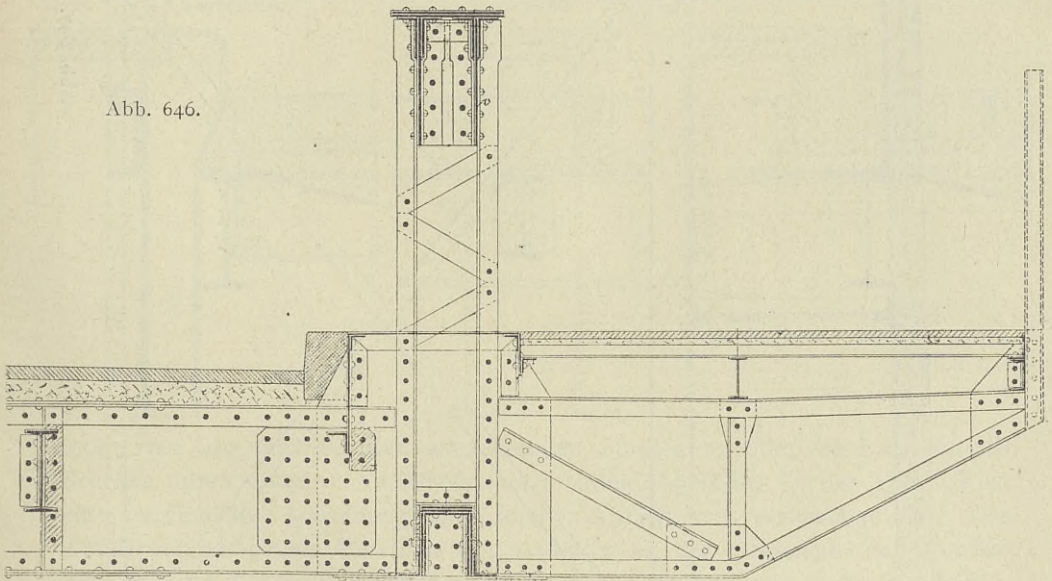


Abb. 645.

Abb. 646.



einer besonderen wasserdichten Schicht erübrigt sich, weil der Stampfasphalt vollkommen wasserundurchlässig ist. Abb. 646 zeigt eine solche Fahrbahndecke aus Stampfasphalt.

4. Die Decken der Fußsteige.

Die Fußsteigdecken werden aus Holz, Gußasphalt, Zementestrich oder Granitplatten hergestellt. Fußsteigdecken aus Holz zeigen die Abb. 628

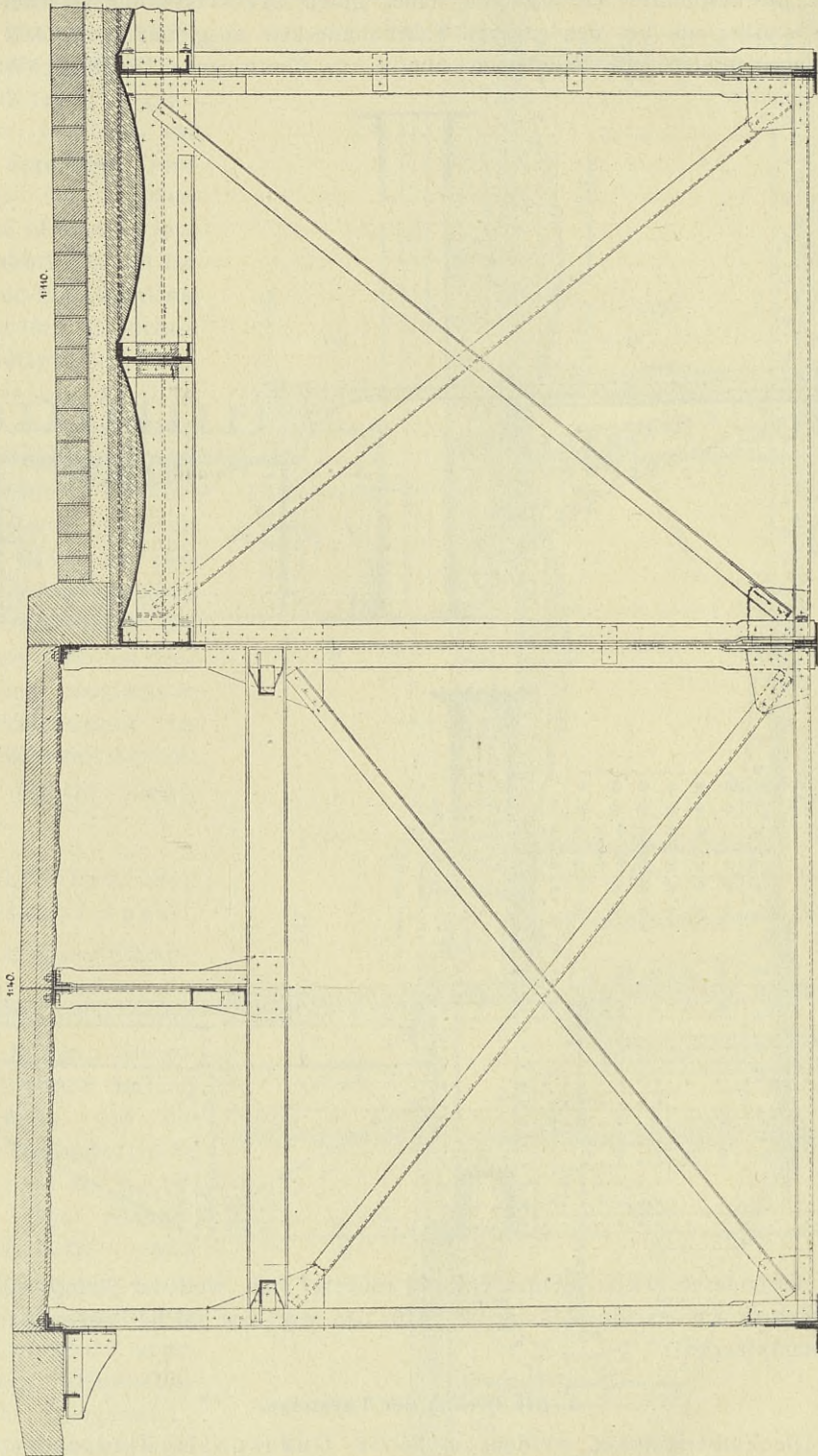


Abb. 647.

und 642. Die Bohlen erhalten eine Stärke von 5 cm, sie sollen nicht quer wie in Abb. 642, sondern längs gelegt werden, wie in Abb. 628, weil Schirme und Stöcke leicht in den Fugen der quergelegten Bohlen stecken bleiben und abbrechen.

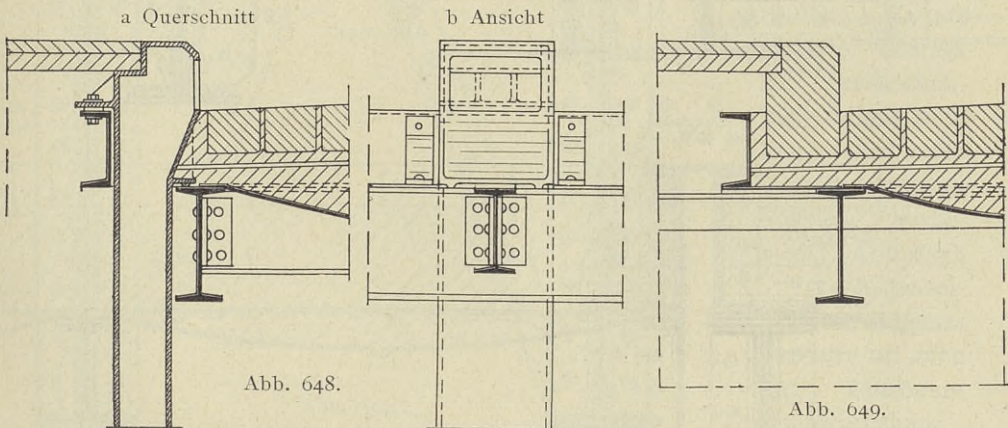
Gußasphaltplatten brauchen nur 2,5 cm stark zu sein. Sie erhalten als Unterlage eine schwache Kiesbetonschicht (siehe die Abb. 633 und 646).

In dem Falle, daß die Tafel der Fußsteige aus Betonplatten besteht, wird die Decke häufig nur aus einem fetten, 2 cm starken Zementestrich (Mischung 1 : 2 bis 1 : 3) im oberen Teil der Platten hergestellt, der zur Erhöhung der Haltbarkeit eine schwache Drahtnetzeinlage erhält (Abb. 638).

Bei den Berliner eisernen Straßenbrücken sind die Fußsteigdecken vielfach aus rd. 13 cm starken, 1,3 m freiliegenden Granitplatten gebildet worden. Der in der Abb. 647 veranschaulichte Querschnitt der Eberts-Brücke zeigt eine derartige Fußsteigdecke.

5. Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahndecke.

Die Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahn und der Fußsteige erfolgt in der Regel genau so, wie bei jeder Straße nach der Innenkante der Bordsteine, welche die Fahrbahnoberfläche um 10 bis 18 cm überragen und durch einen seitlichen Abschlußträger gegen Verschiebungen durch seitliche Stöße der Fahrzeuge gesichert sein müssen. Von hier fließt das Wasser ver-



möge des Längsgefälles den angrenzenden Straßen zu oder wird bei langen Brücken durch einzelne Abfallrohre nach unten abgeführt. In der Abb. 648 ist eine zweckmäßige Anordnung eines solchen Abfallrohres veranschaulicht. Das Abfallrohr hat genau dieselben Abmessungen an der Oberkante und Vorderseite wie der Bordstein (Abb. 649) erhalten und ist auf dem äußersten Längsträger und dem seitlichen Abschlußträger gelagert. Das die Fahrbahn zwischen diesen beiden Trägern stützende Flachblech greift beiderseits unter den Abflußkörper.

Die Abb. 650 stellt ein andersartig gestaltetes Abflußrohr dar, das zu dem in Abb. 645 wiedergegebenen Querschnitt gehört.

Die aus einem Bohlenbelag bestehende Fahrbahndecke wird in der Regel unter dem Fußsteig nach unten entwässert (siehe Abb. 628).

6. Unterbrechungen in der Fahrbahn.

An den Stellen, wo in den Hauptträgern Gelenke angeordnet sind, oder über einem Pfeiler zwischen zwei Überbauten, deren bewegliche Lager hier

Abb. 650.

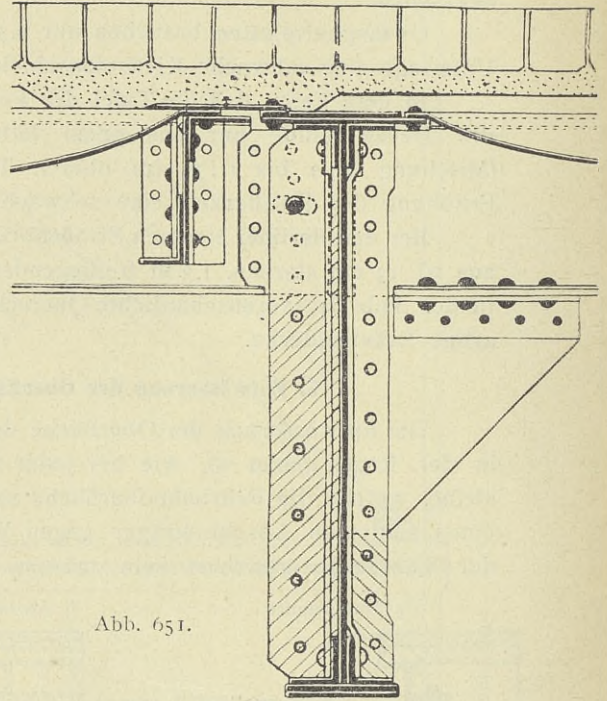
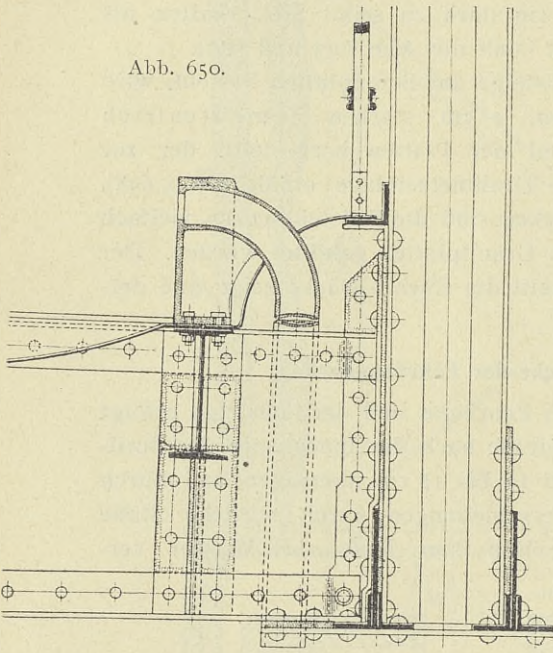


Abb. 651.

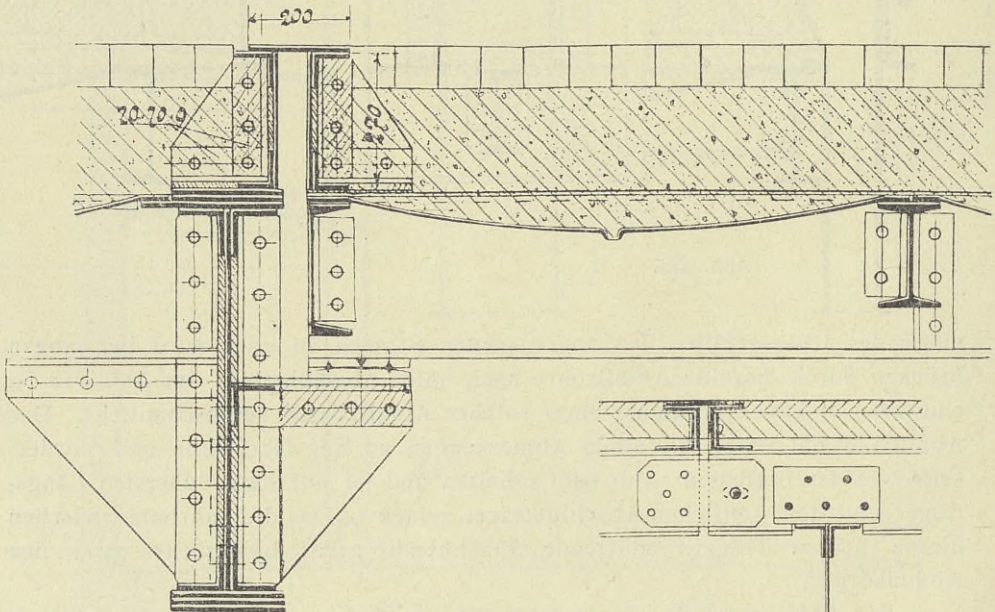


Abb. 652.

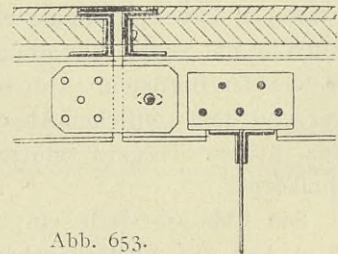


Abb. 653.

liegen, oder schließlich aus den auf Seite 242 besprochenen Gründen müssen Unterbrechungen im Fahrbahnträgergerippe hergestellt werden. Vergleiche

die entsprechenden Abhandlungen auf Seite 241 und 242. Bei sehr nachgiebigen Fahrbahndecken, z. B. bei Steinpflaster in Sandbettung ohne Kiesbeton, genügt es, diese Unterbrechungen nur auf die Fahrbahntafel auszudehnen. Die Fahrbahndecke kann ohne Unterbrechung durchgeführt werden (Abb. 651). Ein mit dem Hauptquerträger vernietetes Blech legt sich lose auf einen an den beweglich gelagerten Längsträgern angeschlossenen Nebenquerträger.

Bei starrer Unterstützung der Fahrbahndecke, z. B. bei Unterstützung von Holz- oder Steinpflaster durch Beton muß auch die Fahrbahndecke nebst ihrer Unterstützung unterbrochen werden. Dies geschieht dadurch, daß man auf der Fahrbahntafel zwei \square -förmige eiserne Abschlußträger anordnet, welche beiderseits der Unterbrechung die Fahrbahndecke begrenzen. Ein Schlepplblech, das

mit dem einen dieser Träger fest vernietet ist, legt sich lose auf den anderen. In der Abb. 652 ist eine solche Fahrbahnunterbrechung, die durch ein Gelenk in den beiden Hauptträgern bedingt ist, veranschaulicht. Ganz ähnlich wird die Unterbrechung im Fußsteig ausgebildet (Abb. 653).

Nach denselben Gesichtspunkten wird oft auch die Fahrbahnunterbrechung über einem Pfeiler

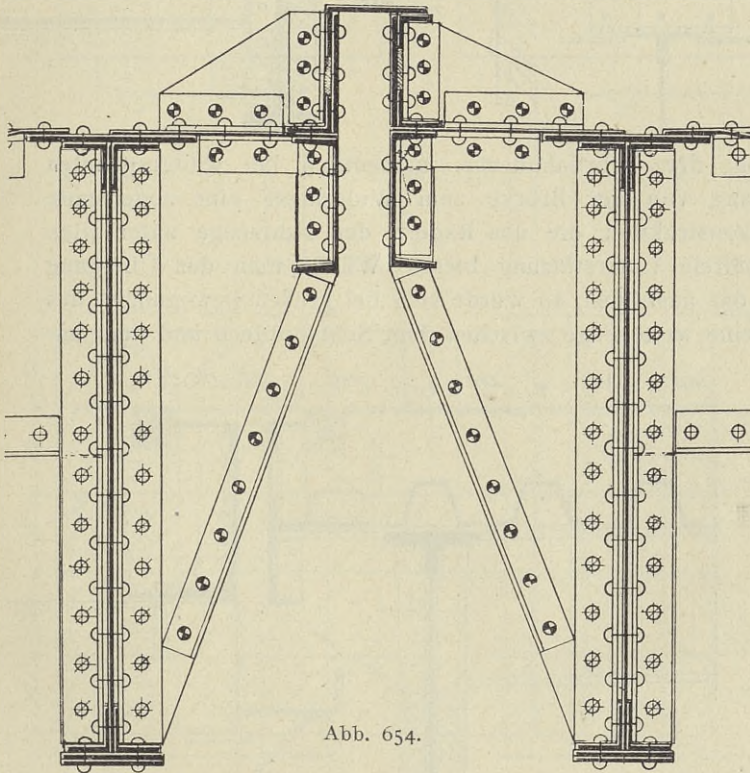


Abb. 654.

ausgeführt. Die die Fahrbahndecke beiderseits begrenzenden Abschlußträger werden in der Regel auf Konsolen, die an den Endquerträgern befestigt werden, gelagert (Abb. 654).

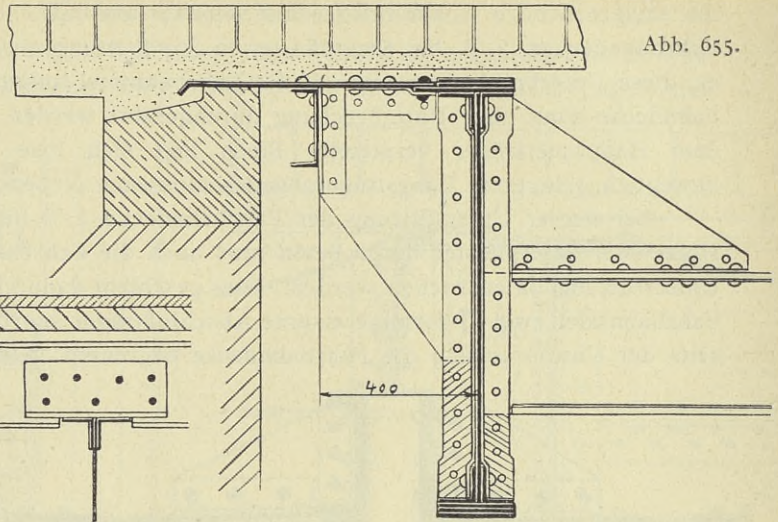
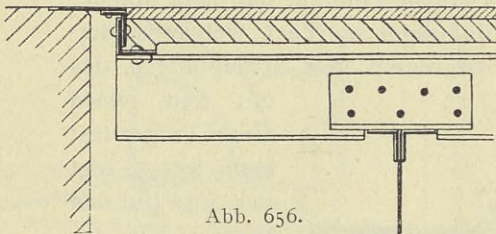
7. Endabschluß über den Widerlagern.

Am festen Lager genügt die Anordnung eines einfachen Schlepplbleches, das die Fahrbahntafel mit dem Widerlager verbindet (Abb. 655). Auch beim beweglichen Lager ist ein solches Schlepplblech in dem Falle am Platze, daß das Fahrbahnträgergerippe mit der Fahrbahntafel sich unter der Fahrbahn verschieben kann, z. B. bei Pflaster in Sandbettung ohne Betonunterlage.

Die Fußsteige werden meistens in der Weise abgeschlossen und mit

dem Widerlager in Verbindung gebracht, wie es in Abb. 656 veranschaulicht ist.

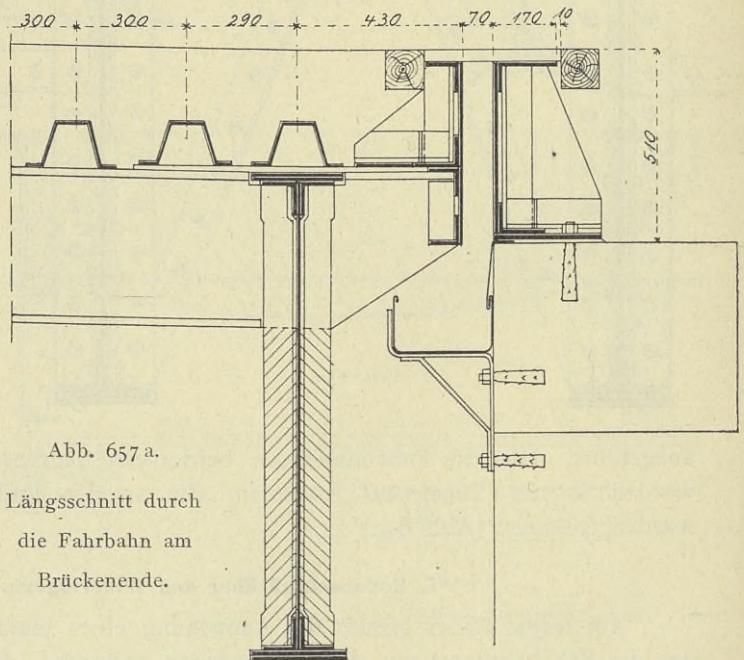
Am beweglichen Lager empfiehlt sich bei



starrer Unterstützung der Fahrbahndecke, namentlich bei weitgespannten Brücken, als Übergang von der Brücke zum Widerlager eine sogenannte Finger- oder Kammkonstruktion, die den Rädern der Fahrzeuge unter allen Umständen eine stoßfreie Unterstützung bietet. Würde man den Übergang ähnlich wie in Abb. 652 ausbilden, so würde sich bei großen Bewegungen des eisernen Überbaues eine weite Fuge zwischen dem Schleppblech und dem angrenzenden Pflaster bilden, und die Fahrzeuge würden hierdurch unangenehme Stöße erleiden. Die Abb. 657 a bis c veranschaulichen eine solche Fingerkonstruktion*).

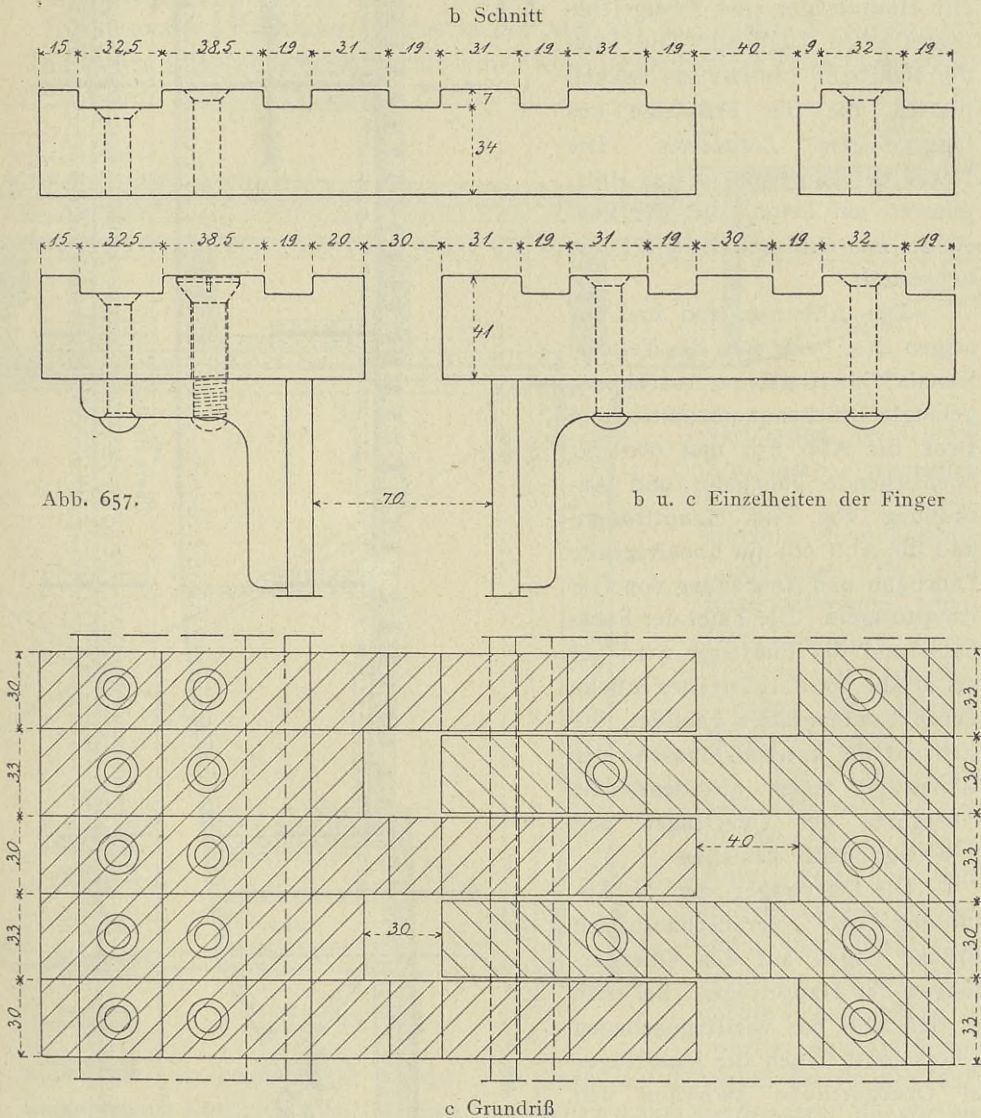
Die Fahrbahn der Brücke und der anschließenden Straße wird je durch einen Abschlußträger begrenzt. Auf jedem dieser Träger wird ein Rost von sogenannten Fingern fest vernietet.

Diese Roste greifen ineinander und zwar so, daß die langen Finger, die an der Längsbewegung des Überbaues teilnehmen, in jeder Lage von dem auf dem Widerlager liegenden



*) Bei der Straßenbrücke über die Memel in Tilsit von der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schl. ausgeführt.

Abschlußträger unterstützt und so gegen Abbrechen geschützt werden. Die Finger müssen natürlich erheblich schmaler als eine Radbreite sein, damit die



Räder überall Unterstützung finden, sie erhalten in der Regel eine Breite von 30 bis 33 mm.

Eine untergehängte Rinne fängt das durch die Finger dringende Wasser auf.

Mit Vorteil werden diese Fingerkonstruktionen auch statt der in Abb. 654 dargestellten Anordnung bei der Fahrbahnunterbrechung über einem Pfeiler verwendet.

In Ergänzung der bereits wiedergegebenen Querschnitte von Straßenbrücken sind in den Abb. 658 bis 661 noch einige andere Querschnitte solcher Brücken veranschaulicht. Die Abb. 658 stellt einen Schnitt

durch die Nordbrücke über die Stromelbe bei Magdeburg dar*). Die Hauptträger sind Zweigelenbogen ohne Zugband. Die Tafel der Fahrbahn besteht aus Buckelplatten, die der Fußsteige aus längsgelegten Zoreseisen. Die Decke der Fahrbahn ist aus Holzpflaster auf Beton, die der Fußsteige aus Gußasphalt auf Beton hergestellt.

Die Abb. 659, 660 und 661 zeigen drei beim Bau des Teltow-Kanals**) bei Berlin zur Ausführung gelangte Brückenquerschnitte, und zwar die Abb. 659 und 660 für hochliegende Fahrbahn und Anordnung von zwei Hauptträgern und die Abb. 661 für hochliegende Fahrbahn und Anordnung von vier Hauptträgern. Die Tafel der Fahrbahn und der Fußsteige wird bei der in Abb. 660 dargestellten Brücke durch Voutenplatten gebildet, die sich auf die unteren Flansche der Walzträger legen, aus denen die Obergurte der Querträger und Fußsteigkonsole bestehen.

Die Querträger der in Abbildung 659 veranschaulichten Brücke liegen auf den Obergurten der Hauptträger. Bei dem in der Abb. 661 wiedergegebenen Querschnitt liegen die Querträger in Obergurthöhe zwischen den Hauptträgern und die Längsträger auf den Querträgern.

8. Fußsteigkonsole.

Die Fußsteigkonsolen werden entweder vollwandig oder facherwerkartig ausgebildet. (Vergleiche

*) Ausgeführt von der Union-Dortmund.

**) Ausgeführt von Havestadt & Contag.

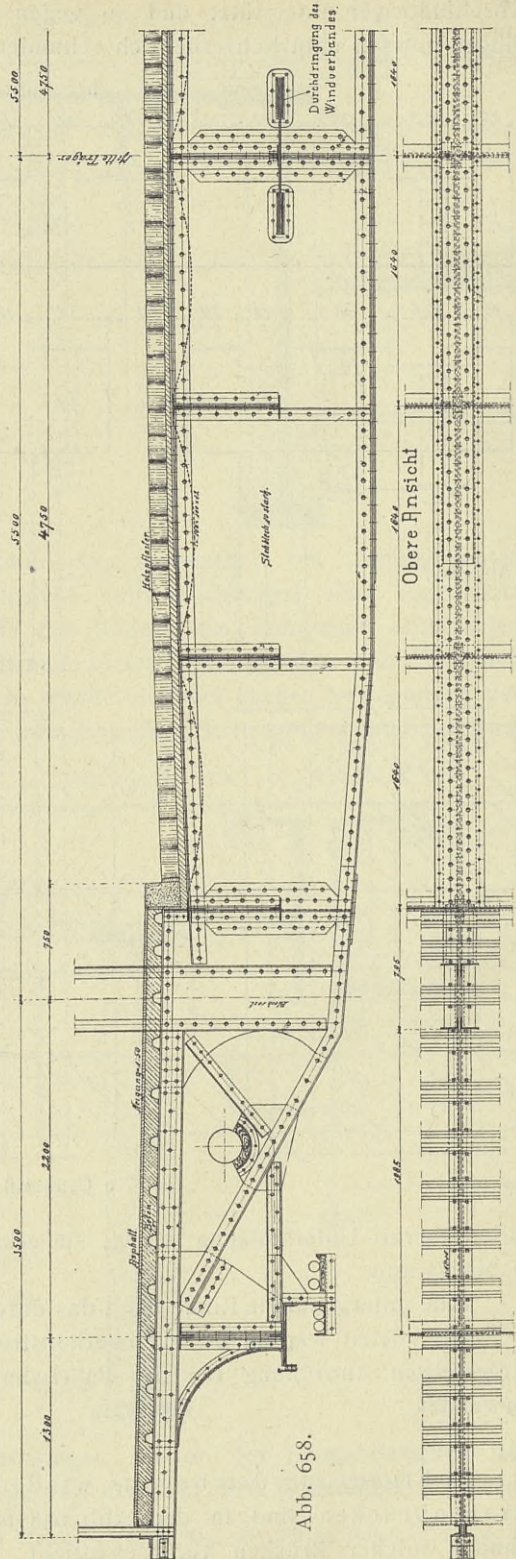


Abb. 658.

die Abb. 633, 637, 638 und 645.) Sie dienen häufig Wasser- und Gasrohren und Kabeln, die durch sie hindurchgeführt oder an sie angehängt werden, zur Unterstützung.

Besonders eigenartig ist das in der Abb. 658 dargestellte Fußwegkonsol. Die an den Hängestangen angeschlossene Konsol sind durch einen Längsträger

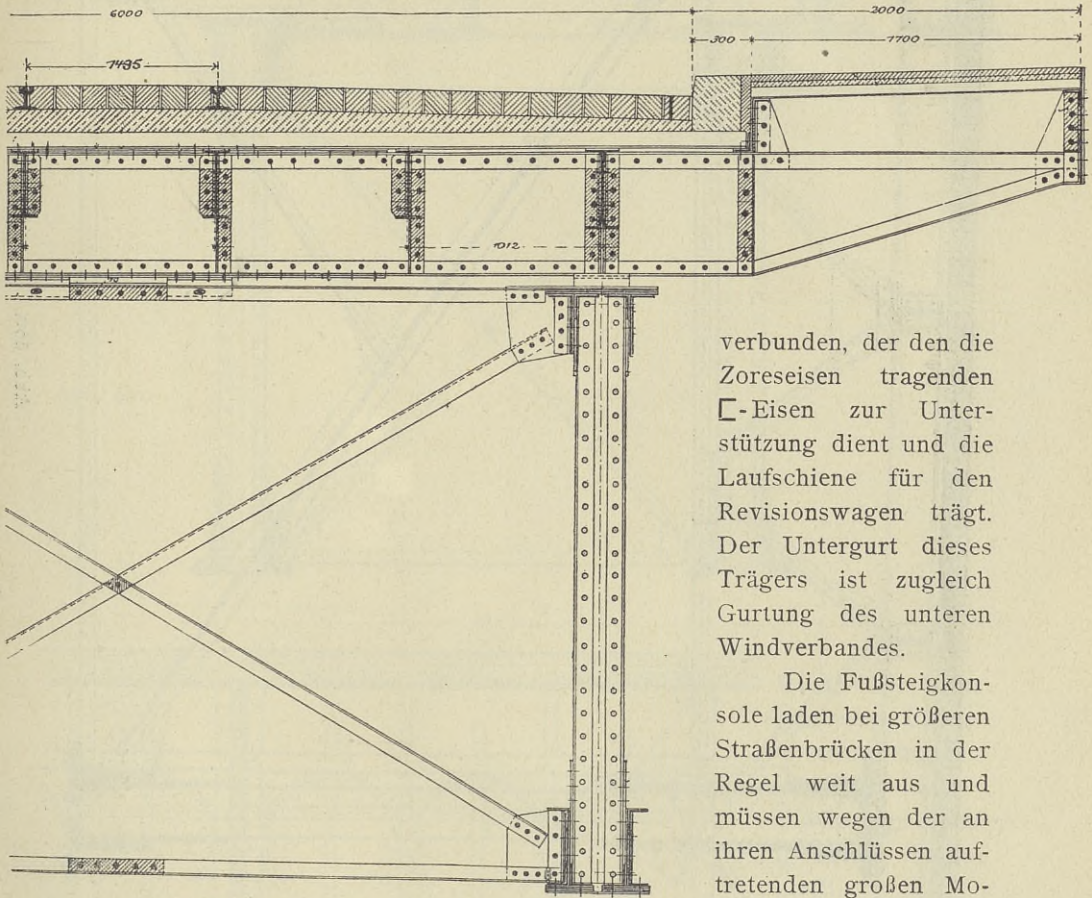


Abb. 659.

verbunden, der den die Zorseisen tragenden \square -Eisen zur Unterstützung dient und die Laufschiene für den Revisionswagen trägt. Der Untergurt dieses Trägers ist zugleich Gurtung des unteren Windverbandes.

Die Fußsteigkonsol laden bei größeren Straßenbrücken in der Regel weit aus und müssen wegen der an ihren Anschlüssen auftretenden großen Momente so angeschlossen werden, daß die Niete

nicht auf Zug beansprucht werden. So kann der Anschluß des in Abb. 645 dargestellten Konsol nicht als zweckmäßig bezeichnet werden, weil die oberen Anschlußniete gezogen werden. Bei den in den Abb. 638, 644 und 658 wiedergegebenen Querschnitten ist dagegen das Konsol und der Querträger an einem gemeinsamen, die Hängestange bzw. die Vertikale durchdringenden Blech derart angeschlossen, daß die Niete auf Abscheren beansprucht werden.

Zum mindesten ist das obere Konsolknotenblech in die Vertikale bzw. Hängestange hineinzuführen, wie dies bei den in den Abb. 633 und 640 veranschaulichten Querschnitten geschehen ist.

9. Geländer.

Die Geländer der Straßenbrücken können bei einem Menschengedrange erheblichen Seitenkräften ausgesetzt sein. Die Geländerstiele und die Längs-

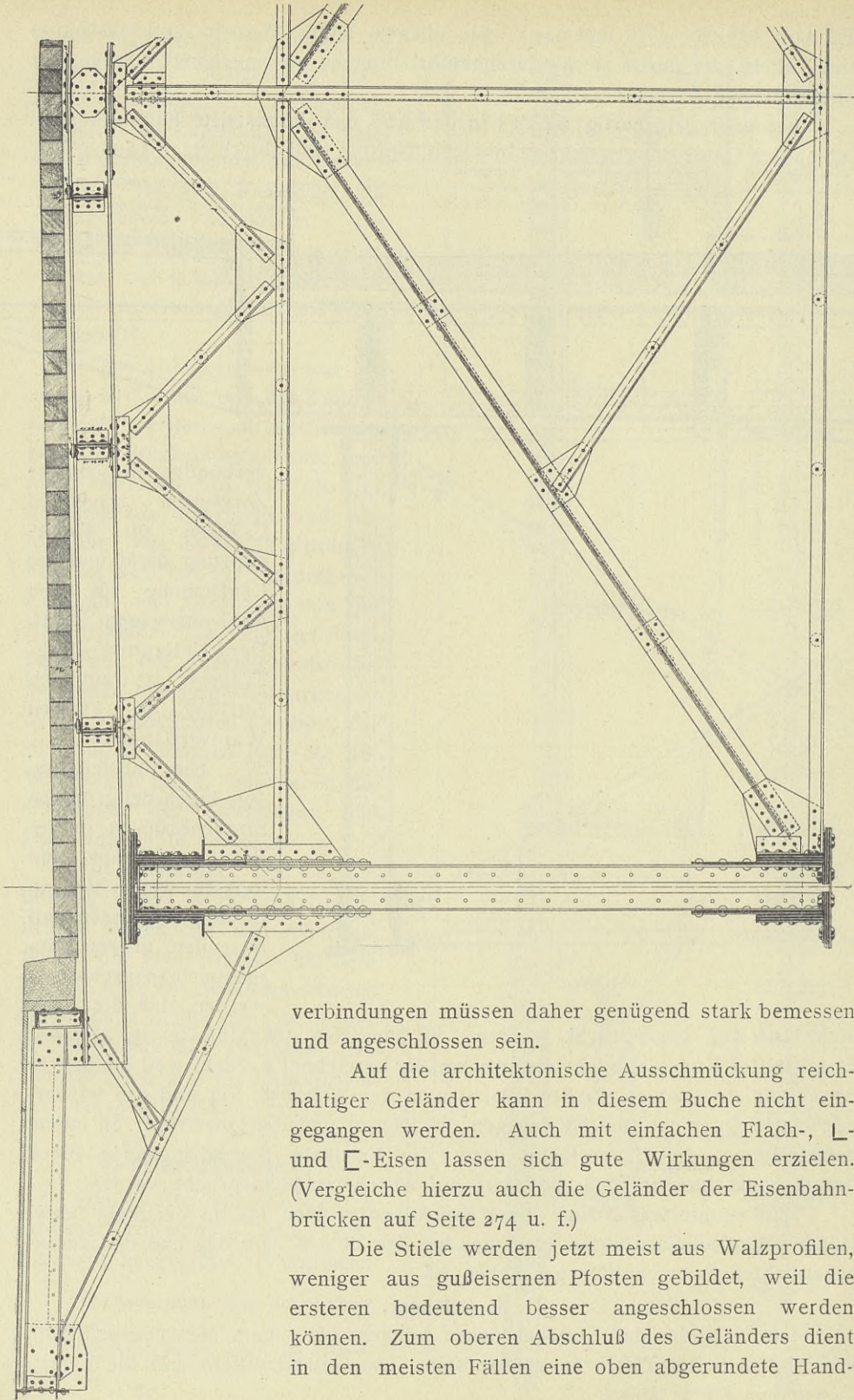


Abb. 660.

verbindungen müssen daher genügend stark bemessen und angeschlossen sein.

Auf die architektonische Ausschmückung reichhaltiger Geländer kann in diesem Buche nicht eingegangen werden. Auch mit einfachen Flach-, L- und \square -Eisen lassen sich gute Wirkungen erzielen. (Vergleiche hierzu auch die Geländer der Eisenbahnbrücken auf Seite 274 u. f.)

Die Stiele werden jetzt meist aus Walzprofilen, weniger aus gußeisernen Pfosten gebildet, weil die ersteren bedeutend besser angeschlossen werden können. Zum oberen Abschluß des Geländers dient in den meisten Fällen eine oben abgerundete Hand-

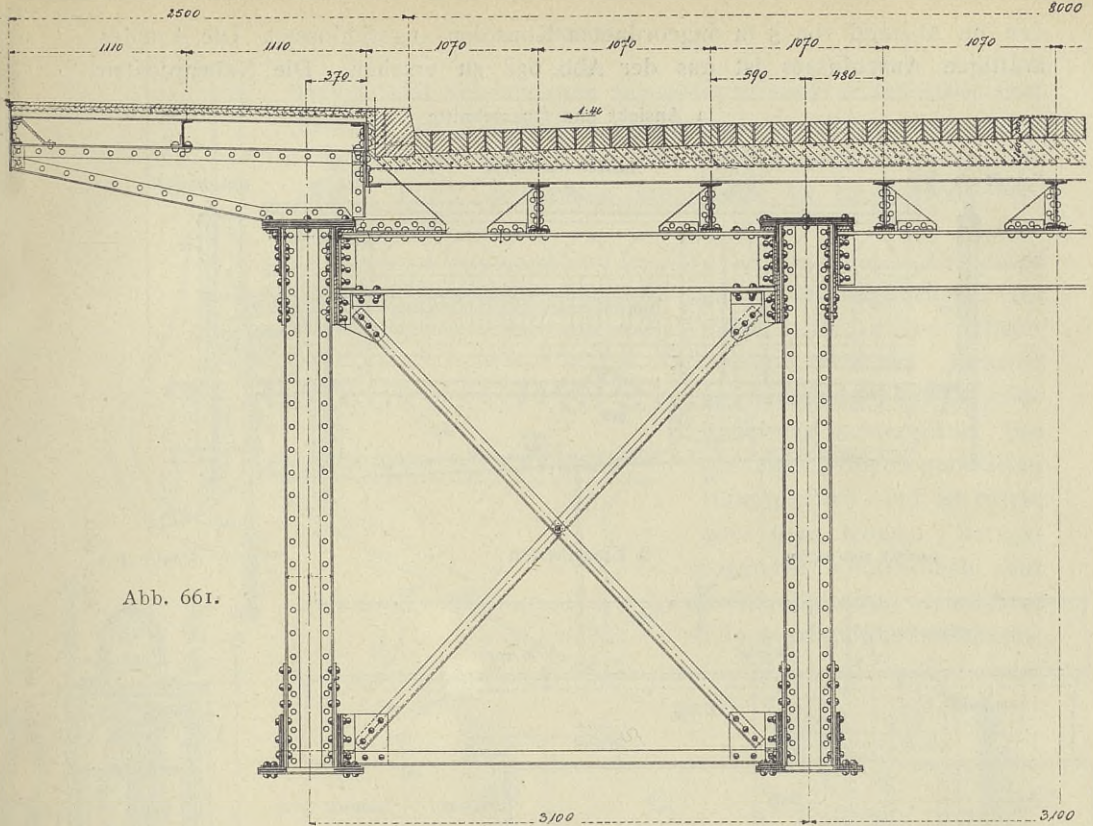


Abb. 661.

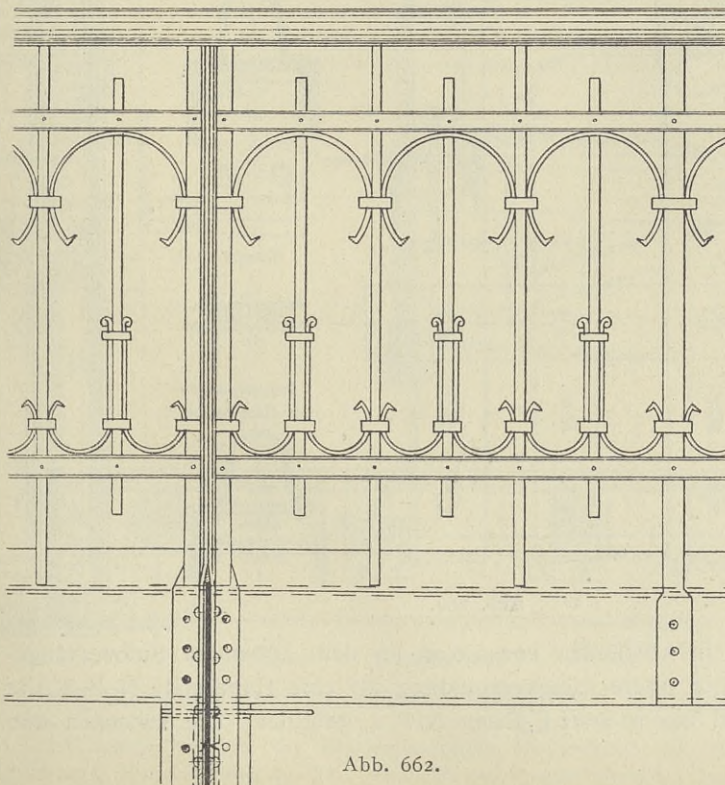


Abb. 662.

leiste Die tiefer liegenden Längsverbindungen werden aus Flach-, L- oder C-Eisen hergestellt.

In der Abbildung 662 ist die Ansicht des in der Abb. 638 im Querschnitt wiedergegebenen Geländers veranschaulicht.

Hauptpfosten, welche aus zwei L 75 · 75 · 10 mit aufgenieteten Flacheisen 40 · 20 bestehen, sind an

20*

Haupt- und Nebenfosten angeordneten senkrechten Stäbe sind Eisen 30 · 20. Die übrigen Verzierungen sind Flacheisen 30 · 10.

Ein gut aussehender und kräftiger Anschluß eines aus zwei \square -Eisen bestehenden Hauptstieles ist in Abb. 663 veranschaulicht.

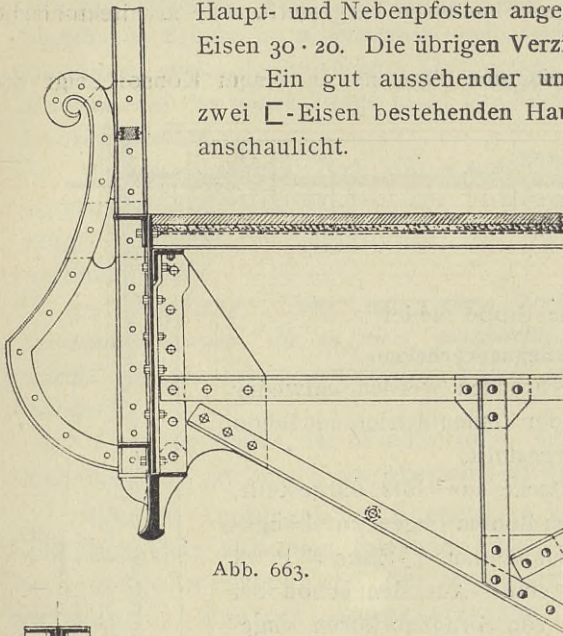


Abb. 663.

Das in der Abb. 664 a und b wiedergegebene Geländer der neuen Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg*) ist in jeder Beziehung mustergültig. Die aus zwei \square -Eisen gebildeten Hauptpfosten sind an einem aus dem Konsol hervorragenden Knotenblech sehr kräftig befestigt. Die obere Längsverbinding besteht aus

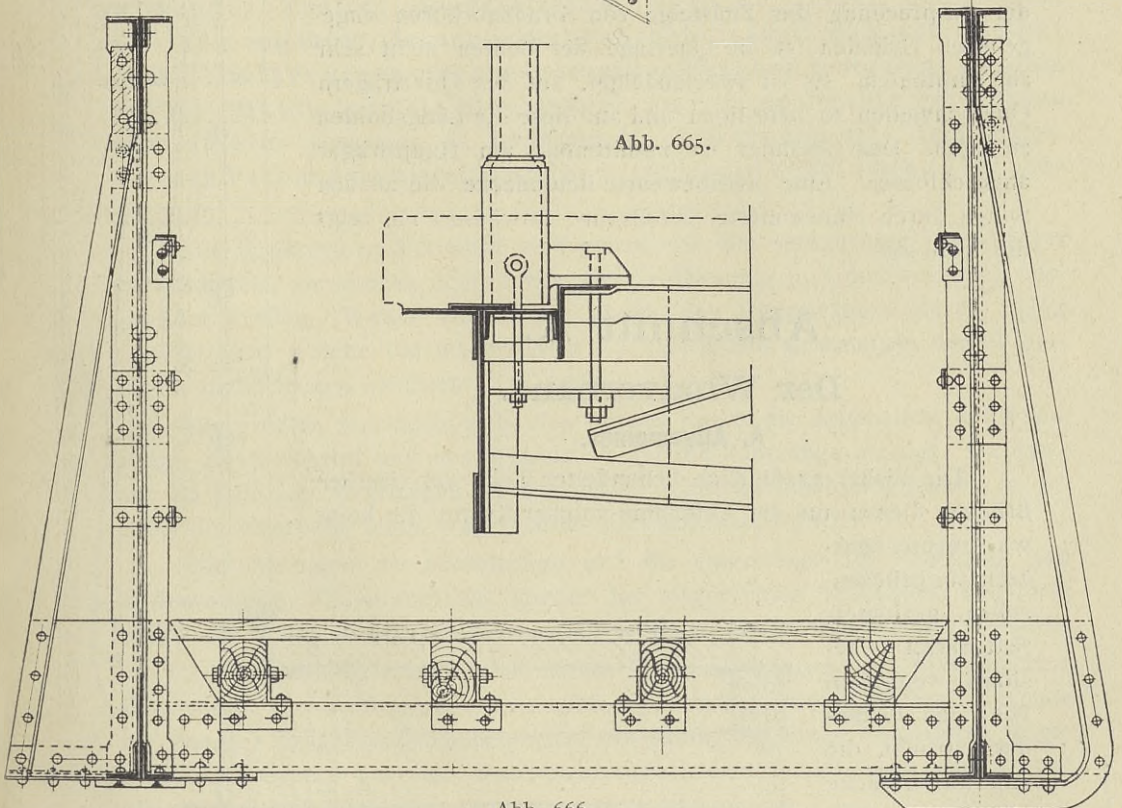


Abb. 665.

Abb. 666.

einem \square -Eisen und einer aufgenieteten Handleiste. Alle anderen Verbindungen

*) Ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg und veröffentlicht in einem erweiterten Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

und Verzierungen sind aus L- und Flacheisen hergestellt. Die architektonische Wirkung ist überraschend gut.

Die Befestigung eines gußeisernen Pfostens an einem Konsol zeigt die Abb. 665. Die eine der beiden Schrauben faßt mit einer Öse über einen durch den unteren Teil des Pfostens gesteckten Bolzen, und die andere hält eine angegossene Rippe nieder.

10. Die Decken der Fußgängerbrücken.

Die Decken der Fußgängerbrücken werden entweder aus Holz oder aus Gußasphalt oder Zementstrich auf Beton mit oder ohne Eiseneinlagen hergestellt.

In der Abb. 666 ist eine Decke aus Holz dargestellt. Die quer gelegten, 5 cm starken Bohlen liegen auf Längsschwellen, die mittels L-Eisen auf den aus □-Eisen N. P. 18 gebildeten Querträgern befestigt sind. Aus den schon bei der Besprechung der Fußsteige von Straßenbrücken angegebenen Gründen ist die Querlage der Bohlen nicht sehr zu empfehlen. Es ist zweckmäßiger, auf den Querträgern Querschwellen zu befestigen und auf diese die Längsbohlen zu legen. Das Gelände ist unmittelbar am Hauptträger angeschlossen. Eine eisenbewehrte Betondecke, die an den Seiten durch einbetonierte Abfallrohre entwässert ist, zeigt die Abb. 667.

Abschnitt X.

Der Windverband.

A. Allgemeines.

Die bisher ausführlich behandelten Teile der eisernen Brücken dienen nur der Aufnahme solcher Kräfte, die keine wagerechte, senkrecht zur Brückenachse gerichtete Seitenkraft besitzen, wenn man von den Geländern absieht, die auch durch solche Kräfte beansprucht werden.

Auch wenn keine äußeren wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte, wie der Winddruck, die Fliehkraft und die Seitenstöße der Fahrzeuge



Abb. 667.

auftreten würden, wäre eine nur aus den Hauptträgern und Fahrbahnträgern bestehende Brücke im allgemeinen nicht imstande, ihre Verkehrsbelastung aufzunehmen, weil die gedrückten Gurtungen, die ohne übermäßigen Materialaufwand auf die ganze Länge nicht knicksicher gemacht werden können, ausknicken würden.

Dieser Umstand und die wagerechten, quer zur Brückenlängsachse wirkenden Kräfte des Windes, der Fliehkraft und der Seitenstöße der Fahrzeuge erfordern die Anordnung von wagerechten Verbänden und Querverbindungen.

Anmerkung: Unter wagerechten Verbänden sollen nicht allein Verbände verstanden werden, die in einer wagerechten Ebene liegen, sondern überhaupt solche, die von einem senkrechten Schnitt in einer wagerechten Linie getroffen werden.

Über die Größe des Winddruckes, der Seitenstöße der Fahrzeuge und der Fliehkraft ist bereits im Abschnitt VI unter A. 3 das Nötige gesagt worden.

Für die Anordnung der wagerechten Verbände und der Querverbindungen läßt sich ganz allgemein folgende Regel aufstellen: Jeder Knotenpunkt eines Fachwerkträgers, der wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräften ausgesetzt ist oder der einer gedrückten Gurtung angehört, ferner jeder Fahrbahnträger muß unmittelbar oder mittelbar gegen einen wagerechten Verband festgelegt werden. Ist der Hauptträger ein Blechträger, so müssen Punkte der oberen und unteren Gurtung in bestimmten Abständen mit dem wagerechten Verband unmittelbar oder mittelbar in Verbindung gebracht werden.

Die wagerechten Verbände sind genau wie die senkrechten Hauptträger zu behandeln, sie können ebenso wie diese vollwandig und fachwerkartig ausgebildet werden. Weiter müssen sie gleich den Hauptträgern durch Lager gestützt sein, welche die wagerechten Auflagerkräfte einwandfrei den Widerlagern und Pfeilern zuführen.

Die größten wagerechten Kräfte werden durch die Seitenstöße der Fahrzeuge, die Fliehkraft und den Winddruck auf die Fahrzeuge erzeugt. Da diese auf die Fahrbahn übertragen werden, ist es angezeigt, nach Möglichkeit in der Höhe der Fahrbahn einen wagerechten Verband anzuordnen.

Die Gurtungen der Hauptträger und die Querträger der Fahrbahn sind in den meisten Fällen zugleich Glieder des wagerechten Verbandes, und zwar bilden die ersten die Gurtungen und die letzteren die Pfosten dieses Verbandes.

Zusammenhängende Fahrbahntafeln aus Buckelplatten und Flachblechen, auch solche aus Betonkappen nach Abb. 638 wirken wie wagerecht liegende vollwandige Träger und machen meist die Einfügung eines besonderen wagerechten Verbandes unnötig. Fahrbahntafeln aus Zoreseisen sind nicht als zusammenhängend anzusehen.

Ausschlaggebend für die Anordnung der wagerechten Verbände und der Querverbindungen ist neben der Hauptträgerausbildung namentlich die Lage der Fahrbahn.

Am klarsten wird dem Leser die allgemeine Beurteilung der Frage über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Einschaltung von Windverbänden wohl bei Besprechung einzelner Beispiele werden.

B. Beispiele für die allgemeine Anordnung der Windverbände und Querversteifungen.

1. Einfache Balkenbrücken.

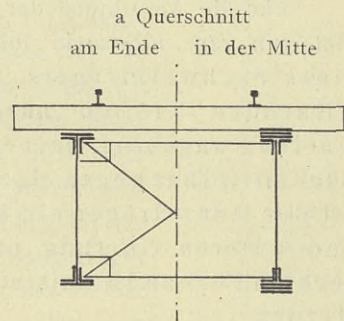
Vollwandige Träger.

Die Schwellen liegen auf den Hauptträgern.

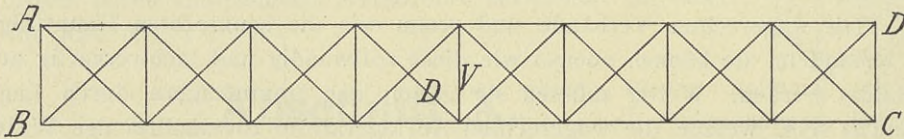
Hier sind zwei Anordnungen möglich.

1. Sowohl in der Ebene des Obergurtes, als auch des Untergurtes wird je ein wagerechter Verband hergestellt, und zwar unter Benutzung der Gurtungen der Hauptträger als Gurtungen der Windverbände. Pfosten V und Diagonalen D (Abb. 668b) bilden die Füllungsglieder dieser Träger. Der untere Windverband stützt sich unmittelbar gegen die Hauptträgerlager, die so gestaltet sein müssen, daß sie die Windkräfte aufnehmen können, aber auch die Lagerung des Windverbandes nicht vielfach statisch unbestimmt machen. Hiervon ist später die Rede.

Um die Kräfte des oberen Windverbandes zu den Lagern zu führen, müssen zwei die



b Grundriß



— Abb. 668.

Hauptträger verbindende Querversteifungen über den Lagern eingefügt werden. Diese werden oft vollwandig ausgebildet, meistens aber aus einem oberen und unteren Querriegel, zwei Diagonalen und zwei Pfosten hergestellt. Die Pfosten sind zugleich die Aussteifungen der Blechwände über den Auflagern (Abb. 668 a).

2. Nur in der Ebene des Obergurtes wird ein Windverband vorgesehen. Die Punkte des Untergurtes werden gegen diesen Verband durch in Abständen von 1,5 bis 2,5 m angeordnete Querversteifungen festgelegt. Die letzteren erfordern nur geringe Abmessungen, da sie einzeln lediglich den auf die untere Trägerhälfte und ein Feld entfallenden Wind aufzunehmen haben. Die Endversteifungen müssen ebenso wie im ersten Falle für die Übertragung der Auflagerkräfte des oberen Verbandes aufkommen.

Nur einen Windverband in der Ebene des Untergurtes herzustellen und den Obergurt durch senkrechte Versteifungen an diesem anzuschließen, ist nicht zu empfehlen, weil in diesem Falle die senkrechten Zusatzbelastungen für die

Hauptträger größer ausfallen und die Querverbindungen bedeutend stärker gehalten werden müssen, als bei der Lage des wagerechten Verbandes in der Ebene des Obergurtes.

Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern.

Die Höhe der Fahrzeuge verbietet bei den Höhen, bis zu denen vollwandige Hauptträger ausgeführt werden, die Herstellung eines oberen wagerechten Verbandes.

Für den Fall, daß eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden ist (Abb. 669 und 670), erübrigt sich die Anordnung eines besonderen wagerechten

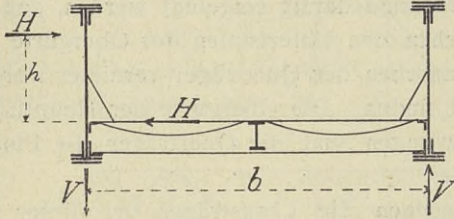


Abb. 669.

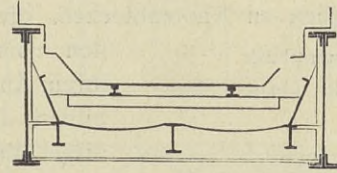


Abb. 670.

Verbandes. Bei der Ausbildung nach Abb. 669 kann die Fahrbahntafel als Blechwand und die beiderseitigen Hauptträger als die Gurtungen eines vollwandigen Trägers angesehen werden. Sind seitliche, die Bettung gegen die Hauptträger abschließende Bleche vorgesehen (Abb. 670), so bilden die äußeren Längsträger die Gurtungen. Die oberen Gurtungen der Hauptträger sind durch die Eckaussteifungen gegen die Querträger festgelegt, welche die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte der oberen Gurtungen als wagerechte Kräfte der Fahrbahntafel und als senkrechte Kräfte den Hauptträgern zuführen (vergleiche Abb. 669). Die Größe der senkrechten Kräfte ergibt sich aus der Beziehung $H \cdot h = V \cdot b$.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden (Abb. 131 auf Seite 60), so muß in der Ebene des Untergurtes ein Windverband angeordnet werden. Der Obergurt wird wieder durch Eckaussteifungen gesichert.

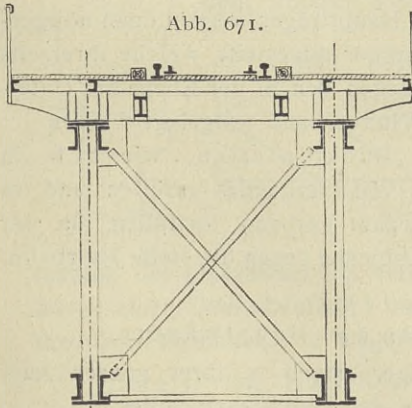


Abb. 671.

Fachwerkträger.

Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Eine zusammenhängende Fahrbahntafel ist nicht vorhanden (Abbildung 671).

Hier gelten in Bezug auf die Anordnung der Windverbände und Querversteifungen dieselben Regeln wie bei den vollwandigen Hauptträgern mit unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen. Nur können hier besondere Pfosten (V in

Abb. 668b) in dem Falle erspart werden, daß die Querträger entsprechend an dem Verband angeschlossen sind. Dieser Fall liegt bei beweglicher Auflagerung (nach Abb. 567 auf Seite 243) der Querträger nicht vor.

Ist eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden (Abb. 672), so kann diese die Aufgabe eines oberen Windverbandes auch in dem Falle übernehmen, daß die Querträger in der Längsrichtung der Hauptträger beweglich gelagert sind. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß die Obergurte der Hauptträger in beiden Richtungen senkrecht zur Brückenachse gegen die Querträger festgelegt und so an dem wagerechten Verband angeschlossen werden.

Halbversenkte Fahrbahn ohne zusammenhängende Tafel.

Liegen die Querträger mit ihren oberen Flanschen unmittelbar unter den Obergurten der Hauptträger und die Längsträger auf den Querträgern (Abb. 673), so kann ein oberer Windverband derart eingefügt werden, daß die Streben an Knotenblechen, die zwischen den Unterkanten der Obergurte und den oberen Flanschen der Querträger vernietet werden, ihren Anschluß finden. Die Obergurte der Hauptträger bilden die Gurtungen und die Querträger die Pfosten dieses Verbandes.

Liegen dagegen die Längsträger bei dieser Anordnung der Querträger zwischen diesen (Abb. 674),

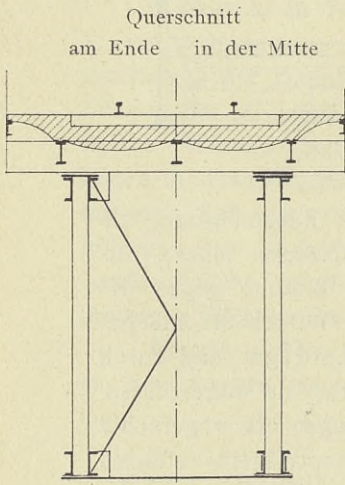


Abb. 672.

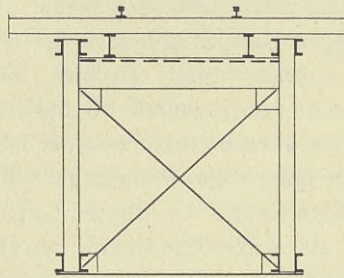


Abb. 673.

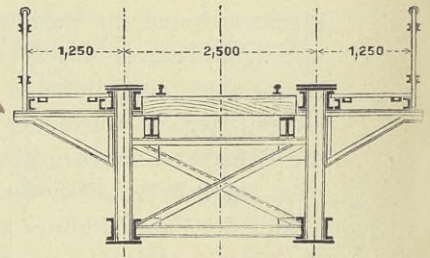


Abb. 674.

oder liegen die Querträger tiefer als bei der in Abb. 673 dargestellten Fahrbahnausbildung, so verbietet sich aus dieser Lage die Anordnung eines oberen wagerechten Verbandes, wenigstens wenn man keine besonderen Windverbandgurtungen herstellen will. Die Obergurte der Hauptträger werden dann nötigenfalls durch Eckaussteifungen gegen die Querträger abgesteift, welche ihrerseits durch Querversteifungen im Dreieckverband gegen den in der Ebene der Untergurtungen der Hauptträger anzuordnenden Windverband festgelegt werden

Besteht die Fahrbahntafel aus Buckelplatten, wie z. B. in Abb. 583, so kann diese die Aufgabe eines Windverbandes erfüllen und es könnte der dort vorgesehene untere wagerechte Verband fortfallen, da der Untergurt ebenso wie der Obergurt durch Eckbleche gegen die steife Fahrbahntafel festgelegt ist.

Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern.

1. Fall. Die Obergurte der Hauptträger liegen in ihrer ganzen Ausdehnung tiefer als die obere Begrenzungslinie des Durchfahrtsprofils.

Hier ist nur in der Ebene der Untergurtungen die Anordnung eines Windverbandes möglich. Die Obergurte müssen durch eine kräftige Ausbildung der Vertikalen und durch die Eckbleche E , die mit den Vertikalen und den Quer-

trägern fest vernietet werden, gesichert werden. Die Querträger bilden mit den Vertikalen und den Eckaussteifen oben offene, steife Halbrahmen (sich Abb. 2 auf Seite 1).

2. Fall. Die Obergurte liegen in der Mitte so hoch, daß ein sich über einige Felder erstreckender oberer Windverband vorgesehen werden kann.

Bei dem in den Abb. 675a bis e*) dargestellten Überbau gestattet die Höhe der Träger die Anordnung eines oberen Windverbandes zwischen den

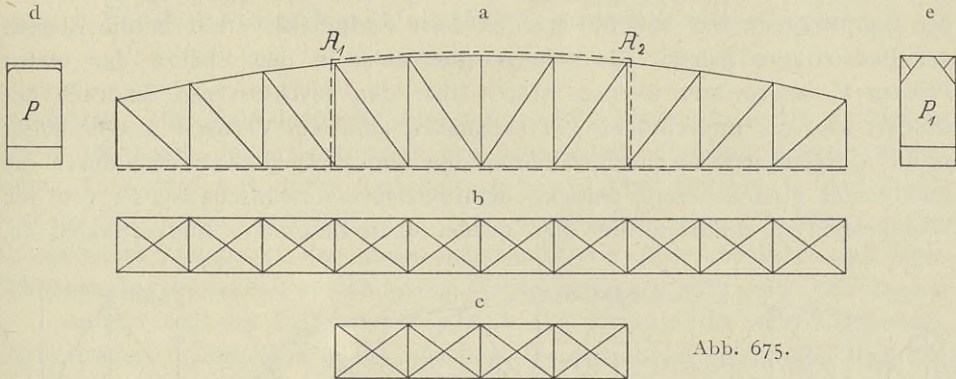


Abb. 675.

Punkten A_1 und A_2 . An diesen Stellen werden Querverbindungen in Gestalt von steifen Portalrahmen P hergestellt, durch die die Kräfte des oberen Windverbandes an den unteren wagerechten Verband abgegeben werden.

An den Vertikalen zwischen den Punkten A_1 und A_2 sind keine Querverbindungen nötig. Sie werden allerdings häufig zur Erhöhung der Quersteifigkeit der Brücke in Gestalt von schwachen Portalen P_1 (Abb. 675e) hergestellt.

Steht die Höhe für einen geschlossenen steifen Rahmen nicht zur Verfügung, so kann ein oberer Windverband nicht in Wirkung treten. Die Windkräfte werden vielmehr durch jede der Vertikalen nach dem unteren Verband geleitet. Es empfiehlt sich aber auch in diesem Falle, soweit es die Hauptträgerhöhe gestattet, Querriegel R (Abb. 676)

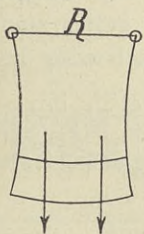


Abb. 676.



Abb. 677.

vorzusehen, welche die äußerst wichtige Aufgabe erfüllen, die Ausbiegungen der Obergurte bei Belastung der Querträger zu vermindern. Die Querriegel werden zweckmäßig durch einen Dreieckverband nach Abb. 677 mit einander verbunden, durch den ihre freie Knicklänge in wagerechter Richtung eingeschränkt wird.

3. Fall. Die Trägerhöhe gestattet die Anordnung eines vollständigen oberen und unteren Windverbandes.

*) Die Windverbände und Querverbindungen werden in den Hauptträgeransichten durch gestrichelte Linien dargestellt.

Der obere Windverband findet seine Lagerung an zwei Endportalen, welche die Kräfte an die Auflager abgeben (Abb. 678). Bei der Ausbildung

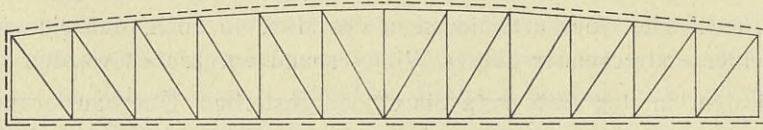


Abb. 678.

der Hauptträger nach Abb. 679 werden diese Endportale meist in die Ebenen der Endschrägen gelegt. Sie können aber auch in den Ebenen der ersten Pfosten V_1 angeordnet werden, stören aber den geschlossenen Eindruck der Brücke, weil die Endschrägen gewissermaßen aus dem Verband ausgeschaltet sind. Bei großen Brücken entstehen in den Endschrägen (Abb. 679) durch die senkrechten Lasten bereits derartige Kräfte, daß es erwünscht ist, sie von den Windkräften zu entlasten, und man ordnet dann besondere Endvertikalen an,

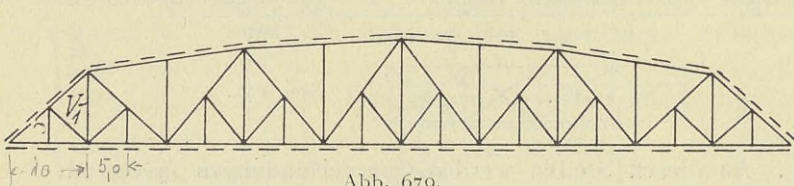


Abb. 679.

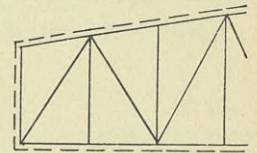


Abb. 680.

die durch die senkrechten Lasten keine Beanspruchungen erfahren und in deren Ebene das Endportal gelegt wird (Abb. 680). Die Endportale werden nach Möglichkeit als geschlossene steife Rahmen, von deren Einzelausbildung später die Rede ist, ausgeführt.

2. Träger auf mehreren Stützen ohne Gelenke.

Man muß bei diesen Trägern danach streben, die Stützweite der Windverbände auf die der Hauptträger zu beschränken, d. h. alle Lager eines Hauptträgers zur Aufnahme der Windkräfte heranzuziehen. Im übrigen gelten sinngemäß alle beim einfachen Balken gegebenen Regeln. Liegt beispielsweise bei dem in Abb. 681 dar-

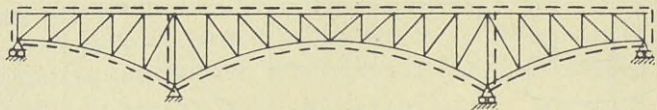


Abb. 681.

gestellten Überbau die Fahrbahn über den Hauptträgern, so wird man einen oberen und unteren Windverband

anordnen und den ersten über den vier Auflagern durch Querverbindungen gegen die Lager festlegen. Liegt ein Überbau von der umgekehrten Trägerform vor, so wird sich auch das Bild für die Windverbände umkehren, falls die Höhe der Träger durchweg die Anordnung eines oberen Windverbandes gestattet. Die vier Querverbindungen werden in diesem Falle durch steife Portale hergestellt.

3. Gerberträger.

Die Anordnung der Windverbände bietet auch bei dieser Trägerart keine Schwierigkeiten. Man hat nur darauf zu achten, daß die beabsichtigte Wirkung

der in die Hauptträger eingeschalteten Gelenke nicht aufgehoben wird. Wollte man z. B. bei dem in der Abb. 682 wiedergegebenen Überbau, dessen Hauptträger in ihren oberen Gurtungen je zwei Gelenke erhalten haben, einen durchgehenden unteren Windverband vorsehen, so würde man die Gelenkwirkung

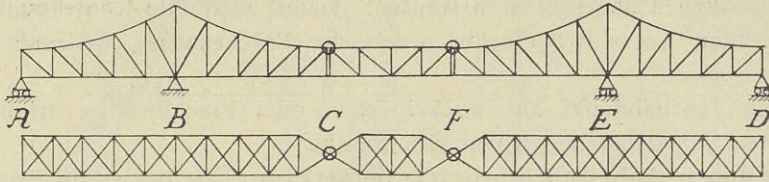


Abb. 682.

vernichten. Man muß vielmehr den unteren Windverband derart ausbilden, daß er unterhalb der Gelenkpunkte den Bewegungen des Hauptträgers folgen kann. Dies wird z. B. durch Einschaltung beweglicher Gelenke in den Windverband bei C und F erreicht, und zwar derart, daß man den Verband des eingehängten Trägers an den Enden schnabelförmig zusammenführt und diese Schnäbel längsbeweglich an den beiden Windkragträgern ABC und DEF lagert.

Anders liegt der Fall bei der in Abb. 683 dargestellten Anordnung eines Gerberträgers. Hier kann in der von den Obergurten der Kragträger und den

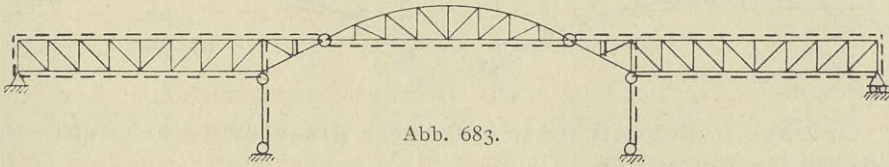


Abb. 683.

Untergurten des eingehängten Trägers gebildeten Ebene ein durchgehender Windverband vorgesehen werden, sofern nur dafür gesorgt wird, daß die Mittelpunkte der Gelenke genau in dieser Ebene liegen. Die unteren Windverbände und die Querverbindungen sind durch gestrichelte Linien angedeutet.

4. Bogenträger.

Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, so muß die Fahrbahn einen besonderen wagerechten Verband erhalten, dessen Gurtungen von den sogenannten Streckgurten G (vergleiche die Abhandlung auf Seite 245 u. f.)

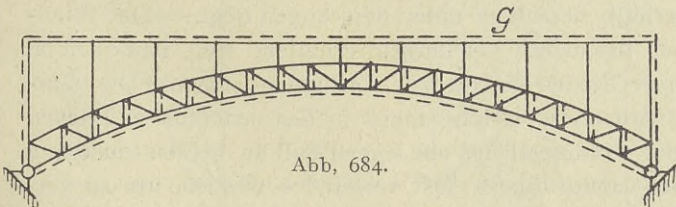


Abb. 684.

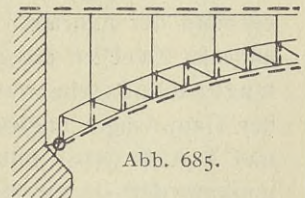
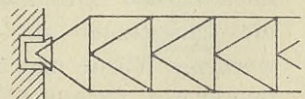


Abb. 685.

Grundriß



gebildet werden und dessen Pfosten die Querträger bei geeigneter Lagerung sein können (Abb. 684). In der Regel werden die Kräfte des Fahrbahnwindverbandes in den Ebenen der Endpfosten durch Querversteifungen

im Dreieckverband zu den Bogenlagern geführt, es können aber auch besondere Windlager in der Verlängerung des Fahrbahnwindverbandes auf den Widerlagern geschaffen werden (Abb. 685). Die Bogen erhalten im Ober- oder Untergurt einen Windverband, an dem die Knotenpunkte der anderen Gurtung durch Querversteifungen angeschlossen werden. Damit sind alle Knotenpunkte und die Fahrbahn gegen wagerechte, quer zur Brückenachse wirkende Kräfte gesichert.

Eine Fahrbahntafel aus Buckelplatten oder Flachblechen macht einen besonderen Fahrbahnwindverband überflüssig.

Bei dem in Abb. 577 auf Seite 251 dargestellten Überbau ist die Anordnung eines Windverbandes für die Bogen dadurch erspart worden, daß die letzteren durch Steifrahmen an die zusammenhängende Fahrbahntafel angeschlossen sind.

Beim Bogenzwickelträger mit zwei Gelenken (Abb. 393 auf Seite 155) werden die wagerechten, quer zur Brücke gerichteten Kräfte ganz ähnlich wie beim einfachen Balken mit oberliegender Fahrbahn aufgenommen.

Der versteifte Stabbogen wird den allgemeinen Regeln entsprechend, z. B. mit den in der Abb. 686 gestrichelt angedeuteten wagerechten Verbänden und Querverbindungen versehen.

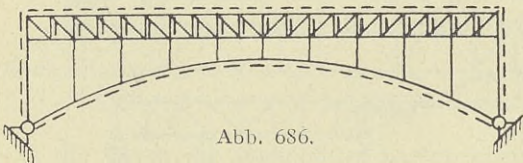


Abb. 686.

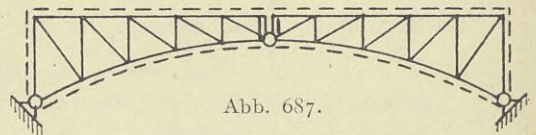


Abb. 687.

Gelenke in Bogenträgern erfordern dieselbe Berücksichtigung wie beim Gerberträger.

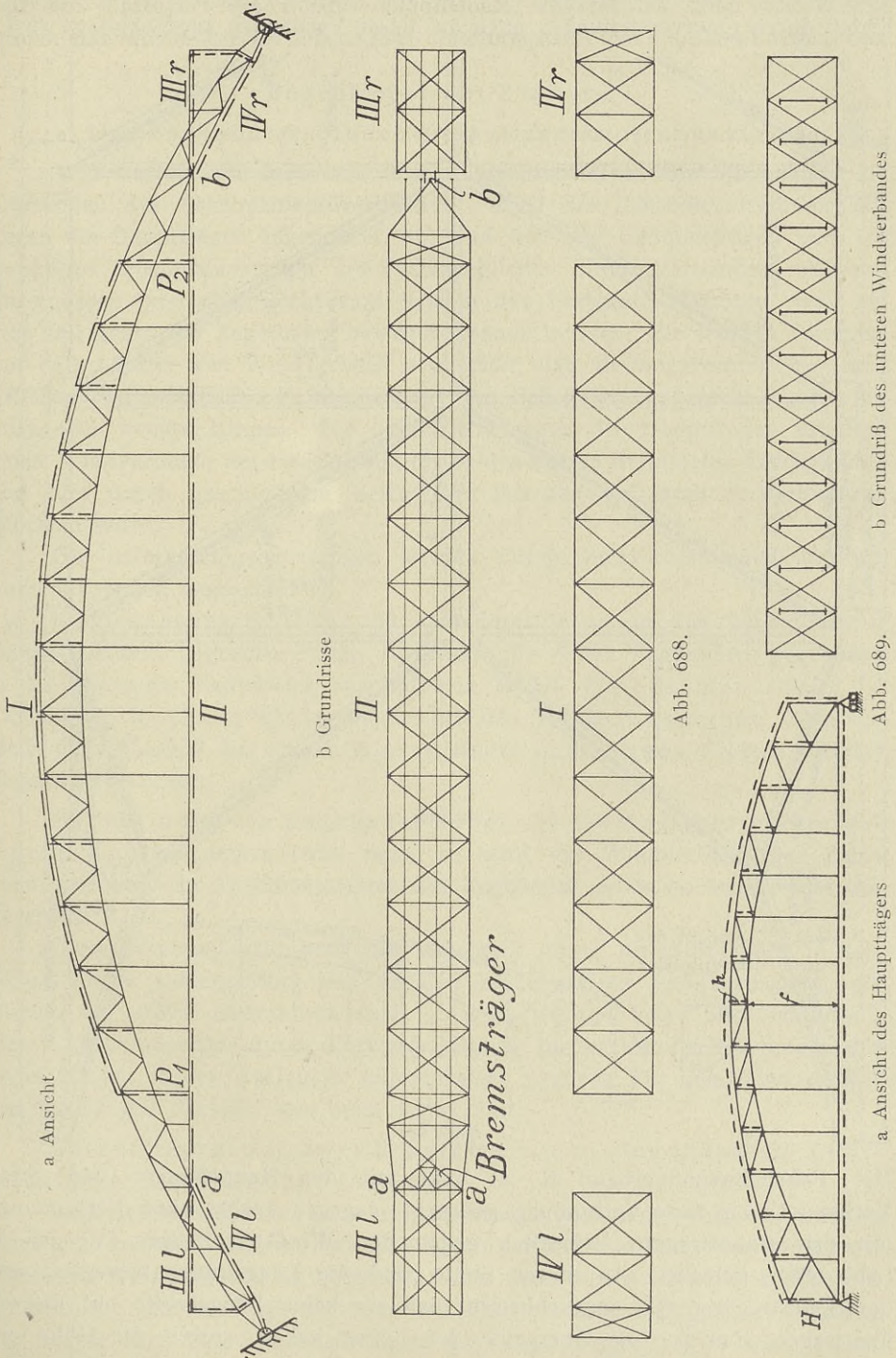
Z. B. bedingt der in Abb. 687 veranschaulichte Bogenzwickelträger mit drei Gelenken die Unterbrechung des oberen Windverbandes über dem Scheitलगelenk. Jede dieser beiden Windverbandhälften stützt sich auf eine über dem Bogenlager und unmittelbar neben dem Gelenk hergestellte Querversteifung. Der untere Windverband geht durch die Ebene der Scheitलगelenke und kann deshalb ununterbrochen durchgeführt werden.

Bogenträger mit tiefliegender Fahrbahn (Abb. 688a).

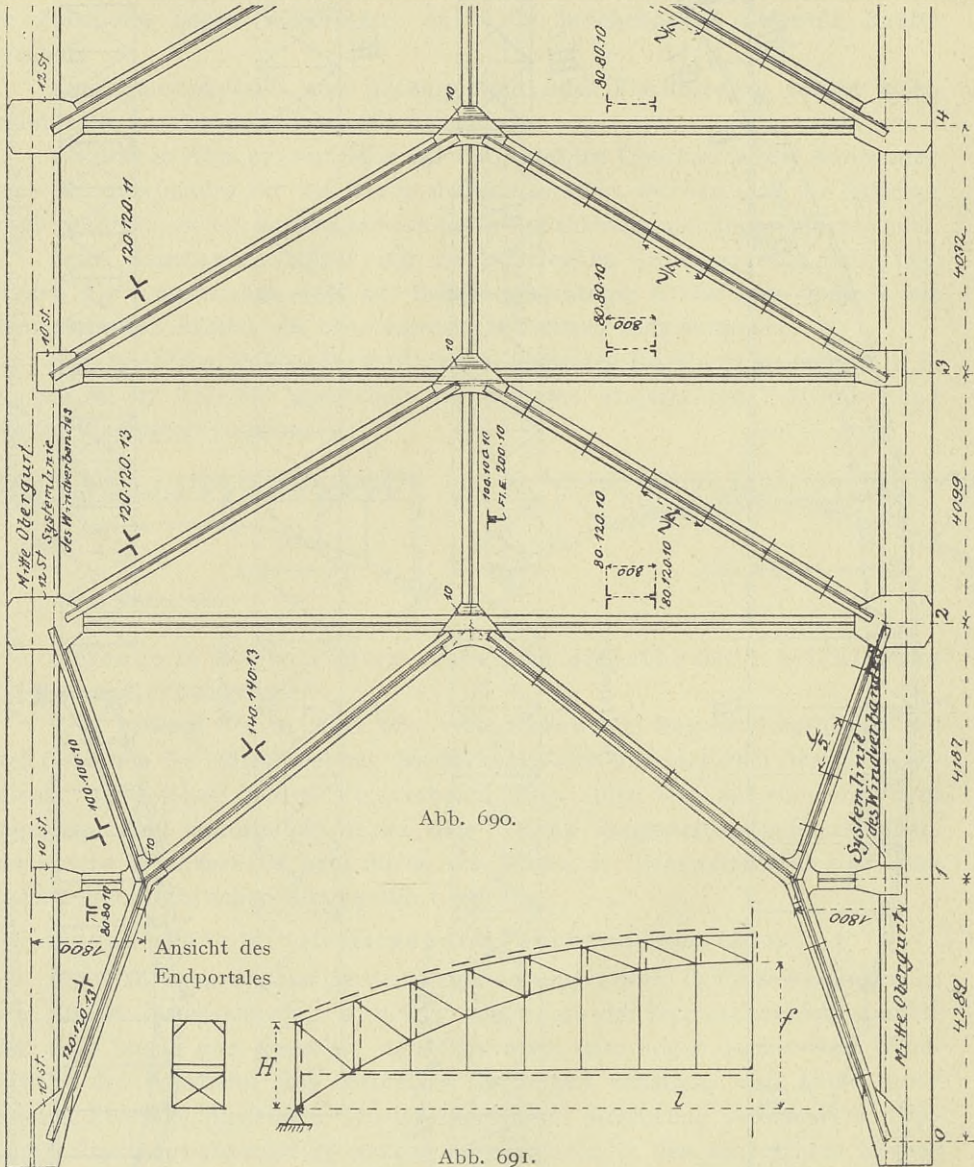
Die Fahrbahn ist hier in der Regel so angeordnet, daß sie den Bogen an zwei Stellen durchschneidet, d. h. also außerhalb der Durchschneidungspunkte über dem Bogen und innerhalb derselben unter dem Bogen liegt. — Der Windverband der Fahrbahn muß besondere Gurtungen erhalten, weil keine, noch anderen Zwecken dienenden Glieder hierfür zur Verfügung stehen. Die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes, welche meist in den senkrechten Ebenen der Hauptträger angeordnet werden, dürfen auf keinen Fall an beiden Punkten a und b (Abb. 688a) mit den Hauptträgern fest verbunden werden, um zu verhindern, daß sie als Zugbänder wirken, wodurch eine statische Unbestimmtheit mehr in den Hauptträger gelangen würde. Aus demselben Grunde müssen die Längsträger an irgend einer Stelle in geeigneter Weise unterbrochen werden. Würde man z. B. die Längsträger ohne jede Unterbrechung durchführen und sie mit den bei a und b liegenden Querträgern in feste Verbindung

bringen, so könnten sie ebenfalls die Wirkung von Zugbändern auf die Hauptträger ausüben.

Eine zweckmäßige Anordnung der Windverbände ist im folgenden dargestellt.



Die unteren Gurtungen der Hauptträger erhalten unterhalb der Fahrbahn die in der Abb. 688 b mit IV_l und IV_r bezeichneten, als Konsolträger wirkenden Windverbände. Gegen diese sind die außerhalb der Durchschnidungspunkte vorgesehenen Fahrbahnverbände III_l und III_r gelagert, welche an ihren freien Enden durch Querversteifungen auch an diesen Verbänden angeschlossen sind.



Der Fahrbahnwindverband II ist links mit den Hauptträgern und dem Verband IV_l in feste Verbindung gebracht, dagegen rechts ohne Verbindung mit den Hauptträgern beweglich gegen den Windkonsolträger IV_r bei b (Abb. 688 b) gelagert. An dieser Stelle sind die Längsträger beweglich an dem Querträger derart angeschlossen, daß sie keine Längskräfte auf diesen übertragen können. Die Obergurte der Bogen haben, soweit die Höhe es

zuläßt, einen tonnenförmigen Windverband I erhalten, dessen Kräfte durch die beiden Portale P_1 und P_2 zum Fahrbahnwindverband geleitet und von hier weiter durch die Verbände IV_l und IV_r den Auflagern zugeführt werden. Die auf den Untergurt des Bogens entfallenden wagerechten, quer zur Brücke gerichteten Kräfte werden durch Querversteifungen an den Verband I abgegeben.

Bogenträger mit Zugband.

a) Das Zugband verbindet die Auflagerknotenpunkte (Abb. 689).

Wie bereits auf Seite 266 ausgeführt ist, bilden die Zugbänder die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes. Wird die Fahrbahn freibeweglich gegen die Hauptträger angeordnet, so sind nur die Endquerträger und ein doppeltes Diagonalensystem die Füllungsglieder dieses Verbandes, während die anderen Querträger nicht zum System des Verbandes gehören, weil sie sich frei gegen die Zugbänder bewegen können müssen. Sie werden vielmehr nur derart gegen den Windverband abgestützt, daß die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte, welche die Fahrbahn beanspruchen, an ihn abgegeben werden können. Die oberen Gurtungen der Hauptträger erhalten einen Windverband, der zweckmäßig bis zu den letzten Endpfosten durchgeführt und hier durch geschlossene Steifrahmen mit den Auflagern in Verbindung gebracht wird.

Die unteren Bogengurtungen werden durch Querverbindungen an dem oberen Verband angeschlossen.

Bei beschränkter Höhe läßt sich durch je ein in den beiden ersten Obergurtefeldern liegendes Portal, das sich mit seinen Fußpunkten gegen den in der Ebene der Endpfosten angeordneten steifen Halbrahmen stützt, die Verbindung des oberen Windverbandes mit den Auflagern herstellen. Abb. 690 stellt den Grundriß des oberen Windverbandes in den ersten Feldern und das liegende Portal dar.

b) Verbinden die Zugbänder höher als die Auflagerpunkte gelegene Knotenpunkte (Abb. 691), so wird der Windverband der Fahrbahn zwischen den Anschlußpunkten der Zugbänder genau so ausgebildet wie im ersten Falle.

Dieser Verband kann entweder außerhalb dieser Anschlußpunkte in derselben Ebene weitergeführt und an den beiderseitigen Endquerträgern, die Glieder der steifen Endrahmen sind, gelagert werden, oder auch unterhalb dieser Anschlußpunkte durch Verbände, welche in den unteren Gurtungen der Bogen liegen, an den Auflagern angeschlossen werden. Für den Windverband des Bogens gilt dasselbe wie beim ersten Fall.

Gerberträger mit zwei Kragträgern und eingehängtem Zweigelenkbogen mit Zugband (Abb. 692).

Nach den vorstehenden Erörterungen wird es auch dem weniger erfahrenen Leser nicht schwer fallen, die Zweckmäßigkeit der für diese Trägeranordnung vorgesehenen Windverbände zu beurteilen. Aus den gestrichelten Eintragungen in der Abb. 692 geht die Lage der einzelnen Windverbände und Querverbindungen klar hervor. Der Fahrbahnwindverband des eingehängten Trägers muß an den

Stellen *a* und *b* mit den Windverbänden der Kragträger in eine derartige längsbewegliche Verbindung gebracht werden, daß die Wirkung der Pendelsäule und des Gelenkes nicht aufgehoben wird.

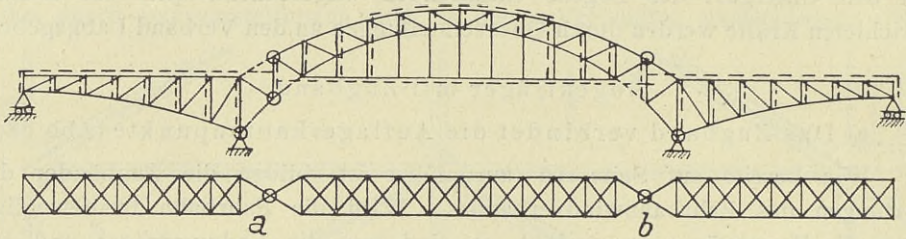


Abb. 692.

C. Einzelheiten der Ausbildung der Windverbände und Querversteifungen.

1. Windverbände.

Die Windverbände erhalten in der Regel parallele Gurtungen, die Füllungsstäbe werden verschiedenartig angeordnet (siehe Abb. 693 a—e). Am gebräuchlichsten sind die Ausbildungen nach Abb. 693 b und e. Die Diagonalen in der Abb. 693 b brauchen eigentlich nur auf Zug berechnet und bemessen zu werden. Zur Verhütung des Durchhängens werden aber auch diese druckfest ausgebildet. Nach den preußischen Vorschriften empfiehlt es sich, jede der beiden Diagonalen eines Feldes für die ganze Zugkraft zu bemessen und anzuschließen, die Querschnitte aber so auszubilden, daß jede der beiden Diagonalen bei einer Druckkraft = der Hälfte der ganzen Zugkraft und einer Knicklänge = der Hälfte der ganzen Diagonallänge zweifache Knicksicherheit besitzt. Als Knicklänge die halbe Diagonallänge einzuführen, hat nur in dem Falle Berechtigung, daß die Diagonalen eines Feldes an der Kreuzungsstelle genügend verbunden sind.

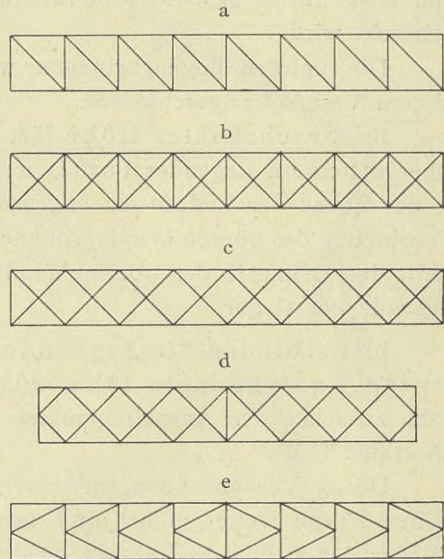


Abb. 693.

Wie schon im Vorstehenden bemerkt ist, werden die Windverbände nach Möglichkeit so gelegt, daß die Gurtungen der Hauptträger zugleich Gurtungen dieser Verbände sind. An der Gestaltung der Querschnitte für die Gurtungen der Hauptträger wird hierdurch nichts geändert, nur muß bei der Bemessung der Querschnitte auf die Zusatzspannungen durch die waagrechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte Rücksicht genommen werden. In vielen Fällen wird die Ebene des Windverbandes nicht mit den Schwerlinien der Gurtungen zusammenfallen. Die hierdurch entstehenden Nebenspannungen werden jedoch gern mit in Kauf genommen, wenn sich ein besserer

Anschluß der Füllungsglieder des Windverbandes an den Gurtungen durch die Abweichung von den Schwerlinien der letzteren erzielen läßt.

Die Querträger der Fahrbahn werden, soweit es ihr Anschluß und ihre Lage gestattet, als Pfosten der Windverbände verwendet. Als Pfosten-

Grundriß

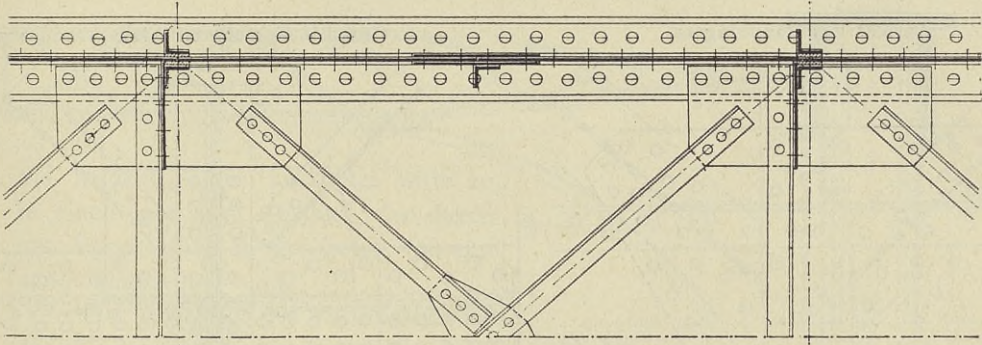


Abb. 694.

querschnitt wird in der Regel nur der Querträgergurt angesehen, der an den Windverband unmittelbar angeschlossen ist. Die in dem betreffenden Gurt entstehenden Nebenspannungen sind zu berechnen.

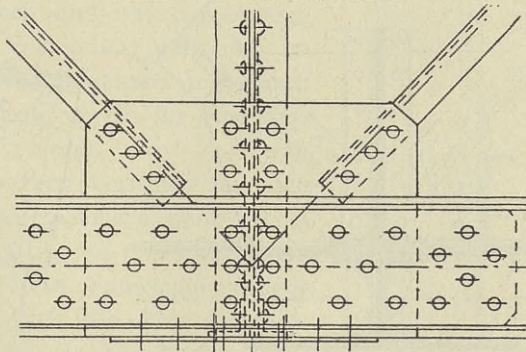
Die Querverbindungen werden nach Möglichkeit im Dreieckverband hergestellt (Abbildung 661). Wo jedoch für die Durchfahrt eine freie Öffnung ge-
 assen werden muß, werden sie als offene oder geschlossene Rahmen ausgebildet.

Der Anschluß der Füllungsglieder an den Gurtungen erfolgt in den meisten Fällen durch Knotenbleche; jedoch stehen auch dem unmittelbaren Anschluß keine Bedenken entgegen.

Bei Blechträgern werden die Knotenbleche in der Regel an den abstehenden Schenkeln der Gurtwinkel angeschlossen (Abbildung 694), weil hier sämtliche Knotenbleche in einer Ebene angeordnet werden können.

Der Anschluß an den Gurtungen von Fachwerkträgern wird meist so ausgeführt, daß die Knotenbleche mit den Obergurten in den Oberkanten und mit den Untergurten in den Unterkanten vernietet werden.

a Ansicht des Hauptträgers



b Grundriß des Windverbandes

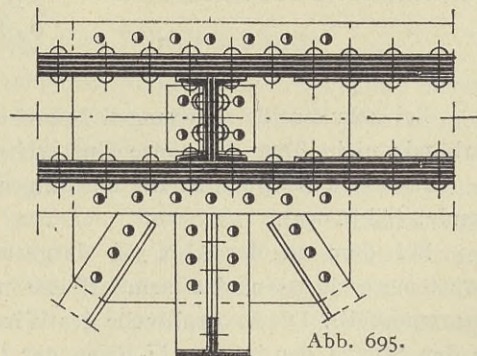
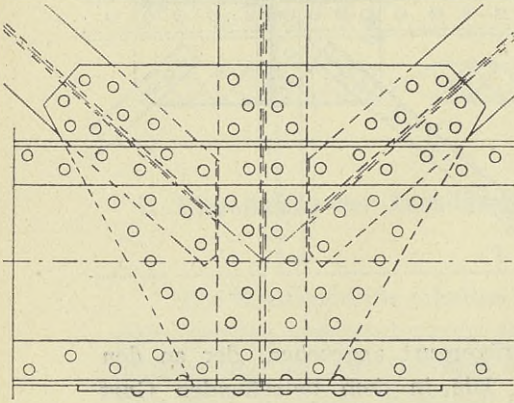


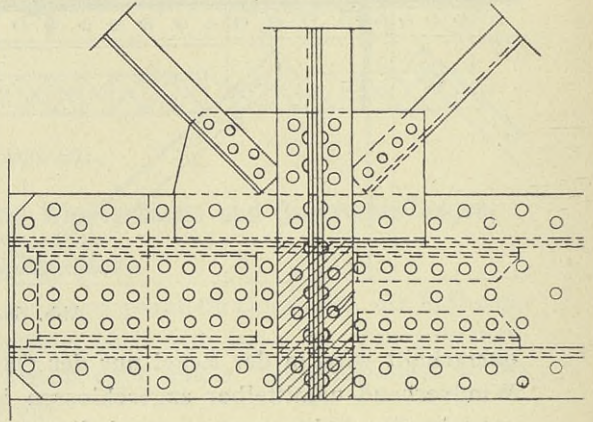
Abb. 695.

Es empfiehlt sich dabei, die Füllungsglieder so anzuschließen, daß sich ihre Schwerlinien mit der Projektion der Gurtschwerlinie in einem Punkte schneiden (Abb. 695). Da diese Anordnung bei großen und breiten Gurtungen sehr große Knotenbleche bedingt, so verzichtet man bei solchen vielfach hierauf und schließt die Diagonalen exzentrisch an (Abb. 696).

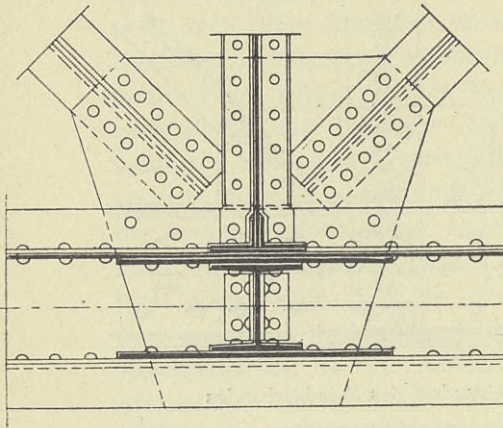
Ansicht des Hauptträgers



Grundriß des oberen Windverbandes



Grundriß des unteren Windverbandes



Ansicht des Hauptträgers

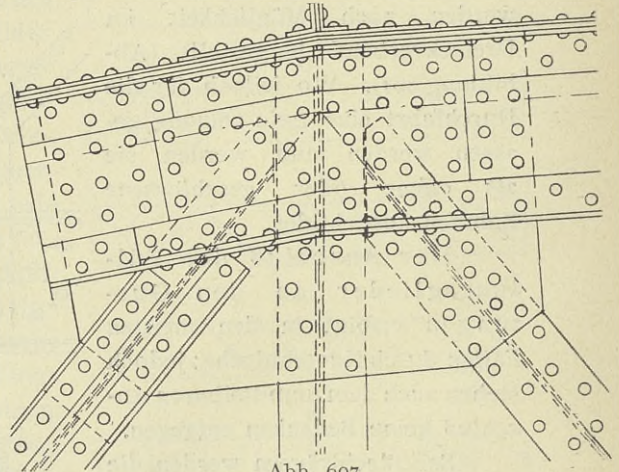


Abb. 696.

Abb. 697.

Bei sehr breiten Gurtungen brauchen die Knotenbleche schwacher Windverbände nicht über die ganze Gurtbreite geführt zu werden (Abb. 697).

In den Knickpunkten der Gurtungen werden gebogene Knotenbleche verwendet (Abb. 697).

Bei dem in der Abb. 569 dargestellten Überbau ist der Windverband derart angeschlossen, daß seine Ebene mit den Schwerlinien der Obergurte zusammenfällt. Die Knotenbleche des Windverbandes sind mittels zweier Winkel an den Stegen der inneren \square -Eisen der Obergurte befestigt.

Die Abb. 698 veranschaulicht den oberen Windverband der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms.

Die Knotenbleche sind auch hier mittels zweier Winkel mit den inneren Stegen der Obergurte in Verbindung gebracht. Die Pfosten und Diagonalen des Windverbandes sind aus zwei \square -Eisen mit senkrecht liegenden Flanschen gebildet. Das erforderliche Trägheitsmoment ist dadurch erzielt worden, daß

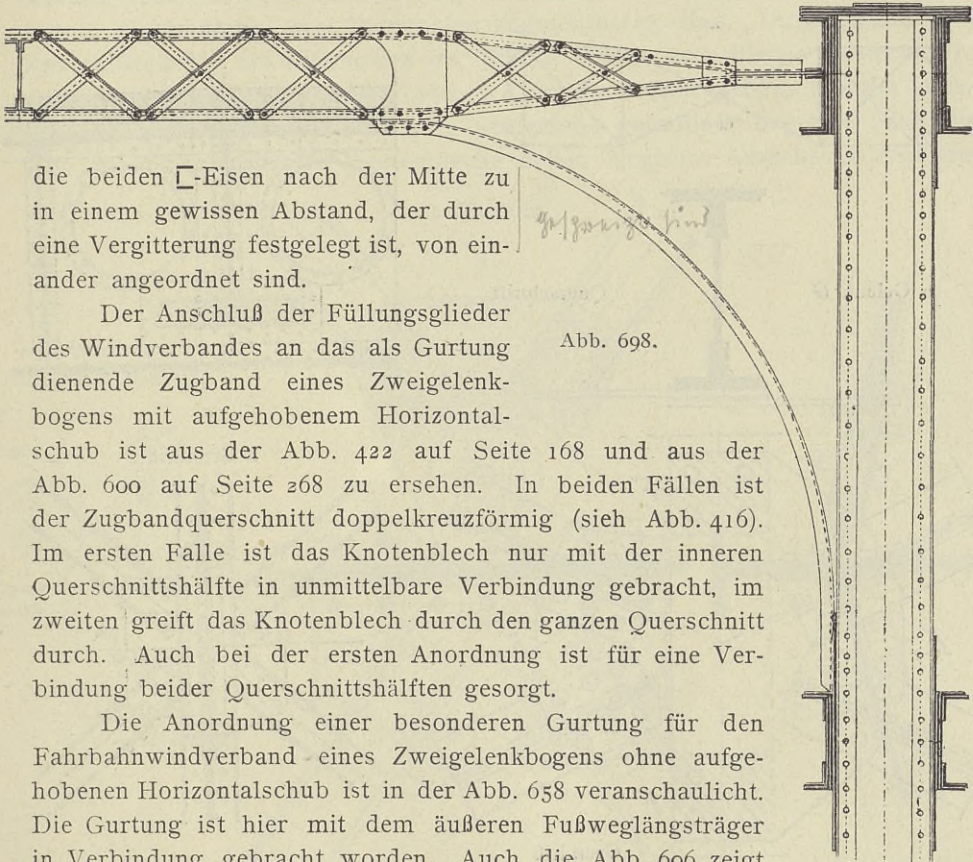


Abb. 698.

die beiden \square -Eisen nach der Mitte zu in einem gewissen Abstand, der durch eine Vergitterung festgelegt ist, von einander angeordnet sind.

Der Anschluß der Füllungsglieder des Windverbandes an das als Gurtung dienende Zugband eines Zweigelenkbogens mit aufgehobenem Horizontalschub ist aus der Abb. 422 auf Seite 168 und aus der Abb. 600 auf Seite 268 zu ersehen. In beiden Fällen ist der Zugbandquerschnitt doppelkreuzförmig (siehe Abb. 416). Im ersten Falle ist das Knotenblech nur mit der inneren Querschnittshälfte in unmittelbare Verbindung gebracht, im zweiten greift das Knotenblech durch den ganzen Querschnitt durch. Auch bei der ersten Anordnung ist für eine Verbindung beider Querschnittshälften gesorgt.

Die Anordnung einer besonderen Gurtung für den Fahrbahnwindverband eines Zweigelenkbogens ohne aufgehobenen Horizontalschub ist in der Abb. 658 veranschaulicht. Die Gurtung ist hier mit dem äußeren Fußweglängsträger in Verbindung gebracht worden. Auch die Abb. 606 zeigt eine besondere Windverbandgurtung, die hier unter dem Fußsteigkonsol in der Hauptträgerebene liegt.

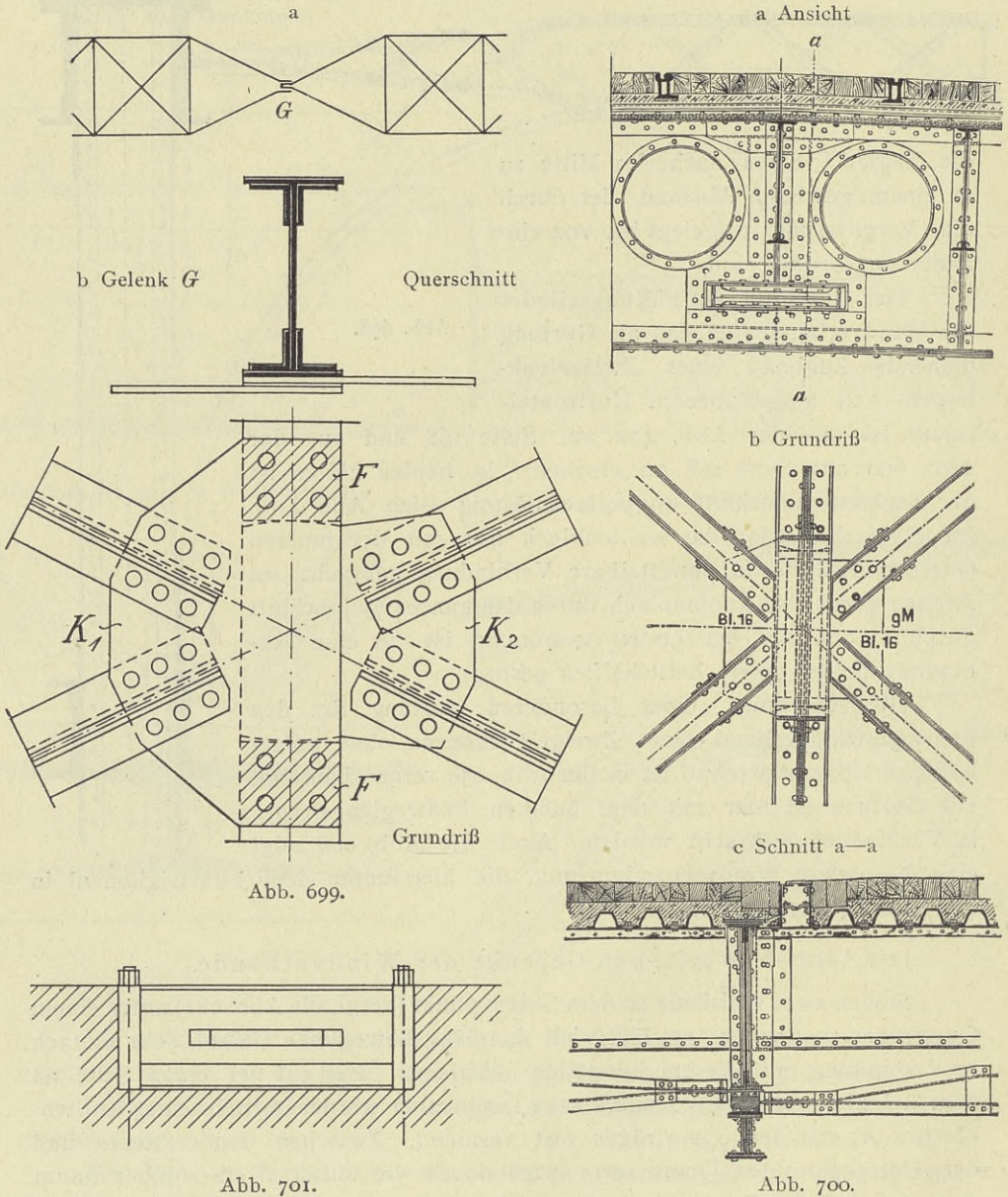
Die längsbeweglichen Gelenke der Windverbände.

Stoßen zwei Verbände an dem Gelenkpunkt (vergl. die Abb. 682) unter einem Querträger zusammen, so läßt sich das längsbewegliche Gelenk sehr einfach in Verbindung mit diesem herstellen (Abb. 699). Die auf der einen Seite an dem Gelenkpunkt zusammengeführten Diagonalen werden mittels eines Knotenbleches K_1 mit dem Querträger fest vernietet. Zwischen dem ersteren und der Unterkante des Querträgers wird durch die Futter F ein solcher Raum gelassen, daß das Knotenblech K_2 , das keine weitere Befestigung erhält, hineingreifen kann. Die Anlagekanten sind zur Erzielung der Gelenkwirkung geschweift.

Ähnlich ist das in der Abb. 700 veranschaulichte Gelenk*), das aber

*) Aus dem Entwurf «Sichel» der Brückenbauanstalt Gustavsburg für den Bau einer zweiten Neckarbrücke in Mannheim. Zentralblatt der Bauverwaltung 1901, Seite 278.

nicht unter dem Querträger, sondern über dem Querträgeruntergurt angeordnet ist. Das obere Knotenblech ist fest mit dem Querträger vernietet; das untere Knotenblech ist mit zwei Lagerkörpern verschraubt, die es zwischen sich fassen und mit denen es sich in der Längsrichtung verschieben kann. Diese

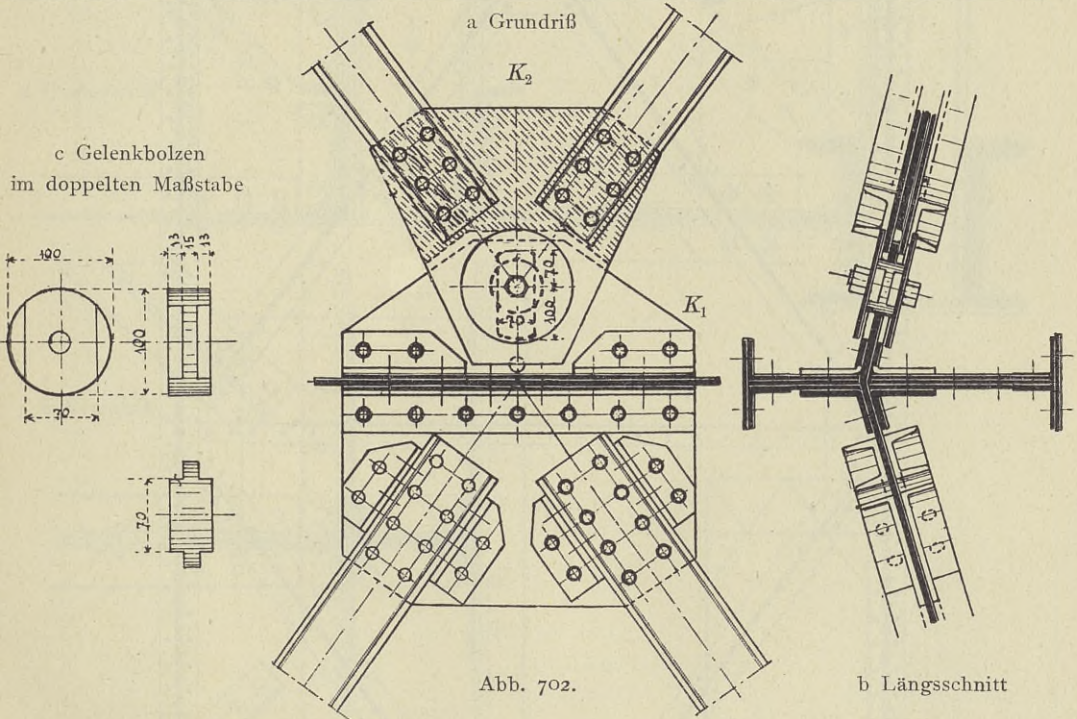


Lagerkörper legen sich beiderseits gegen je ein abgerundetes, mit dem Querträger fest verbundenes Schmiedestück.

Ganz entsprechend dieser Anordnung wird auch ein auf dem Widerlager liegendes Gelenk, durch das die Windkräfte unmittelbar an dasselbe abgegeben werden (vergleiche Abb. 685) ausgebildet. Der Windschnabel findet hier seine

Lagerung in einem Träger, der sich beiderseits gegen das Mauerwerk legt und nach unten mit dem Widerlager verankert ist (Abb. 701).

Ein sehr zweckmäßiges längsbewegliches Gelenk ist von der Firma Harkort bei der Brücke über die Havel bei Spandau zur Ausführung gebracht worden (Abb. 702). Über ein festliegendes Knotenblech K_1 greifen zwei Knotenbleche K_2 , an denen zwei Diagonalen angeschlossen sind. Durch diese drei Knotenbleche ist ein Bolzen von der Stärke dieser drei Bleche gesteckt. In der Stärke des mittleren Knotenbleches K_1 ist der Bolzen kreisrund, in der Dicke der äußeren Knotenbleche K_2 aber beiderseits geradlinig begrenzt (sich die Abb. 702c). Die äußeren Knotenbleche haben längliche Ausschnitte erhalten,



welche in ihrer Ausdehnung senkrecht zur Bewegungsrichtung genau dem geradlinig begrenzten Teil des Bolzens entsprechen. Die Knotenbleche K_2 können sich daher in der Längsrichtung verschieben und in der Bewegungsebene um den Bolzenmittelpunkt mit dem Bolzen zusammen Drehungen ausführen. Am Herausfallen wird der Bolzen durch zwei Scheiben und eine Schraube gehindert.

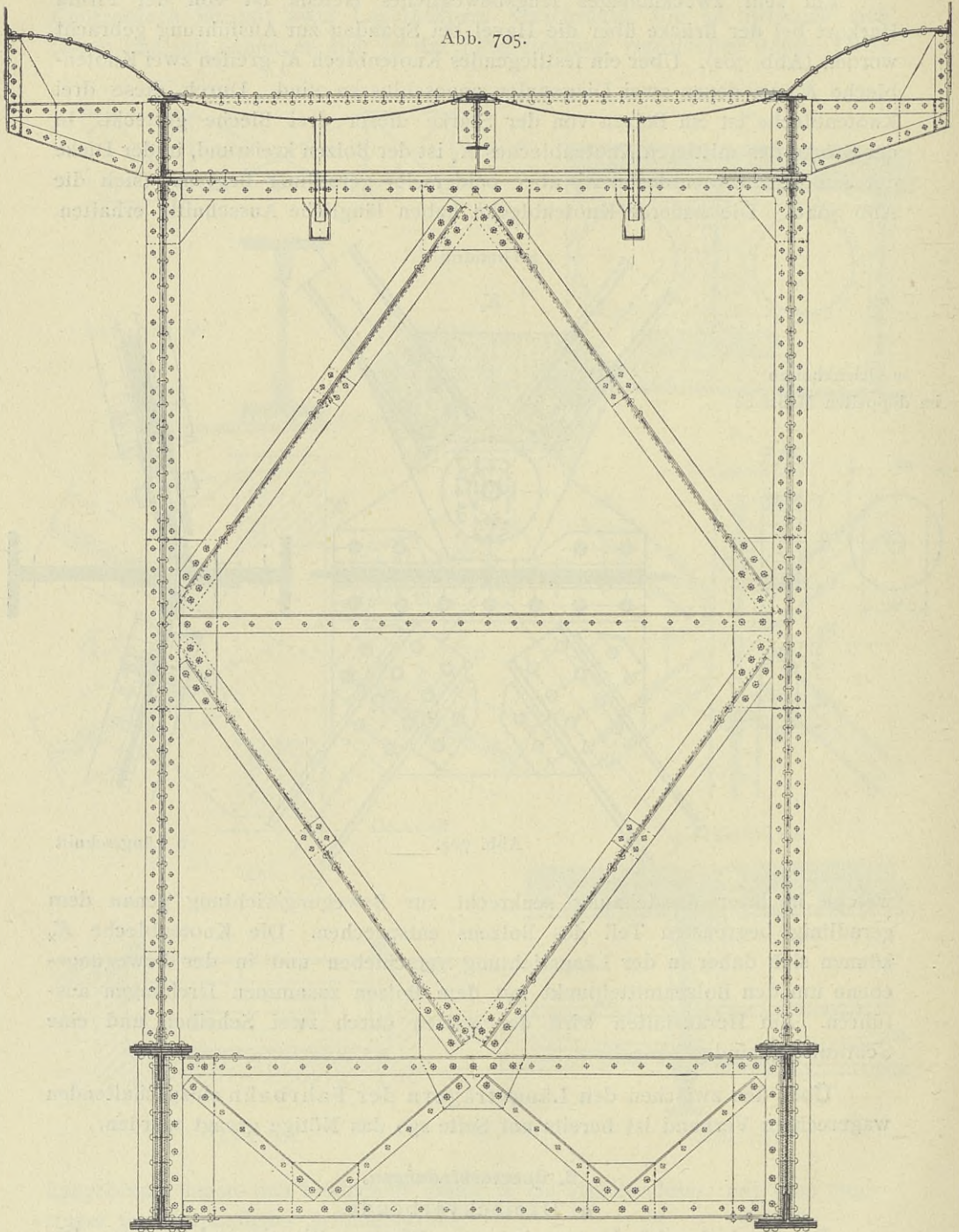
Über den zwischen den Längsträgern der Fahrbahn einzuschaltenden wagerechten Verband ist bereits auf Seite 230 das Nötige gesagt worden.

2. Querverbindungen.

a) Dreieckverbände.

Die Dreieckverbände bestehen aus Pfosten, Riegeln und Streben. Die Pfosten sind die seitlichen, die Riegel die unteren und oberen wagerechten Begrenzungsstäbe, die Streben verbinden diese Stäbe zu einem Dreiecknetz. Die

Pfosten werden meist aus den Stegblechsaussteifungen der Blechträger und den Vertikalen der Fachwerkträger gebildet. Einer der beiden Riegel ist in der



Regel zugleich Querträger der Fahrbahn. Die Streben können als einfache oder sich kreuzende Stäbe, schließlich auch in der K-Form (Abb. 705) angeordnet

werden. Hohe Dreieckverbände erfordern eine Stockwerkteilung, so zeigt der Verband in Abb. 705 zwei Stockwerke. Dreieckverbände sind aus den Abb. 494, 522, 523, 541 und 621 zu ersehen.

Die Eckknotenbleche sind nicht allein mit den Pfosten, sondern auch mit den Querriegeln in Verbindung zu bringen (siehe Abb. 580, 581, 703 und 704).

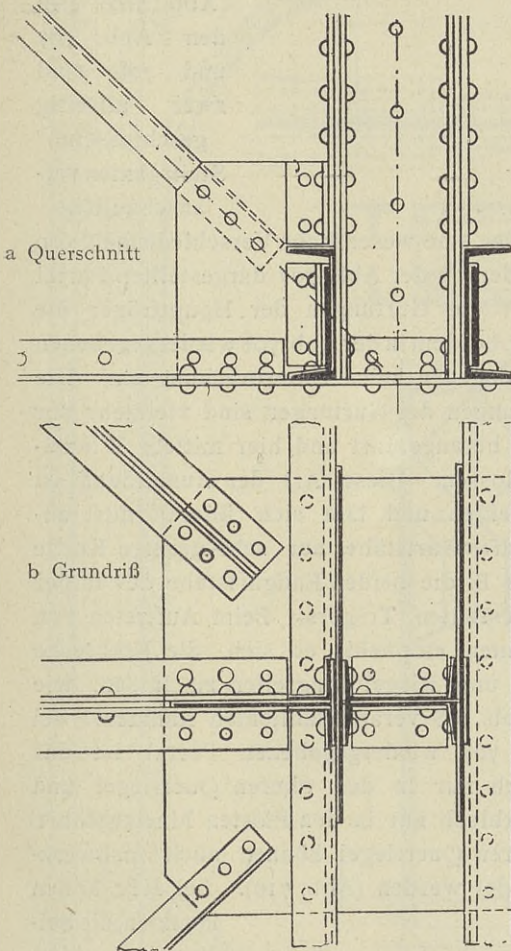


Abb. 703.

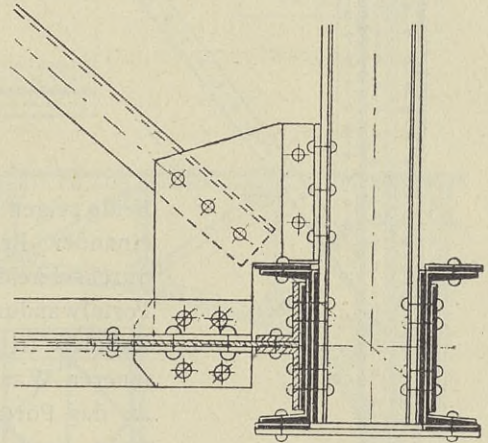


Abb. 704.

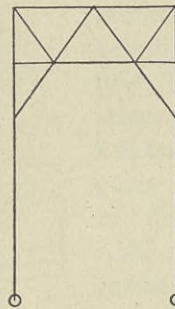
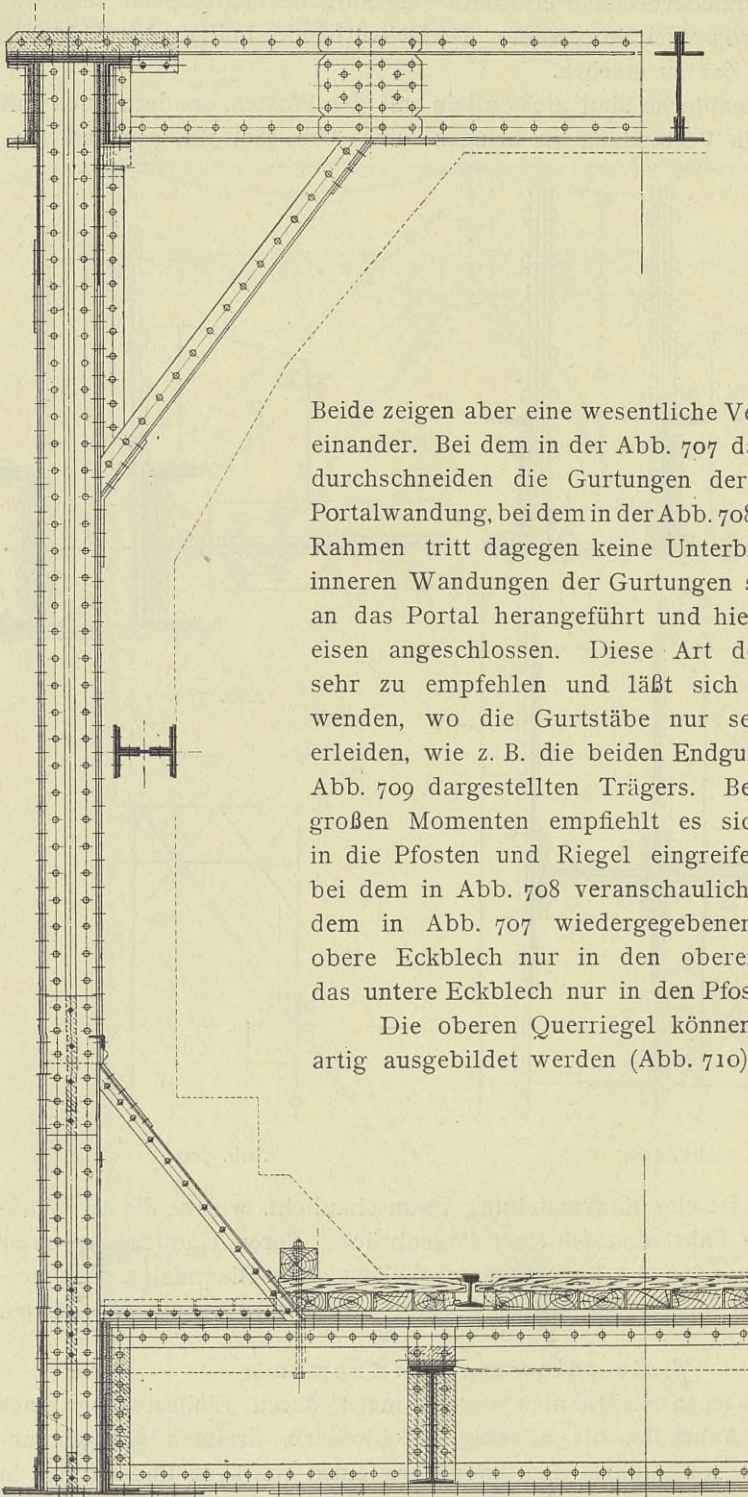


Abb. 706.

In Abb. 705 ist eine Endversteifung veranschaulicht, welche die als Windverband dienende Fahrbahntafel einer Bogenbrücke, deren Hauptträger unter der Fahrbahn liegen, an die Bogenlager anschließt. Die Diagonalen der Quer- verbindung greifen hier in den Mitten des oberen und unteren Querriegels an.

β) Geschlossene Steifrahmen

Die geschlossenen Steifrahmen werden meist durch Einbeziehung eines Querträgers der Fahrbahn als allseitig geschlossene, dreifach statisch unbestimmte Gebilde ausgeführt. Bei Anordnung eines schrägen Endportales in der Ebene der Endschrägen (siehe Abb. 679) kann der Endquerträger wegen seiner senkrechten Lage nicht als unterer Querriegel des Portales verwendet



werden. Das Endportal wird in diesem Falle ein Rahmen mit Fußgelenken (Abb. 706). In den Abb. 707 und 708 sind zwei allseitig geschlossene Steifrahmen veranschaulicht.

Beide zeigen aber eine wesentliche Verschiedenheit von einander. Bei dem in der Abb. 707 dargestellten Portal durchschneiden die Gurtungen der Hauptträger die Portalwandung, bei dem in der Abb. 708 wiedergegebenen Rahmen tritt dagegen keine Unterbrechung ein. Die inneren Wandungen der Gurtungen sind vielmehr nur an das Portal herangeführt und hier mittels Winkel-eisen angeschlossen. Diese Art der Ausbildung ist sehr zu empfehlen und läßt sich überall dort anwenden, wo die Gurtstäbe nur sehr geringe Kräfte erleiden, wie z. B. die beiden Endgurtstäbe des in der Abb. 709 dargestellten Trägers. Beim Auftreten von großen Momenten empfiehlt es sich, die Eckbleche in die Pfosten und Riegel eingreifen zu lassen, wie bei dem in Abb. 708 veranschaulichten Rahmen. Bei dem in Abb. 707 wiedergegebenen Portal ist das obere Eckblech nur in den oberen Querriegel und das untere Eckblech nur in den Pfosten hineingeführt.

Die oberen Querriegel können auch fachwerkartig ausgebildet werden (Abb. 710). Bei sehr hohen Portalen, die beispielsweise über den Mittelstützen durchgehender Träger (Abb. 355) vorkommen, müssen die oberen Querverbindungen möglichst weit heruntergeführt werden, um die Momente in den Pfosten einzu-

Abb. 707.

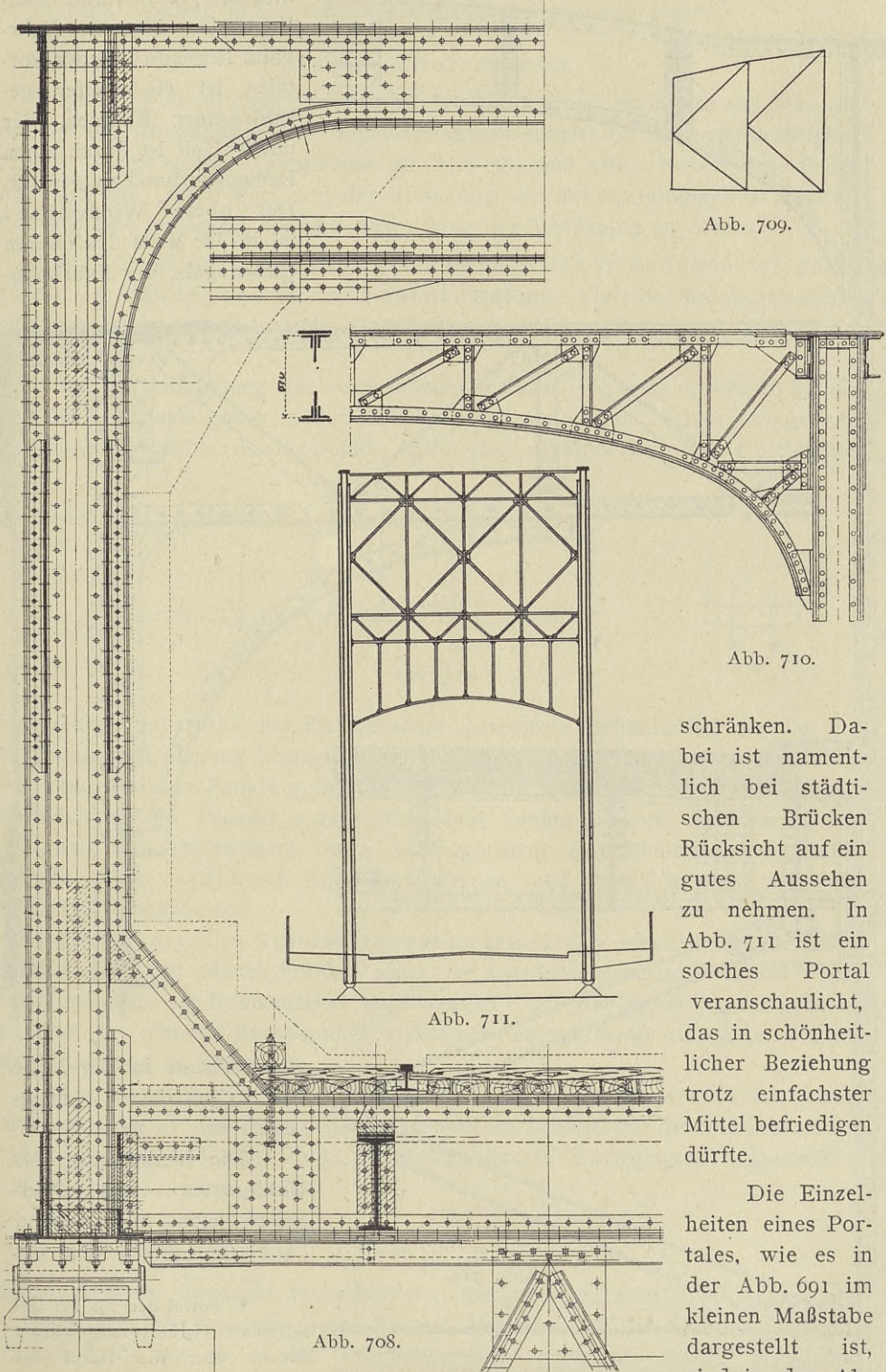


Abb. 709.

Abb. 710.

Abb. 711.

Abb. 708.

schränken. Dabei ist namentlich bei städtischen Brücken Rücksicht auf ein gutes Aussehen zu nehmen. In Abb. 711 ist ein solches Portal veranschaulicht, das in schönheitlicher Beziehung trotz einfachster Mittel befriedigen dürfte.

Die Einzelheiten eines Portales, wie es in der Abb. 691 im kleinen Maßstabe dargestellt ist, sind in der Ab-

bildung 712*) veranschaulicht. Der über der Fahr-
bahn liegende Teil des Portales ist ein steifer ge-
schlossener Rahmen, der untere Teil ist durch einen
Dreieckverband ausgesteift. Der obere Windverband
ist in der Mitte des oberen
Querriegels, der Fahrbahn-

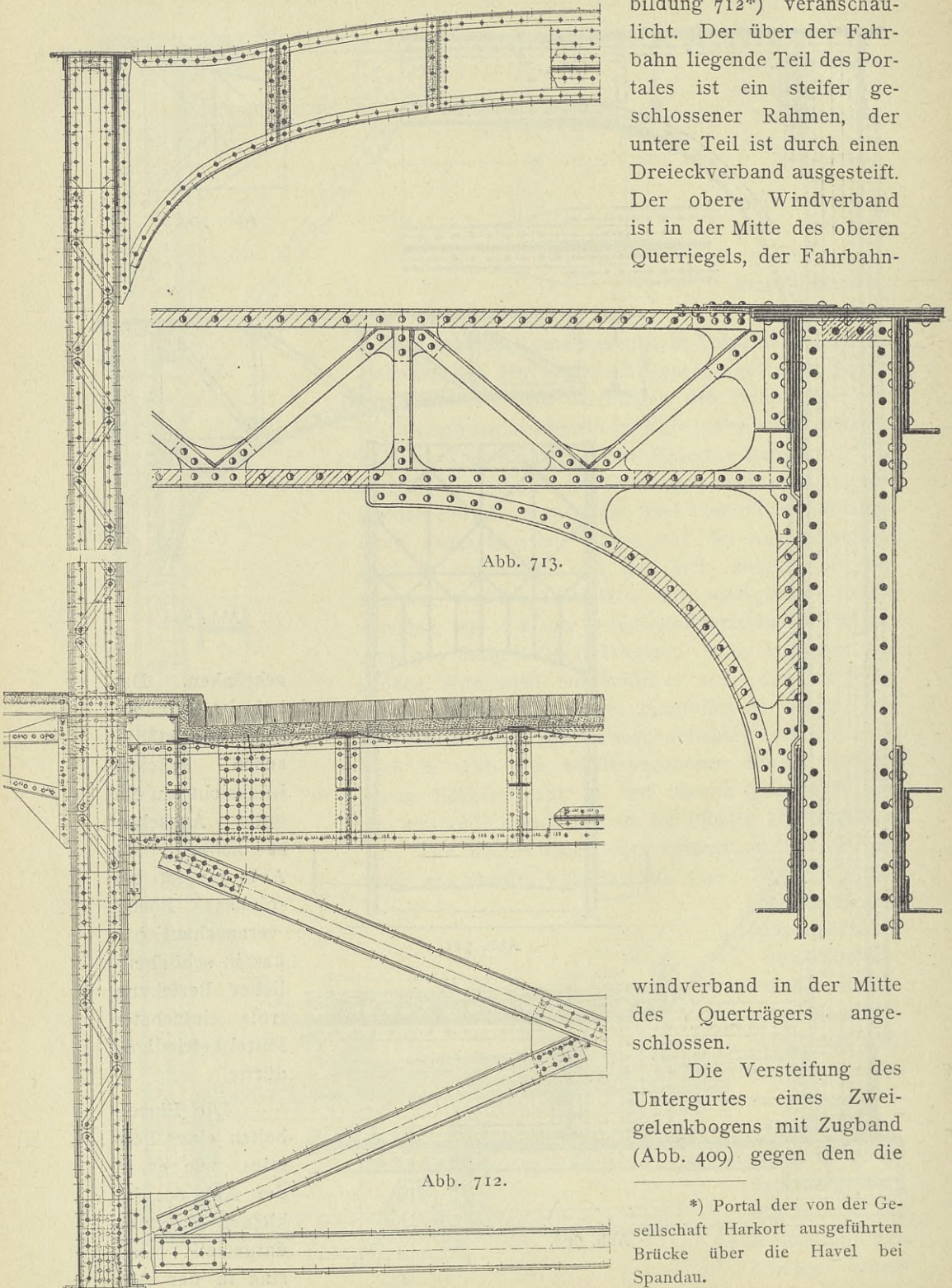


Abb. 713.

Abb. 712.

windverband in der Mitte
des Querträgers ange-
schlossen.

Die Versteifung des
Untergurtes eines Zwei-
gelenkbogens mit Zugband
(Abb. 409) gegen den die

*) Portal der von der Ge-
sellschaft Harkort ausgeführten
Brücke über die Havel bei
Spandau.

(Obergurte verbindenden Windverband ist aus der Abb. 713 in den Einzelheiten zu ersehen. Weitere Erläuterungen hierzu dürften sich erübrigen.

γ) Offene Halbrahmen.

Über die Ausbildung der oben offenen Halbrahmen ist bereits auf Seite 256 u. f bei der Abhandlung über die Querträgeranschlüsse für oben offene Brücken Einiges gesagt worden (vergleiche die Abb. 584 und 586). Neben dem festen Anschluß des Querträgers und der Einfügung von Eckversteifungen ist namentlich auf eine genügend kräftige Ausbildung der Vertikalen zu achten.

Der Grad der Quersteifigkeit oben offener Brücken ist unter allen Umständen rechnerisch nachzuweisen. Viele der Brückeneinstürze sind nur durch unzureichende Quersteifigkeit solcher Brücken herbeigeführt worden.

Bei der Aufstellung der oben offenen Brücken ist streng darauf zu halten, daß die Obergurte genau in den Hauptträgerebenen liegen. Schon geringe Abweichungen einzelner Knotenpunkte (Abb. 714) ergeben aus den Gurtkräften

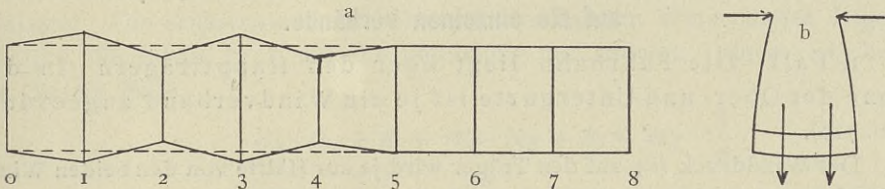


Abb. 714.

wagerechte, senkrecht zur Brückenachse gerichtete Seitenkräfte, welche die Vertikalen auf Biegung beanspruchen. Rückt nun beispielsweise eine Belastung von links bis zum Punkte 4 (Abb. 714a) vor, so wird die schon vorhandene Abweichung des Punktes 4 gegenüber dem Punkte 5 durch die infolge der Belastung des Querträgers bei 4 hervorgerufene Formänderung des Halbrahmens (Abb. 714b) noch vergrößert werden, und damit werden auch die Seitenkräfte zunehmen.

Die bayerische Staatseisenbahnverwaltung schreibt vor, die Halbrahmen der oben offenen Brücken unter der Annahme einer am Obergurt wagerecht und quer zur Brückenachse angreifenden Kraft, die gleich $\frac{1}{100}$ der größten an dem betreffenden Knotenpunkt wirksamen Obergurtkraft zu wählen ist, zu berechnen und zu bemessen.

Für die oben offenen Brücken der preußischen Staatseisenbahnen muß nach der im Anhalt an die von Engesser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1884, Seite 415 und 1885, Seite 72 veröffentlichten Darlegungen aufgestellten Formel

$$n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}}$$

eine mindestens fünffache Sicherheit der Obergurte gegen seitliches Ausknicken nachgewiesen werden. In dieser Formel bedeuten: E den Elastizitätsmodul, J_1 und J_2 die auf die in der Hauptträgerebene gelegenen Achsen bezogenen

Trägheitsmomente der Gurtung und der Senkrechten, a die Feldlänge, P die größte Druckspannkraft in den dem Knotenpunkt benachbarten Obergurtstäben und h den Höhenabstand von der Schwerlinie des Obergurtes bis zum Anschluß der Eckversteifung (Abb. 715).

Die Formel setzt voraus, daß der Querträger sehr steif ausgebildet ist. Trifft dies nicht zu, wie z. B. in der Regel bei Fußgängerbrücken, so empfiehlt es sich, nach der Formel

$$n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{J_2}{J_3}}}$$

zu rechnen.

Hier treten als neue Größen der Hauptträgerabstand b und das mittlere Trägheitsmoment J_3 des Querträgers hinzu.

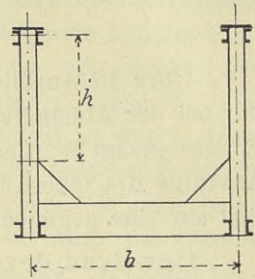


Abb. 715.

D. Größe der senkrechten Zusatzbelastung für die Hauptträger infolge des Winddruckes und der Fliehkraft und Verteilung dieser Kräfte auf die einzelnen Verbände.

1. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. In der Ebene der Ober- und Untergurte ist je ein Windverband angeordnet (Abb. 716).

Der Winddruck W_T auf den Träger wird je zur Hälfte von den beiden Windverbänden aufgenommen. Alle oberhalb des oberen Windverbandes wirkenden

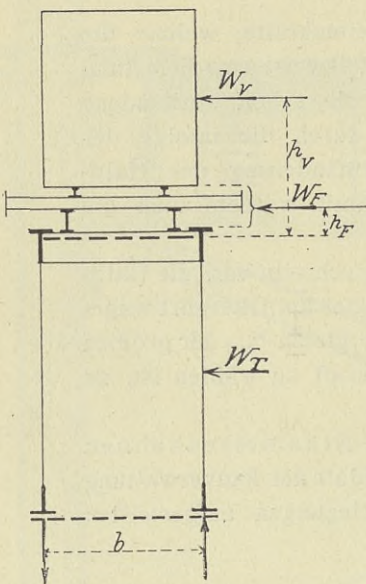


Abb. 716.

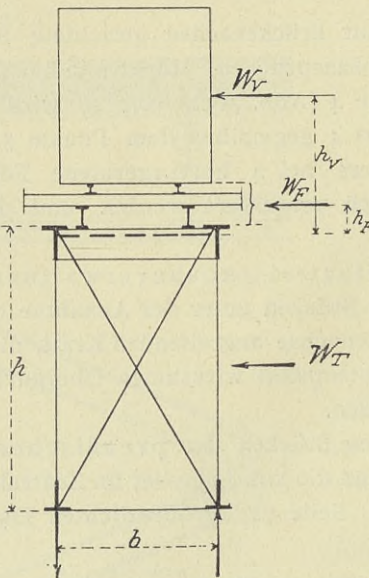


Abb. 717.

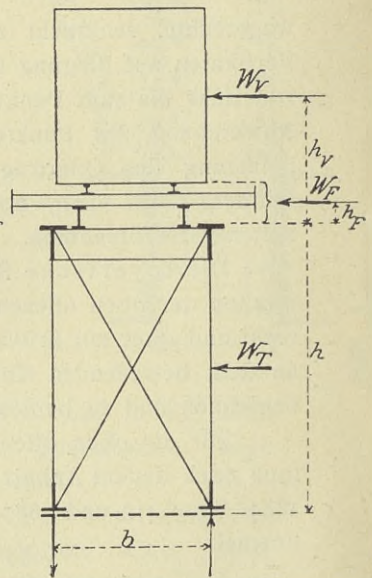


Abb. 718.

wagerechten Kräfte belasten diesen allein und geben für den im Windschatten liegenden Hauptträger eine senkrechte Zusatzbelastung $= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$ und

für den anderen Hauptträger eine ebenso große Entlastung. W_v bedeutet den Winddruck auf die Fahrzeuge und W_F den Winddruck auf die Fahrbahn.

2. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. Nur in der Ebene der Obergurte ist ein Windverband vorgesehen und die Untergurtnotenpunkte sind durch Querversteifungen im Dreieckverband an diesem angeschlossen (Abb. 717).

Der obere Windverband muß in diesem Falle sämtliche wagerechte Kräfte aufnehmen. Die senkrechte Zusatzbelastung des im Windschatten liegenden Trägers und die Entlastung des anderen Trägers ist

$$= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F - W_T \cdot \frac{h}{2}}{b}$$

3. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. Nur in der Ebene der Untergurte ist ein Windverband angeordnet. Die oberen Gurtungen sind durch Querversteifungen gegen den unteren Verband festgelegt (Abb. 718).

Der untere Windverband wird von sämtlichen wagerechten Kräften belastet. Die senkrechte Zusatzbelastung für den im Windschatten liegenden Träger, die ebenso groß wie die Entlastung des anderen Trägers ist, beträgt in diesem Falle

$$= \frac{W_v \cdot (h_v + h) + W_F \cdot (h_F + h) + W_T \cdot \frac{h}{2}}{b}$$

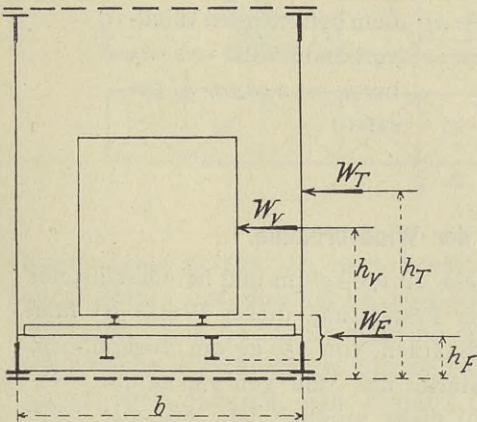


Abb. 719.

4. Fall. Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern.

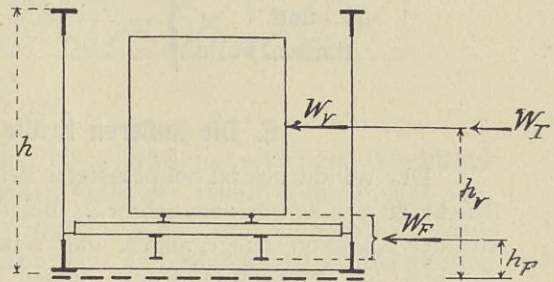


Abb. 720.

Sowohl in der Ebene der Obergurte als auch der Untergurte ist je ein Windverband angeordnet (Abb. 719).

Der obere Windverband nimmt $\frac{W_T}{2}$, der untere $\frac{W_T}{2} + W_v + W_F$ auf. Die senkrechte Zusatzbelastung des im Windschatten gelegenen Trägers und die Entlastung des anderen Trägers ist

$$= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$$

5. Fall. Die Fahrbahn ist wie im vierten Fall angeordnet. Die oberen Gurtungen sind durch steife Halbrahmen gegen den in der Ebene der Untergurtungen vorgesehenen Windverband festgelegt (Abb. 720).

Dieser Verband muß sämtliche wagerechte Kräfte aufnehmen. Die senkrechte Zusatzbelastung und Entlastung der Hauptträger ist

$$= \frac{W_T \cdot \frac{h}{2} + W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$$

Nach den preußischen Vorschriften braucht die senkrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch den Winddruck nur im dritten Falle berücksichtigt zu werden

Senkrechte Zusatzbelastungen der Hauptträger durch die Fliehkraft.

Bei der Errechnung der Zusatzbelastungen der Hauptträger durch die Fliehkraft ist zu berücksichtigen, daß infolge der Überhöhung der äußeren Schiene die Resultante aus Gewicht und Fliehkraft eines bewegten Fahrzeuges in der Höhe der Schienenoberkante durch die Gleismitte hindurchgeht. (Vergleiche auch Seite 47). Die senkrechte Zusatzbelastung und Entlastung durch die Fliehkraft für die Hauptträger ist demnach, wenn F die Fliehkraft bedeutet:

im ersten	}	=	$\frac{F \cdot 2 \cdot h_F}{b}$	(Der Abstand der
und				
zweiten Falle				dem betreffenden Wind-
im dritten Falle		=	$\frac{F \cdot (2 \cdot h_F + h)}{b}$	
im vierten	}	=	$\frac{F \cdot 2 \cdot h_F}{b}$	bzw. = $2 \cdot h_F + h$ ge-
und				
fünften Falle				

E. Die äußeren Kräfte der Windverbände.

Der Winddruck ist bei belasteter Brücke zu 150 kg/qm und bei unbelasteter Brücke zu 250 kg/qm anzunehmen. Bei der Festsetzung dieser Werte ist man von der Annahme ausgegangen, daß Windstärken von 250 kg/qm vorkommen, daß aber bei einem Winddruck, dessen Stärke das Maß von 150 kg/qm überschreitet, ein Verkehr auf der Brücke nicht mehr möglich ist. Für alle Teile des Windverbandes, die aus senkrechten Belastungen Beanspruchungen erfahren, wie in den meisten Fällen die Gurtungen und die Pfosten, die zugleich Fahrbahnquerträger sind, ist also der Winddruck von 150 kg/qm maßgebend, solange die Beanspruchungen infolge eines Winddruckes von 250 kg/qm allein nicht größer werden, als die Beanspruchungen infolge der senkrechten Belastungen und eines Winddruckes von 150 kg/qm zusammen. Die Füllungsglieder eines Windverbandes, der aus dem Winddruck auf die Fahrzeuge keine Belastungen erhält, wie z. B. der untere Verband im Fall 1 oder der obere Verband im Fall 4, sind für einen Winddruck von 250 kg/qm zu berechnen. Dagegen ist für die Füllungsglieder eines Windverbandes, der die wagerechten,

quer zur Brücke auf die Fahrzeuge wirkenden Kräfte aufzunehmen hat, in der Regel ein Winddruck von 150 kg/qm maßgebend. Zur Bestimmung der größten Stabkräfte in den Füllungsgliedern sind die Fahrzeuge selbstverständlich in die gefährlichsten Stellungen zu bringen.

Bei der Errechnung der durch den Winddruck auf die Fahrzeuge verursachten Stabkräfte in den Gliedern des Windverbandes, welche auch durch die senkrechte Belastung Beanspruchungen erfahren, ist darauf zu achten, daß die Stellung der Fahrzeuge in beiden Fällen dieselbe sein muß.

Die Größe der auf die einzelnen Knotenpunkte der Windverbände entfallenden Windkräfte ist nach den Abmessungen der Hauptträger und der Fahrbahn schätzungsweise zu ermitteln. Der Druck auf den zweiten Hauptträger ist je nach dem Abstand desselben und der Maschenweite nur mit dem $\frac{1}{2}$ - bis $\frac{2}{3}$ -fachen Werte in die Rechnung einzuführen (Vergleiche Seite 46.) Die Eisenbahnfahrzeuge bieten dem Winde eine Fläche von 3,00 m Höhe und die Straßenfahrzeuge eine Fläche von 2,50 m Höhe dar.

Beispiel.

Handelt es sich um die Errechnung der auf die Knotenpunkte des unteren Windverbandes (Abb. 721) bei der eingezeichneten Stellung der Fahrzeuge entfallenden Windkräfte, so verfähre man folgendermaßen. Man suche einen

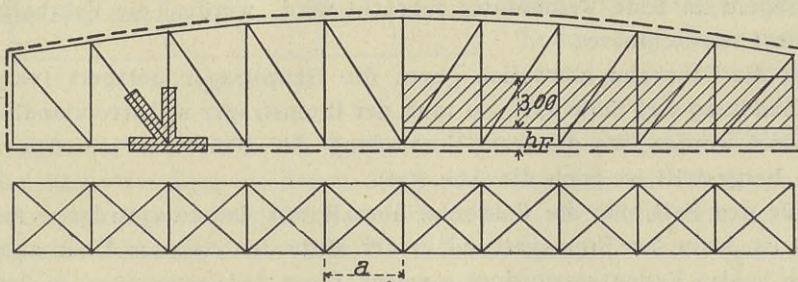


Abb. 721.

Knotenpunkt heraus, der nach Schätzung einen mittleren ständigen Winddruck aufzunehmen hat, dies ist im vorliegenden Falle der zweite Knotenpunkt vom Auflager. Nun bestimme man die für diesen in Betracht kommende Hauptträgerfläche F (schraffierte Fläche in Abb. 721) und berücksichtige den zweiten Hauptträger dadurch, daß F mit 1,5 multipliziert wird. Ist a die Feldlänge und h_F die Höhe des dem Winde ausgesetzten Fahrbahnbandes, so erhält man als ständige Belastung des Knotenpunktes $(1,5 \cdot F + h_F \cdot a)$ 150 kg, wobei angenommen ist, daß das Fahrbahnband trotz des schützenden Hauptträgers mit vollem Winddruck getroffen wird. Dieselbe ständige Belastung nehme man für alle Knotenpunkte an. Die Knotenpunktsbelastung durch den Winddruck auf die Fahrzeuge ergibt sich dann aus folgender Betrachtung. Der Winddruck auf den Flächenteil der Fahrzeuge, der in der Windrichtung hinter der Fläche F liegt, ist bereits durch den Wert 1,5 berücksichtigt. Der auf einen Knotenpunkt entfallende Winddruck, der auf die Fahrzeuge wirkt, ist also = 150. ($a \cdot 3,0$ vermindert um den auf das Band der Fahrzeuge entfallenden Anteil von F).

Abschnitt XI.

Der Bremsverband.

Die vorstehend behandelten Verbände dienen der Aufnahme wagerechter, quer zur Brückenachse gerichteter Kräfte. Für die durch das Bremsen der Fahrzeuge und das Anfahren der Lokomotiven und Motorwagen erzeugten wagerechten, parallel zur Längsachse der Brücke wirkenden Kräfte sind besondere Verbände in dem Falle nötig, daß diese Kräfte große Werte annehmen und ohne besondere Verbände eine ungünstige Inanspruchnahme der Fahrbahnträger zu befürchten ist. Dieser Fall liegt für alle größeren Eisenbahnbrücken ohne zusammenhängende Fahrbahntafel vor. Beim Fehlen besonderer Verbände würden hier die Querträger durch die Brems- und Anfahrkräfte, welche durch die Schienen und Schwellen den Längsträgern zugeführt werden, in wagerechter Richtung stark auf Biegung beansprucht werden.

Die Bremsträger werden als wagerecht liegende, vollwandige oder facherwerkartige Träger ausgebildet. Letztere werden zweckmäßig in den Windverband derart eingeschaltet, daß man die Windverbanddiagonalen zugleich als Glieder des Bremsverbandes benutzt. An dem Bremsverband, der mit den Hauptträgern in feste Verbindung gebracht wird, werden die Fahrbahnslängsträger fest angeschlossen

Ist die Fahrbahn beweglich gegen die Hauptträger gelagert (vergleiche die Abhandlung auf Seite 222), so muß der Bremsträger selbstverständlich dort angeordnet werden, wo die feste Verbindung der Fahrbahn mit den Hauptträgern hergestellt ist (siehe die Abb. 530).

Für den Fall, daß die Fahrbahn überall mit den Hauptträgern fest verbunden ist, kann der Bremsverband in der Mitte des eisernen Überbaues oder auch an beiden Enden angeordnet werden. Liegt der Bremsträger in der Mitte so müssen die Kräfte durch die Hauptträger den Widerlagern zugeführt werden. Dies geschieht unmittelbar durch den Ober- oder Untergurt, falls die Fahrbahn in der Nähe des einen oder des anderen liegt. Ist jedoch die Fahrbahn zwischen Ober- und Untergurt angeordnet, so müssen besondere Glieder in den Hauptträger eingeschaltet werden, welche die Bremskräfte ohne ungünstige Inanspruchnahme in die Hauptträger leiten. Dies ist z. B. bei dem in der Abb. 722 dargestellten Überbau durch die beiden Stäbe B_1 und B_2 geschehen.

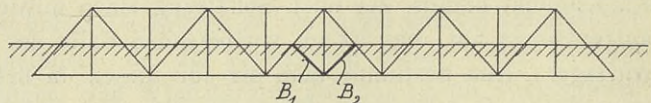


Abb. 722.

Ist an jedem Ende eines Überbaues ein Bremsverband vorgesehen und ist die Fahrbahn nir-

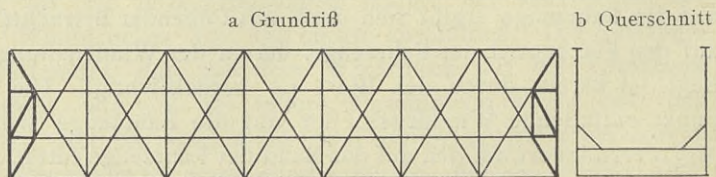


Abb. 723.

gends unterbrochen (Abb. 723), so sind die Längsträger gezwungen, die Formänderungen der Hauptträger fast vollständig mitzumachen und erhalten samt ihren Anschlüssen erhebliche Zusatzkräfte; allerdings werden bei dieser Anordnung die Querträger gänzlich von wagerechten Kräften entlastet. Unterbricht man die Fahrbahn an einer Stelle (vergleiche Seite 242), so wird

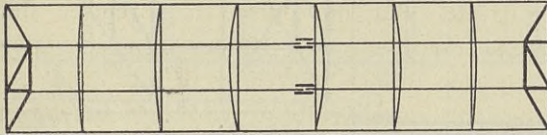


Abb. 724.

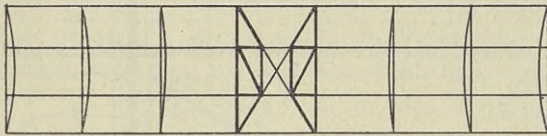


Abb. 725.

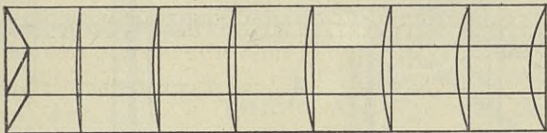


Abb. 726.

die Zusatzbeanspruchung der Längsträger vermindert und die Querträger werden dem Angriff durch wagerechte Kräfte ausgesetzt (Abb. 724).

Bei der Anordnung des Bremsträgers in der Mitte (Abb. 725) sind die Formänderungen, welche die Querträger in wagerechter Richtung durch die Formänderungen der Hauptträger erleiden, ebenso groß wie bei der in Abb. 724 dargestellten Ausbildung. Wollte man nur einen Bremsträger an einem Ende des Überbaues vorsehen (Abb. 726), so würden die Formänderungen der Quer-

träger doppelt so groß sein, als in den beiden zuletzt erwähnten Fällen.

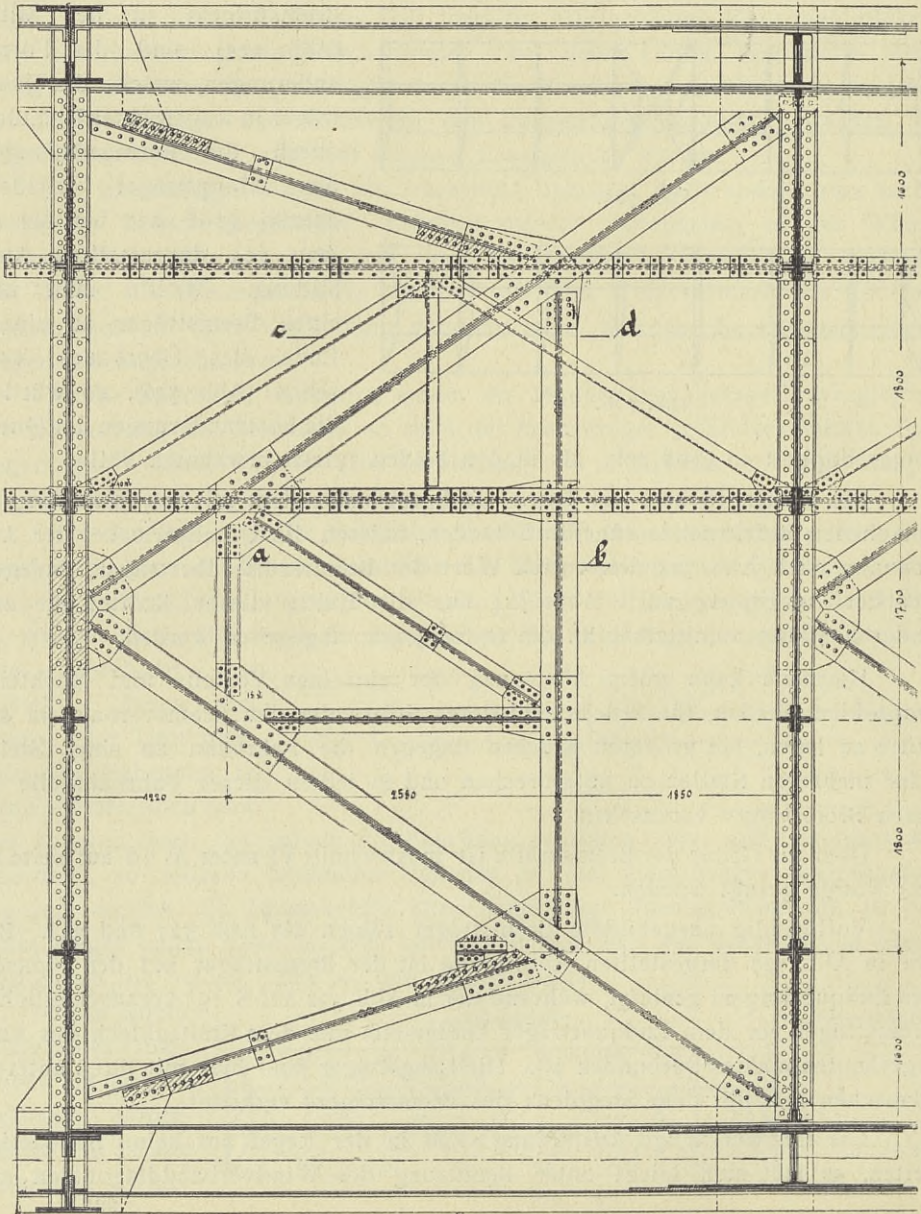
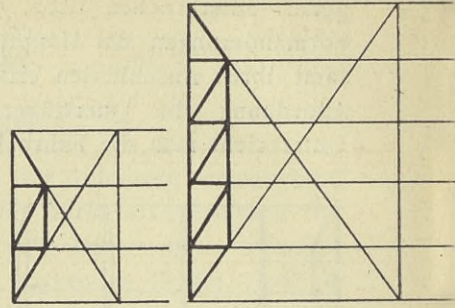
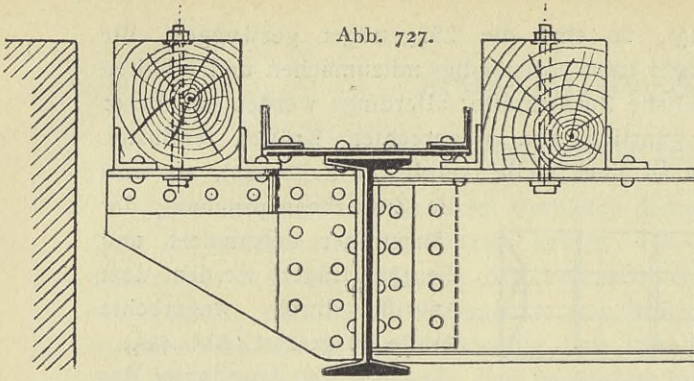
Bei Balkenbrücken, bei denen die Bremskräfte dem mit den festen Lagern versehenen Brückende zugeführt werden, müssen die Untergurte bei der Anordnung nach Abb. 725 den vollen Wert der Bremskräfte übertragen, dagegen bei der Anordnung nach Abb. 724 nur die Hälfte dieser Kräfte, die zur anderen Hälfte unmittelbar an die festen Lager abgegeben werden.

Hiernach kann unter Abwägung der einzelnen Vorteile und Nachteile empfohlen werden, für Brücken mittlerer Stützweite den Bremsverband in die Mitte zu legen, bei größeren Brücken dagegen die Fahrbahn an einer Stelle oder mehreren Stellen zu unterbrechen und in jedem dieser Fahrbahnteile je einen Bremsträger vorzusehen.

Über die Größe der Bremskräfte ist in Abschnitt VI unter A. 3d auf Seite 47 das Nötige gesagt worden.

Vollwandig ausgebildete Bremsträger zeigen die Abb. 727 und 332. Bei der in Abb. 727 dargestellten Anordnung ist der Bremsträger auf den Flansch des Endquerträgers genietet, während der in Abb. 332 auf S. 135 veranschaulichte Bremsträger vor dem Endquerträger beiderseits mit dem Knotenblech des Auflagerknotenpunktes verbunden ist. Die Längsträger sind hier mit ihren unteren Flanschen fest mit dem Stegblech des Bremsträgers vernietet.

Die fachwerkartige Ausbildung stößt in der Regel auf keine Schwierigkeiten, es läßt sich leicht unter Benutzung der Windverbanddiagonalen ein



starres Fachwerk einschalten. Die Abb. 728 und 729 zeigen solche Fachwerke für einen eingleisigen und einen zweigleisigen Überbau. Da der Windverband

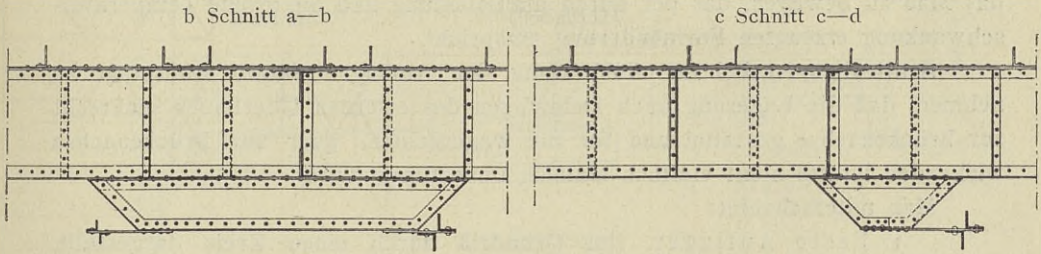


Abb. 730.

meist tiefer als die Unterkante der Längsträger liegt, so müssen diese oft durch eine besondere Konstruktion in Verbindung mit dem Bremsträger gebracht werden, wie dies aus den Abb. 730b und c zu ersehen ist. Hier ist das Bremsfachwerk in den K-förmigen Windverband eingeschaltet. In der oberen Hälfte der Abb. 730a sind die Längsträger des zweigleisigen Überbaues mit ihrem Längsverband eingezeichnet, in der unteren Hälfte aber der Deutlichkeit halber fortgelassen worden.

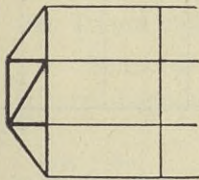


Abb. 731.

Sind am Endquerträger Konsole ausgekragt (vergleiche Abb. 554 auf Seite 238), so wird der Bremsverband auch mit Vorteil außerhalb des Endquerträgers in Verbindung mit den Konsolen hergestellt (Abb. 731).

Abschnitt XII.

Die Lager und Gelenke.

A. Allgemeines.

Die Lager haben die Übertragung sämtlicher senkrechter und wagerechter Kräfte, welche den eisernen Überbau belasten, auf die Widerlager und Pfeiler zu vermitteln.

Sie müssen daher dem Mauerwerk solche Auflagerflächen darbieten, daß dieses nicht über das zulässige Maß beansprucht wird, und Vorkehrungen besitzen, durch die die wagerechten Kräfte einwandfrei an die Widerlager und Pfeiler abgegeben werden können. Da das Bruchstein- und Ziegelmauerwerk und auch der Beton nur mäßige Beanspruchungen vertragen, so werden in der Regel zwischen den Auflagerkörper und das Mauerwerk Auflagerquader aus Granit oder Sandstein eingeschaltet, deren hohe Festigkeit gestattet, die Längen- und Breitenabmessungen des Auflagerkörpers in mäßigen Grenzen zu halten.

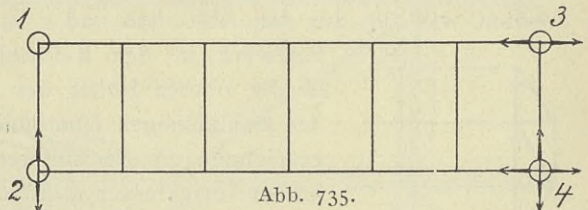
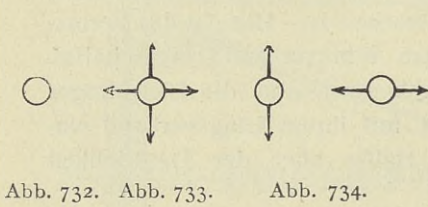
Die Lager aller Balken- und Gelenkbogenbrücken sind den Rechnungsannahmen und dem tatsächlichen Verhalten entsprechend so anzuordnen, daß Drehungen um die Auflagerpunkte möglich sind.

Die beweglichen Lager der Balkenbrücken müssen ferner den von ihnen gestützten Hauptträgerpunkten gestatten, sich gegen die festen Auflager um das Maß zu bewegen, das der durch die Belastung und die größte Temperaturschwankung erzeugten Formänderung entspricht.

Schließlich ist bei der Ausbildung der Auflager darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Lagerung auch Dehnungen des eisernen Überbaues senkrecht zur Brückenachse gestattet und für die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte nicht vielfach statisch unbestimmt wird.

Man unterscheidet:

1. Feste Auflager (im Grundriß durch einen Kreis dargestellt, Abb. 732).
2. Allseitig bewegliche Auflager (im Grundriß durch einen Kreis und vier Pfeile kenntlich gemacht, Abb. 733).



3. In einer Richtung bewegliche Auflager (im Grundriß durch einen Kreis und zwei Pfeile, welche die Bewegungsrichtung angeben, veranschaulicht, Abb. 734).

Für eine einfache Balkenbrücke empfiehlt sich z. B. die in Abb. 735 im Grundriß wiedergegebene Anordnung.

Der Überbau kann in der Längsrichtung gegen die in dieser Richtung festliegenden Auflager 1 und 2, in der Querrichtung gegen die in dieser Richtung festliegenden Auflager 1 und 3 unbehindert den Formänderungen, denen er unterworfen ist, folgen. Für die wagerechten Seitenkräfte ist die Lagerung nur einfach statisch unbestimmt. Bei 1 entstehen in wagerechter Richtung zwei Auflagerkräfte, bei 2 und 3 je eine Auflagerkraft, während das Lager bei 4 nicht im Stande ist, wagerechte Kräfte aufzunehmen.

Will man die Lagerung für die wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte statisch bestimmt machen, so muß auch bei 3 oder 2 ein allseitig bewegliches Lager angeordnet werden. Der Windverband wird im ersten Falle ein bei 1 und 2 gelagerter Freitragler, der jedoch durch die am freien Ende wirkenden seitlichen Stöße der Fahrzeuge recht erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt ist.

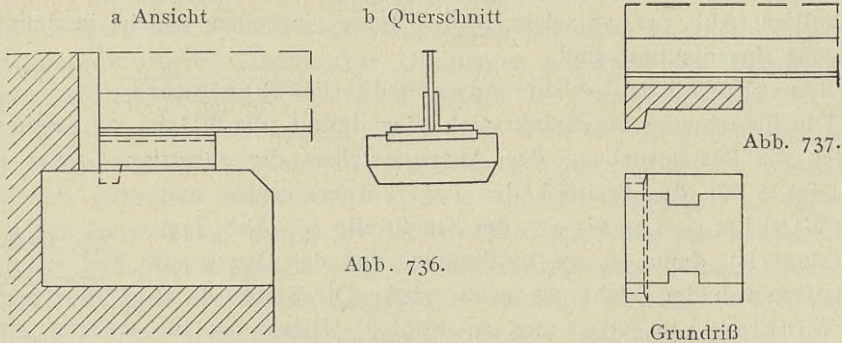
Nach diesen einleitenden, allgemein gültigen Betrachtungen sollen nun die gebräuchlichsten Lageranordnungen besprochen werden.

B. Lager der Balkenbrücken.

1. Flächenlager.

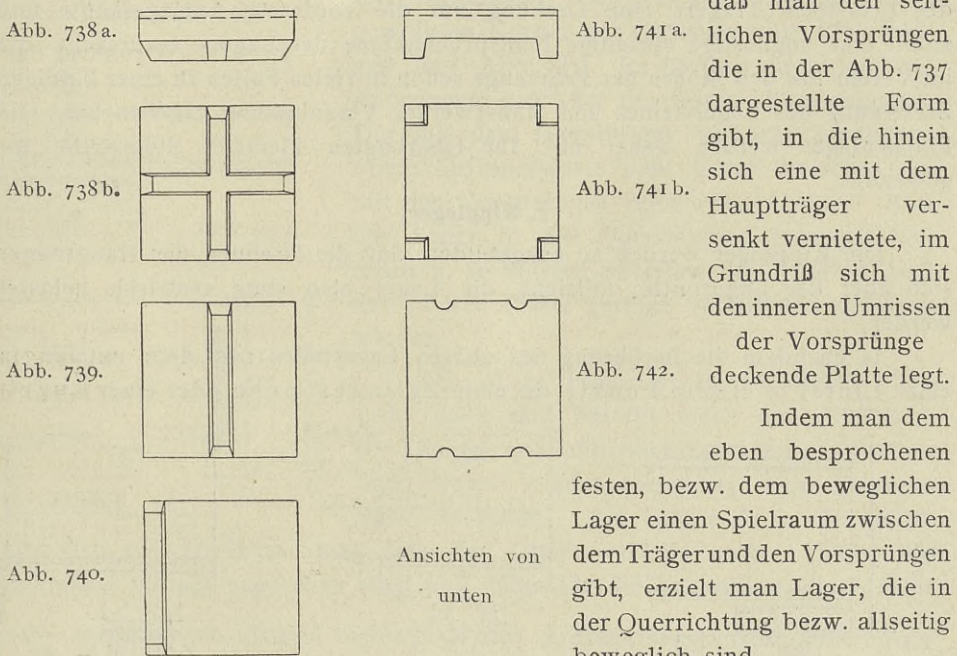
Ein Flächenlager ist ein solches, bei dem sich der Hauptträger bzw. die mit dem Hauptträger fest verbundene obere Lagerplatte mit dem unteren Lagerkörper in einer Fläche berührt (Abb. 736 und 737).

Das in der Längsrichtung der Brücke bewegliche Lager erhält die in der Abb. 736 veranschaulichte Ausbildung. Der Träger kann sich auf der unteren



Lagerplatte in der Längsrichtung verschieben. Die wagerechten, quer zur Brücke wirkenden Kräfte werden durch beiderseitige Vorsprünge, gegen die der Träger sich legt, aufgenommen.

Beim festen Lager muß der Träger auch in der Längsrichtung gegen den unteren Lagerkörper festgelegt werden. Dies geschieht am einfachsten dadurch,



daß man den seitlichen Vorsprüngen die in der Abb. 737 dargestellte Form gibt, in die hinein sich eine mit dem Hauptträger versenkt vernietete, im Grundriß sich mit den inneren Umrissen der Vorsprünge deckende Platte legt.

Indem man dem eben besprochenen festen, bezw. dem beweglichen Lager einen Spielraum zwischen dem Träger und den Vorsprüngen gibt, erzielt man Lager, die in der Querrichtung bezw. allseitig beweglich sind.

Die wagerechten, quer und längs der Brückenachse wirkenden Kräfte sind bestrebt, den unteren Lagerkörper auf dem Auflagerstein zu verschieben. Der Lagerkörper muß daher gegen den Auflagerstein durch geeignete Vorrichtungen festgelegt werden und wird zu diesem Zwecke an seiner unteren Seite entweder mit zwei kreuzförmig gestellten Rippen (Abb. 738) oder nur mit einer Rippe in der Mitte oder an der dem Widerlager zugekehrten Seite (Abb. 739 und 740) versehen. Die Rippen greifen in den Auflagerstein ein

An Stelle der Rippen werden oft an den vier Ecken nur einzelne Ansätze (Abb. 741) ausgeführt.

Man hat auch den Lagerkörper an beiden Seiten mit halbkreisförmigen Einschnitten (Abb. 742) versehen, in die Dorne eingreifen, welche in dem Auflagerstein einzementiert sind.

Berechnung und Abmessungen des Flächenlagers.

Die Berechnung beschränkt sich hier darauf, die Fläche zu bestimmen, bei der die Beanspruchung des Auflagersteines die zulässige Grenze nicht übersteigt. Für die Breite b des Lagerkörpers wählt man nach Winkler = 1,25 bis 1,5 der Gurtbreite b_1 (Abb. 743). Die Länge ist dann so zu bestimmen, daß der Druck auf den Auflagerquader nicht zu groß wird. Die Stärke δ ist nach Winkler = $40 + 0,9 l$ mm zu wählen. Hierin ist die Stützweite l in m zu messen.

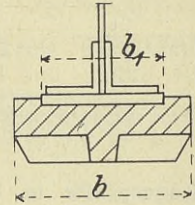


Abb. 743.

Die Rippen erhalten der einfachen Herstellung wegen trapezförmigen Querschnitt (Abb. 738). Ihre Höhe macht man in der Regel gleich ihrer oberen Breite, und zwar = 0,6 bis 0,8 der Stärke des Lagerkörpers.

Die Flächenlager sind deshalb nicht zweckmäßig, weil die Formänderung des belasteten Trägers eine Drehung um die vorderste Auflagerkante und somit eine ungünstige einseitige Inanspruchnahme des Lagers verursacht, die im Verein mit den Stößen der Fahrzeuge schon in vielen Fällen zu einer baldigen Zerstörung des Lagersteines und Mauerwerkes Veranlassung gegeben hat. Die Flächenlager werden daher nur für Überbauten kleinster Stützweite angewendet.

2. Kipplager.

Die Kipplager werden so ausgebildet, daß die Drehung der Hauptträger sich über der Lagermitte vollzieht, die Lager also stets zentrisch belastet werden.

Je nachdem die Berührung des oberen Lagerteiles mit dem unteren in einer Linie, in einem Punkte, in einer Zylinderfläche oder einer Kugel-

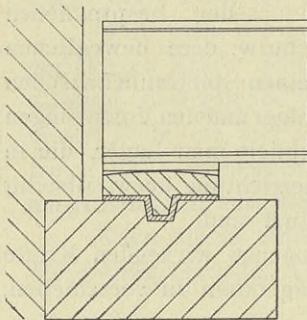


Abb. 744.

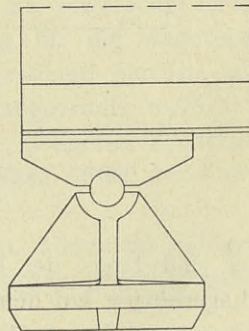


Abb. 745.

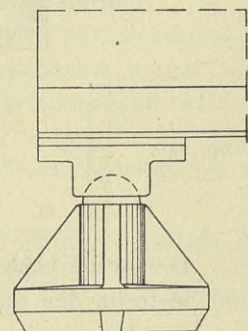


Abb. 746.

fläche stattfindet, unterscheidet man Linienkipplager (Abb. 744), Punktkipplager (Abb. 755), Zylinderzapfenkipplager (Abb. 745) und Kugelzapfenkipplager (Abb. 746).

Die beiden letzteren erfordern besondere obere Lagerkörper, welche die Zapfen umfassen.

Die Punktkipplager und Kugelpapfenkipplager bieten gegenüber den Linienkipplagern und Zylinderzapfenkipplagern den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß die oberen Lagerkörper Drehungen senkrecht zur Brückenachse ausführen können, wozu das Bestreben infolge der Durchbiegungen der Endquerträger, die über den Lagern liegen und fest an den Hauptträgern angeschlossen sind, vorhanden ist. Auch werden sie durch die Windkräfte entschieden günstiger beansprucht als die anderen Kipplager. Wegen der schwierigen Herstellung werden sie jedoch verhältnismäßig selten ausgeführt. Die Linien- und Punktkipplager sind den Zapfenkipplagern deshalb überlegen, weil bei Drehungen der oberen Lagerkörper wälzende Reibung zu überwinden ist, wohingegen bei den Zapfenkipplagern gleitende Reibung auftritt.

Sowohl die festen als auch die beweglichen Lager aller Überbauten, deren Stützweite mehr als 6 m beträgt, sind als Kipplager auszuführen

a) Die festen Lager.

Bei Stützweiten der Hauptträger bis zu 25 m werden die festen Lager als Linienkipplager in der Weise ausgebildet, daß der mit dem Hauptträger fest verbundene Teil sich auf einen nach oben gewölbten Körper aus Gußeisen oder Flußstahlguß legt (Abb. 747). Im übrigen entspricht die Anordnung ganz der des festen Flächenlagers. Die mit dem Hauptträger versenkt vernietete, obere Auflagerplatte paßt genau zwischen die mit den Vorsprüngen versehenen Ansätze. Soll das Lager in der Querrichtung Beweglichkeit besitzen, so müssen zwischen den Ansätzen und der oberen Platte geringe Spielräume gelassen werden.

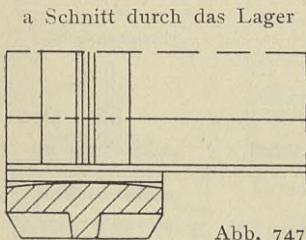
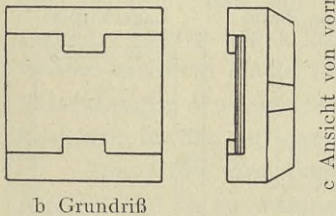
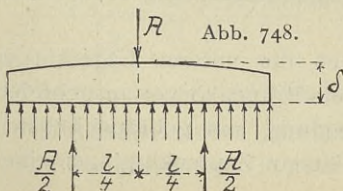


Abb. 747.



Die obere Platte ist in der Regel 2 bis 3 cm stark und besteht meist aus Flußeisen. Die Längen- und Breitenabmessungen des unteren Lagerkörpers werden ebenso wie beim Flächenlager bestimmt. Die Stärke δ in der Mitte ergibt sich aus der Betrachtung, daß der Druck auf die untere Fläche als gleichmäßig verteilt angesehen wird und daher für die Lagermitte ein Moment $\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$ wirksam ist. Hierin bedeutet A den Auflagerdruck und l die Länge des Lagers (Abb. 748).

Für die Breite b errechnet sich die Stärke δ aus der Beziehung:



$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4} \cdot 6}{b \cdot \delta^2}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot A \cdot l}{8 \cdot b \cdot \sigma}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b \cdot \sigma}}$$

Für Flußstahlgußlager kann $\sigma = 1000 \text{ kg/qcm}$ angenommen werden. Mißt man A in t , so nimmt die Gleichung die Form an:

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b}}$$

Bei Verwendung von Gußeisen, für das $\sigma = 250 \text{ kg/qcm}$ gesetzt werden kann, ergibt sich die Beziehung:

$$\delta = 2 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b}} \quad (A \text{ in } t).$$

Anstatt durch die Vorsprünge (Abb. 747c) kann die feste Verbindung des Überbaues mit den Lagern auch dadurch bewirkt werden, daß in die untere Lagerplatte ein Dorn von 2 bis 3 cm Durchmesser eingeschraubt wird, welcher mit seinem Kopf, der zur Ermöglichung der Drehung des Hauptträgers die Form eines Zahnes erhalten muß, in die obere Lagerplatte eingreift (Abb. 749).

Um das Lager vor Schmutz und Wasser zu schützen, empfiehlt es sich, die seitlichen Ansätze (Abb. 747) nicht am unteren Lagerkörper, sondern am oberen anzuordnen, den oberen Lagerkörper also über den unteren greifen zu lassen, wie dies in Abb. 750 zur Darstellung gebracht ist.

Zur Aufnahme der wagerechten, parallel der Brückenachse wirkenden Kräfte dienen die zahnförmigen Vorsprünge des unteren Lagerkörpers, welche in die Ansätze des oberen Lagerkörpers eingreifen. Letzterer ist mit dem Hauptträger verschraubt. Die wagerechten Kräfte werden aber nicht von diesen Schrauben, sondern von einem viereckigen Zapfen in der Mitte des oberen Lagerkörpers, der in die mit dem Hauptträger versenkt vernietete Lagerplatte hineingreift, aufgenommen. Die Schrauben sind mithin eigentlich entbehrlich und werden bei größeren Lagern auch fortgelassen. Die Berechnung gestaltet sich ebenso wie bei dem vorigen Lager.

Hinsichtlich der Festlegung des unteren Lagerkörpers gegen den Auflagerstein gilt das auf Seite 343 Gesagte.

Für mittlere und große Brücken werden die unteren Lagerkörper nicht aus einem vollen Stück hergestellt, sondern als Rippenkörper ausgebildet. Alle vier Arten der Kipplager finden hier Verwendung, am gebräuchlichsten sind aber die Zapfenkipplager. In der Abb. 751 ist ein Zapfenkipplager einer

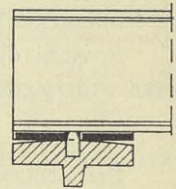


Abb. 749.

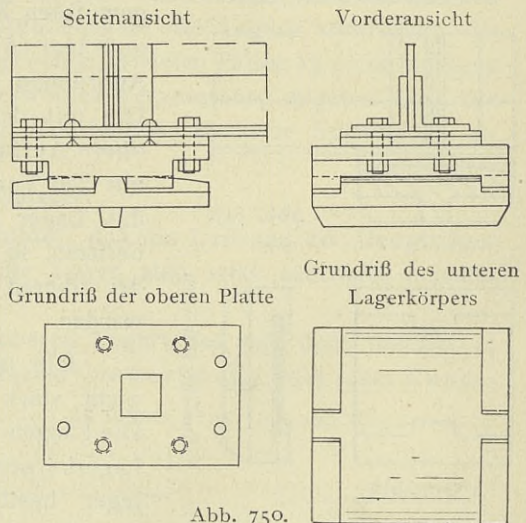
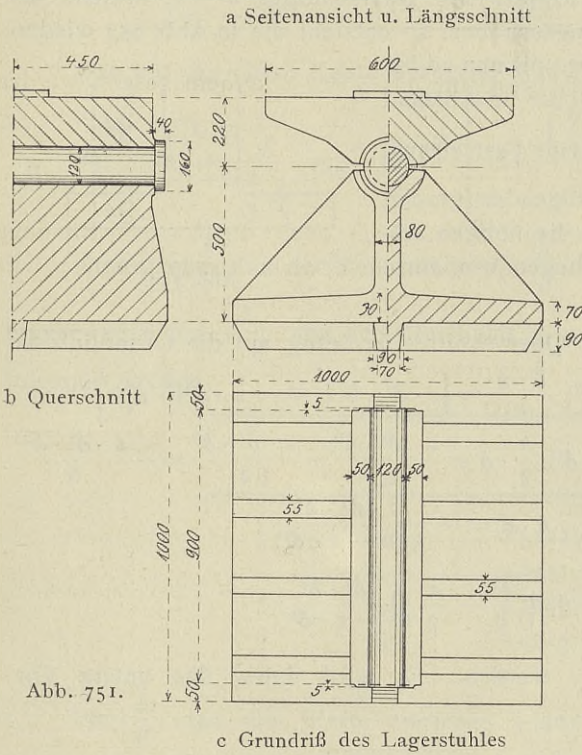


Abb. 750.

zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Stützweite veranschaulicht. Der untere Lagerkörper, auch Lagerbock genannt, besteht aus Grundplatte, Steg und Rippen.

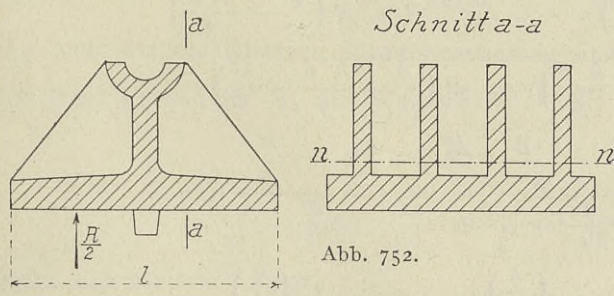


Der Steg ist oben erweitert, um den Zapfen aufnehmen zu können. Der Zapfen erhält beiderseits Bunde, durch die die waagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte vom oberen Lagerkörper an den Lagerbock abgegeben werden. Ihr Durchmesser wird ungefähr gleich dem 1,3-fachen des Zapfendurchmessers gewählt. Die Stärke der Bunde beträgt meist $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ des Zapfendurchmessers.

Der obere Lagerkörper, dessen Länge geringer als die des Lagerbockes gehalten werden kann, wird meist aus einem vollen Stück hergestellt. Die Stärke über dem Zapfen ergibt sich aus

einer ähnlichen Betrachtung wie auf Seite 345 (vergl. Abb. 748). Die Verbindung des oberen Lagerkörpers mit dem Hauptträger erfolgt zweckmäßig nur dadurch, daß ein runder oder viereckiger, aus dem Körper hervorragender Zapfen von 2 bis 2,5 cm Höhe von der Lagerplatte umschlossen wird, welche mit dem Hauptträger versenkt vernietet ist. Die Längen- und Breitenabmessungen des Lagerbockes, die zweckmäßig gleich gewählt werden, müssen nach dem für den Auflagerquader als zulässig erachteten Druck bestimmt werden.

Die Höhe des Lagerbockes und die Stärke der Grundplatte und der Rippen sind so zu wählen, daß der neben dem Steg geführte Querschnitt a—a



(Abb. 752) von dem Moment $\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$ nicht zu hoch beansprucht wird. Zum Nachweis der Beanspruchung ist es nötig, die Lage der Schwerachse und das Trägheitsmoment in Bezug auf diese Achse zu ermitteln. Ohne weitere

Anhalt werden im allgemeinen mehrere Versuchsrechnungen nötig sein, ehe ein passender Querschnitt gefunden wird. Um diese umständlichen Rech-

nungen zu vermeiden, empfiehlt es sich, den von Müller-Breslau angegebenen Weg einzuschlagen.

Denkt man sich die z Rippen des Querschnittes $a-a$, welche die Stärke δ^1 besitzen, zusammengeschoben, so entsteht die in Abb. 753 wieder-gegebene Form. Der Querschnitt soll nun so bemessen werden, daß die Schwerachse im Abstand $\frac{h}{3}$ von der unteren Kante liegt, eine Festsetzung, durch welche man, wie im folgenden gezeigt wird, in den Stand gesetzt ist, die nötigen Abmessungen ohne Versuchsrechnungen von vorn-herin richtig zu ermitteln.

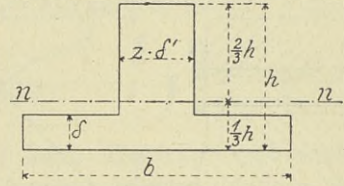


Abb. 753.

Das statische Moment des Querschnittes in Bezug auf die Grundlinie ist

$$\begin{aligned}
 1. \quad & z \cdot \delta^1 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - z \cdot \delta^1) \frac{\delta \cdot \delta}{2} = \left\{ z \cdot \delta^1 \cdot h + (b - z \cdot \delta^1) \cdot \delta \right\} \frac{h}{3} \\
 2. \quad & (b - z \cdot \delta^1) \frac{\delta^2}{2} - (b - z \cdot \delta^1) \frac{h}{3} \cdot \delta = \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{3} - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{2} = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} \\
 & \delta^2 - \frac{2}{3} \cdot h \cdot \delta = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{3(b - z \cdot \delta^1)} \\
 3. \quad & \delta = \frac{h}{3} \pm \sqrt{\frac{h^2}{9} - \frac{1}{3} \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{(b - z \cdot \delta^1)}}
 \end{aligned}$$

δ soll nicht stärker als $\frac{h}{3}$ werden. Es wird daher das untere Vorzeichen gewählt:

$$\delta = \frac{h}{3} \left(1 - \sqrt{\frac{b - 4z \cdot \delta^1}{b - z \cdot \delta^1}} \right)$$

Die Bedingung für einen reellen Wert dieser Gleichung ist:

$$\begin{aligned}
 b &\geq 4z \cdot \delta^1 \\
 \frac{b}{z \delta^1} &\geq 4.
 \end{aligned}$$

Aus der Gleichung 2 folgt weiter:

$$\begin{aligned}
 (b - z \cdot \delta^1) \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) &= - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} \\
 b \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) &= - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} + z \cdot \delta^1 \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) \\
 b \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) &= z \cdot \delta^1 \left(\frac{\delta}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} - \frac{h^2}{6} \right) \\
 \frac{b}{z \cdot \delta^1} &= \frac{\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} - \frac{h^2}{6}}{\frac{\delta}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3}} = 1 - \frac{\frac{h^2}{6}}{\frac{\delta}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3}} \\
 4. \quad \frac{b}{z \cdot \delta^1} &= 1 - \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2}{3 - 2\left(\frac{h}{\delta}\right)} = 1 + \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2}{2\left(\frac{h}{\delta}\right) - 3}
 \end{aligned}$$

Das Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf die Schwerachse ist:

$$J = \frac{b \cdot \left(\frac{h}{3}\right)^3 - (b - z \cdot \delta^1) \left(\frac{h}{3} - \delta\right)^3 + z \cdot \delta^1 \cdot \left(\frac{2}{3} h\right)^3}{3}$$

Das auf die obere Kante bezogene Widerstandsmoment ist dann:

$$5. \quad W_0 = \frac{J}{\frac{2}{3} h} = \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2 - 3 \left(\frac{h}{\delta}\right) + 3}{2 \left(\frac{h}{\delta}\right)^2 - 3 \left(\frac{h}{\delta}\right)} \right]$$

Nimmt man nun der Reihe nach für $\frac{h}{\delta}$ die Werte 3, 4, 5 und 6 an, so ergeben sich für $\frac{b}{z \cdot \delta^1}$ aus der Gleichung 4 und für W_0 aus der Gleichung 5 folgende Größen:

$\frac{h}{\delta}$	$\frac{b}{z \cdot \delta^1}$	W_0
3	4,0	0,2222 · z · δ ¹ · h ²
4	4,2	0,2251 · z · δ ¹ · h ²
5	4,6	0,2286 · z · δ ¹ · h ²
6	5,0	0,2315 · z · δ ¹ · h ²

Für $\frac{h}{\delta}$ sind die Werte zwischen 3 und 5 zu empfehlen; man erhält dann angemessene Größen für die Höhe h . Große Höhen sind zwar für die Druckverteilung der senkrechten Kräfte günstig, aber deshalb zu vermeiden, weil die wagerechten Kräfte hierbei sehr ungünstige Beanspruchungen für den Auflagerquader hervorrufen können.

Beispiel.

Für einen Auflagerdruck von 480 t sollen die Abmessungen eines Lagerbockes aus Flußstahl ermittelt werden.

Bei einer quadratischen Grundplatte von 120 cm Seitenlänge beträgt der Druck auf den Auflagerquader $= \frac{480\,000}{14\,400} = \text{rd. } 33,3 \text{ kg/qcm}$. $\frac{h}{\delta}$ wähle man = 5. Aus der vorstehenden Zusammenstellung findet man zu $\frac{h}{\delta} = 5$ für $\frac{b}{z \cdot \delta^1}$ den Wert 4,6 und für W_0 den Wert $0,2286 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$. Aus der Beziehung:

$$W \cdot \sigma = M = \frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

$$0,2286 \cdot \frac{120}{4,6} \cdot h^2 \cdot \sigma = \frac{480 \cdot 120}{8}$$

ergibt sich für $\sigma = 1 \text{ t/qcm}$

$$h = \sqrt{\frac{480 \cdot 120 \cdot 4,6}{8 \cdot 0,2286 \cdot 120}} = \text{rd. } 35 \text{ cm.}$$

δ wird dann aus der Gleichung $\frac{h}{\delta} = 5$ zu 7 cm bestimmt. Schließlich bleibt noch die Stärke und Anzahl der Rippen zu errechnen. Man wähle

$$\delta^1 = \text{rd. } \frac{b}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm.}$$

z erhält man dann aus der Beziehung

$$\frac{b}{z \cdot \delta^1} = 4,6$$

$$z = \frac{b}{\delta^1 \cdot 4,6} = \frac{120}{6 \cdot 4,6} > 4 \text{ aber } < 5.$$

Man nehme $z = 5$ und ändere hiernach δ^1 ab:

$$\delta^1 = \frac{120}{4,6 \cdot 5} = \text{rd. } 5,5 \text{ cm.}$$

Besteht der Lagerbock aus Gußeisen, so ist für die Bestimmung der Abmessungen die auf der unteren Seite entstehende Zugbeanspruchung maßgebend. Das Widerstandsmoment in Bezug auf die untere Kante ist

$$W_u = 2 \cdot W_0.$$

Die Stärke der Grundplatte läßt man in der Regel von der Mitte nach den Seiten mit einer Neigung von $\frac{1}{20}$ abnehmen. Die Stärke des Steges wähle man $= \frac{h}{6}$ und lasse ihn mit einer Stärke $= \frac{2}{3}$ dieses Wertes um den Zapfen fassen.

Berechnung des Kippzapfens.

Bedeutet σ die Druckbeanspruchung im Scheitel des Zapfens, so ist nach Müller-Breslau die Annahme erlaubt, daß die unter dem Winkel φ gegen die Senkrechte geneigte, durch den Mittelpunkt des Zapfens gehende Spannung $\sigma_\varphi = \sigma \cdot \cos \varphi$ ist (Abb. 754). Es besteht dann die Gleichung:

$$A = \int \sigma_\varphi \cdot r \cdot d\varphi \cdot l \cdot \cos \varphi,$$

worin A den Auflagerdruck und l die Länge des Zapfens ausschließlich der Bunde bedeutet.

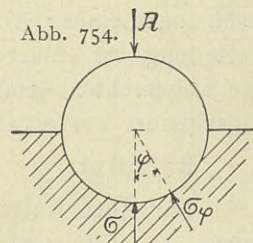
Nimmt man an, daß Zapfen und Lager beiderseits des Scheitels nur für einen Winkel $\varphi = 45^\circ$ zusammen passen, so erhält man die Beziehung

$$A = 2 \cdot \sigma \cdot r \cdot l \cdot \int_0^{45} \cos^2 \varphi \cdot d\varphi.$$

Hieraus wird für r die Formel abgeleitet:

$$r = \frac{0,8 \cdot A}{\sigma \cdot l}.$$

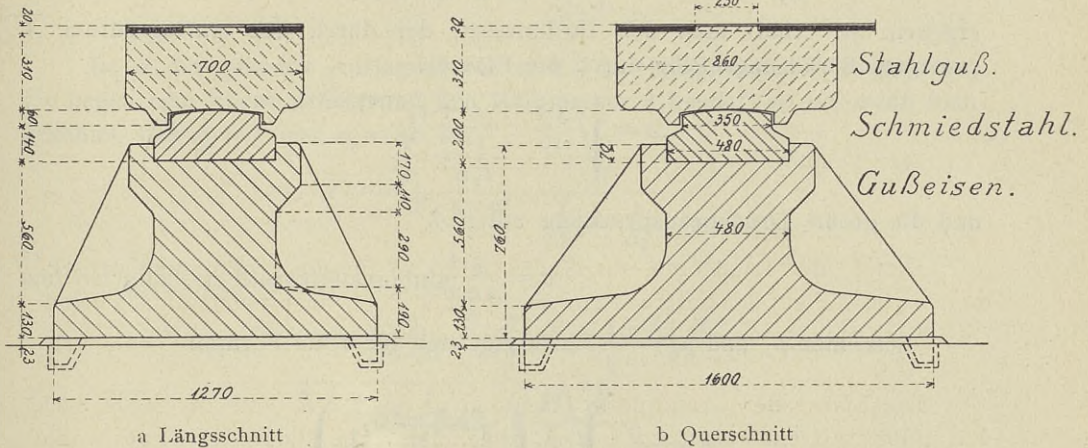
Für Flußstahlguß und Flußstahl ist σ im allgemeinen $= 1$ t/qcm zu setzen. Für größere Auflagerdrucke kann man in Anbetracht des Umstandes, daß das Material des von allen Seiten umschlossenen Zapfens, namentlich an den stark beanspruchten Stellen, nicht ausweichen kann, unbedenklich Beanspruchungen von 1500 bis 1700 kg/qcm zulassen, um zu große Zapfendurchmesser zu vermeiden. Andererseits mache man den Durchmesser nicht



unter 8 cm, da sich Zapfen von kleineren Durchmesser schwer genau herstellen lassen.

In Abb. 755 ist ein Punktkipplager dargestellt, das dem Entwurf für die neue nördliche Eisenbahnbrücke in Cöln*) entstammt.

Abb. 755.



Die Verbindung des Hauptträgers mit dem oberen Lagerkörper ist hier ähnlich wie bei dem auf Seite 347 besprochenen Lager durch einen runden Vorsprung im oberen Lagerkörper und einen entsprechenden Ausschnitt in der mit dem Gurt versenkt vernieteten Platte hergestellt. Der obere Lagerkörper umfaßt den Kugzapfen, der in den aus Gußeisen bestehenden Lagerstuhl eingelassen ist. Die Festlegung des letzteren gegen den Auflagerstein ist durch 4 Ansätze an den Ecken erfolgt. Zur Berechnung dieses Lagers ist folgendes zu bemerken: Der obere, aus Flußstahlguß hergestellte Lagerkörper ist ebenso wie der beim Zapfenkipplager zu berechnen. Die untere Fläche des Kugzapfens, der aus Flußstahl besteht, ist nach der für Gußeisen zulässigen Druckbeanspruchung zu ermitteln. Die Höhe des Zapfens muß so groß sein, daß das aus der gleichmäßigen Druckverteilung herrührende Moment in der Mitte (vergleiche Abb. 748) keine zu hohen Beanspruchungen hervorruft.

Der obere Lagerkörper und der Zapfen berühren sich im unbelasteten Zustande nur in einem Punkte. Eine einwandfreie Berechnung derartiger Lagerungen ist nur nach den Hertz'schen Formeln**) durchzuführen.

Bezeichnen r_1 und r_2 die beiden Halbmesser der beiden sich berüh-

*) Der Entwurf ist von der Gesellschaft Harkort aufgestellt worden.

**) Vergleiche Weyrauch: „Über die Berechnung der Brücken-Auflager“. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1894, S. 131 u. f.

den Kugelflächen, E_1 und E_2 die Elastizitätsmoduln und sind e_1 und e_2 zwei Zahlen, die sich aus den Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{4}{E_1} (1 - \mu_1) (1 + \mu_1) \\ e_2 &= \frac{4}{E_2} (1 - \mu_2) (1 + \mu_2) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \mu_1 \text{ und } \mu_2 = \text{Verhältnis der Quer-} \\ \text{zusammenziehung zur Längsdeh-} \\ \text{nung für gezogene Prismen} \end{array}$$

ergeben, so erhält man den Halbmesser, der durch den Auflagerdruck A erzeugten Berührungsfläche durch die Formel:

$$a = \sqrt[3]{\frac{3A}{16} \cdot \frac{e_1 + e_2}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad *)$$

und die größte Druckbeanspruchung unter A

$$\sigma = \frac{3A}{2\pi a^2}.$$

Setzt man μ_1 und $\mu_2 = \frac{1}{3}$, so ergibt sich für σ die Formel:

$$\sigma = \frac{3}{2 \cdot \pi} \sqrt[3]{A \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}} \right)^2}.$$

Berührt sich eine ebene Fläche mit einer Kugel, so erhält man unter Beachtung von $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ den erforderlichen Halbmesser der Kugel aus der Gleichung

$$r = \frac{9}{8 \cdot \pi \cdot \sigma \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)} \sqrt{\frac{6 \cdot A}{\pi \cdot \sigma}}.$$

Ist $E_1 = E_2 = E$, so geht die Gleichung über in

$$r = \frac{E}{4 \cdot \sigma} \sqrt{\frac{A}{\sigma}}.$$

An dieser Stelle sollen auch die von Hertz für die Berechnung von Lagern, bei denen sich zwei Zylinderflächen berühren, gegebenen Formeln eingeschaltet werden.

Berühren sich zwei Kreiszyylinder mit den Halbmessern r_1 und r_2 im spannungslosen Zustande in einer Linie, so erhält man die halbe Breite der sich unter einem Auflagerdruck P für die Längeneinheit ausbildenden Berührungsfläche nach der Gleichung:

$$\frac{b}{2} = \sqrt{\frac{P}{\pi} \cdot \frac{e_1 + e_2}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

und die größte Druckbeanspruchung unmittelbar unter P aus der Gleichung:

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot \frac{b}{2}}.$$

*) Die r sind positiv oder negativ zu rechnen, je nachdem die Mittelpunkte der Krümmungen im Inneren der betreffenden Körper liegen oder nicht.

Für e_1, e_2, r_1 und r_2 gilt das oben Gesagte. Für $\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{3}$ erhält man für die größte Druckbeanspruchung die Formel:

$$\sigma = \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{P}{2 \cdot \pi} \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}}$$

Ist A der gesamte Auflagerdruck und l die Länge einer Zylinderfläche, die gegen eine Ebene drückt und den Halbmesser r besitzt, so ist, wenn man beachtet, daß $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ ist,

$$l \cdot r = \frac{9}{8 \cdot \pi \cdot \sigma^2} \cdot \frac{A}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}$$

und bei gleichen Elastizitätsmoduln

$$l \cdot r = \frac{9}{16 \cdot \pi} \frac{E \cdot A}{\sigma^2} = 0,179 \cdot \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

$$\sigma = 0,42 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot A}{l \cdot r}}$$

Die zulässigen Beanspruchungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einer Linie oder einem Punkte berühren, dürfen weit höhere Werte als die auf S. 36 angegebenen annehmen, weil für die gedrückten Teilchen keine Knickgefahr vorliegt und die stark beanspruchten Teilchen durch das benachbarte, weniger beanspruchte Material am Ausweichen gehindert werden.

Für den Fall, daß der in der Berührungsstelle wirkende Druck einwandfrei festgestellt werden kann, ein Fall, der bei den festen Lagern stets, bei den beweglichen Lagern dagegen nicht immer vorliegt, kann man als zulässige Grenze der Beanspruchung annehmen:

- | | |
|-------------------------------|----------|
| 1. für Gußeisen | 4 t/qcm, |
| 2. für Flußeisen | 5 „ |
| 3. für Flußstahlguß | 6,5 „ |

Die Formel

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

nimmt dann für die verschiedenen Eisensorten folgende Werte an:

1. Gußeisen:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{1000}{16} A = 11,2 \cdot A$$

oder

$$d \cdot l = 23 A.$$

2. Flußeisen:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{2150}{25} A = 15,4 \cdot A$$

oder

$$d \cdot l = 31 A.$$

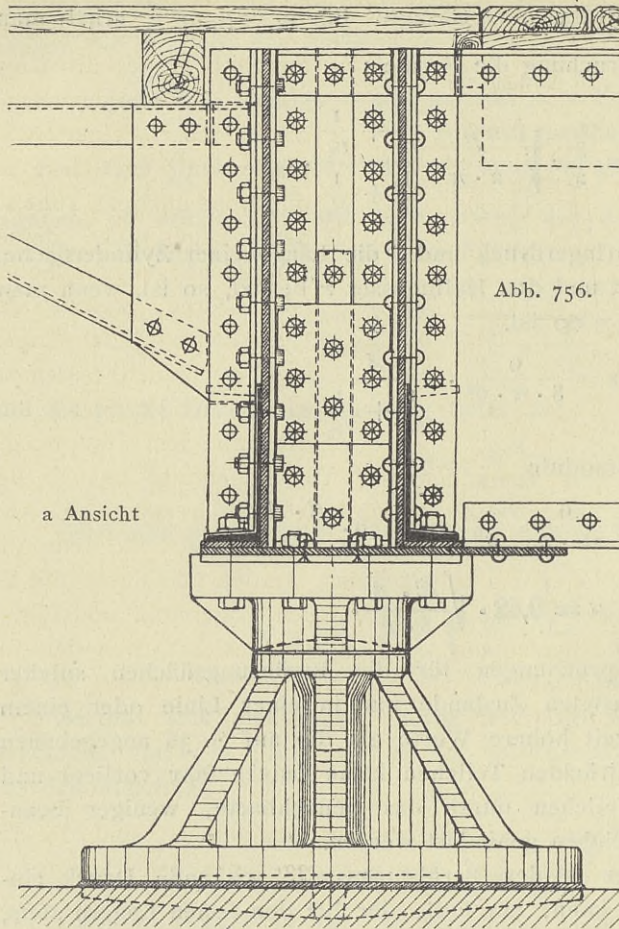
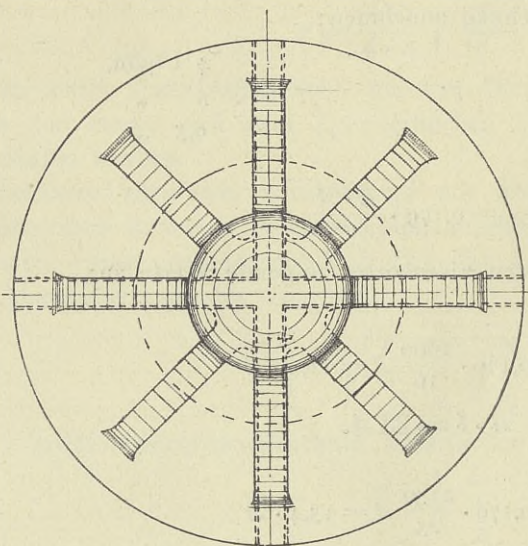


Abb. 756.

a Ansicht



b Grundriß des Lagerbockes

3. Flußstahlguß:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{2200}{42,25} A =$$

oder

$$d \cdot l = 19 A.$$

Ein Kugelkipplager, bei dem sich zwei Kugelflächen mit gleichen Halbmessern berühren, ist in Abb. 756 dargestellt. Die Berechnung gestaltet sich hier ganz entsprechend der des Kippzapfens (sich S. 350). Es wird wieder die Annahme gemacht $\sigma_\varphi = \sigma \cdot \cos \varphi$ (vergl. Abbildung 757).

$$A = \int_0^{\varphi_0} \sigma \cdot \cos \varphi \cdot 2 \cdot r^2 \cdot \pi \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi \cdot \cos \varphi$$

$$A = 2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sigma \cdot \frac{(1 - \cos^3 \varphi_0)}{3}$$

Ein Linienkipplager mit einem aus Grund-

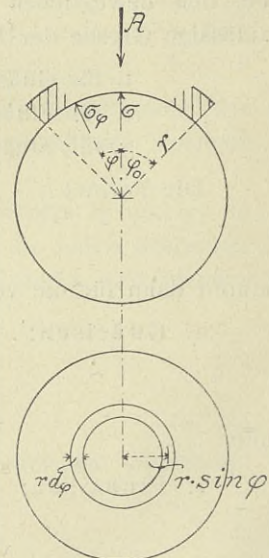


Abb. 757.

platte, Steg und Rippen gebildeten Lagerstuhl, wie es von den Bayerischen Staatsbahnen verwendet wird, zeigt die Abb. 758. Der nach oben gewölbte,

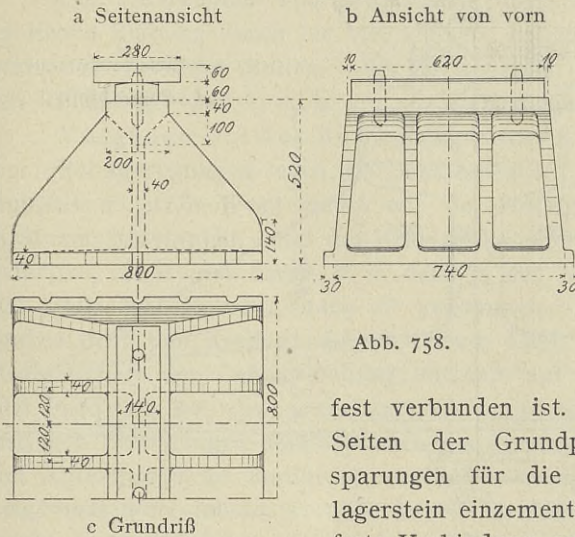


Abb. 758.

aus Stahl hergestellte Kippkörper, auf dem der Hauptträger mittels einer Stahlplatte von 6 cm Stärke unmittelbar aufliegt, ruht auf dem Lagerstuhl, dessen Oberfläche genau gehobelt ist. Dorne, welche den Kippkörper mit dem Lagerstuhl verbinden, fassen zugleich in die Stahlplatte, die mit dem Hauptträger fest verbunden ist. Der Lagerstuhl hat an den Seiten der Grundplatte halbkreisförmige Aussparungen für die Dorne, welche in dem Auflagerstein einzementiert werden und durch die die feste Verbindung zwischen Lagerstuhl und Lagerstein hergestellt wird. Die Berechnung des Lagerstuhles hat nach den auf Seite 348 gegebenen Gesichtspunkten zu erfolgen. Der Halbmesser des gewölbten oberen Teiles des Stuhles ist nach der Hertzschens Formel auf Seite 353

$$l \cdot r = \frac{9}{16 \cdot \pi} \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

zu bestimmen. Zur Ermittlung seiner Höhe und Grundfläche sind die bei der Berechnung des Kugelzapfens auf Seite 351 gegebenen Bemerkungen zu beachten.

Das ebenfalls als Linienkipplager ausgebildete feste Lager eines 130 m weit gespannten Überbaues der neuen Wechselbrücke bei Münsterwalde ist in Abb. 759 veranschaulicht. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen. Der Lagerstuhl besteht aus Gußeisen, die übrigen Teile sind aus Flußstahlguß hergestellt.

b) Die nach einer Richtung beweglichen Lager.

a) Die Gleitlager.

Bei Überbauten bis zu 15 m Stützweite werden die längsbeweglichen Lager, ganz entsprechend den festen Kipplagern für kleinere Brücken, nur unter Fortlassung der zum Festhalten vorgesehenen Teile ausgebildet, also nach der Abb. 747 unter Fortfall der Vorsprünge und nach Abb. 750 nur unter Fortfall der Zähne des unteren Lagerkörpers und der entsprechenden Aussparungen im oberen Lagerkörper.

Diese Gleitkipplager können deshalb nur bei kleineren Überbauten bis zu 15 m Stützweite verwendet werden, weil durch die gleitende Reibung beträchtliche wagerechte Kräfte entstehen, die den Überbau und die Widerlager oder Pfeiler sehr ungünstig beanspruchen können.

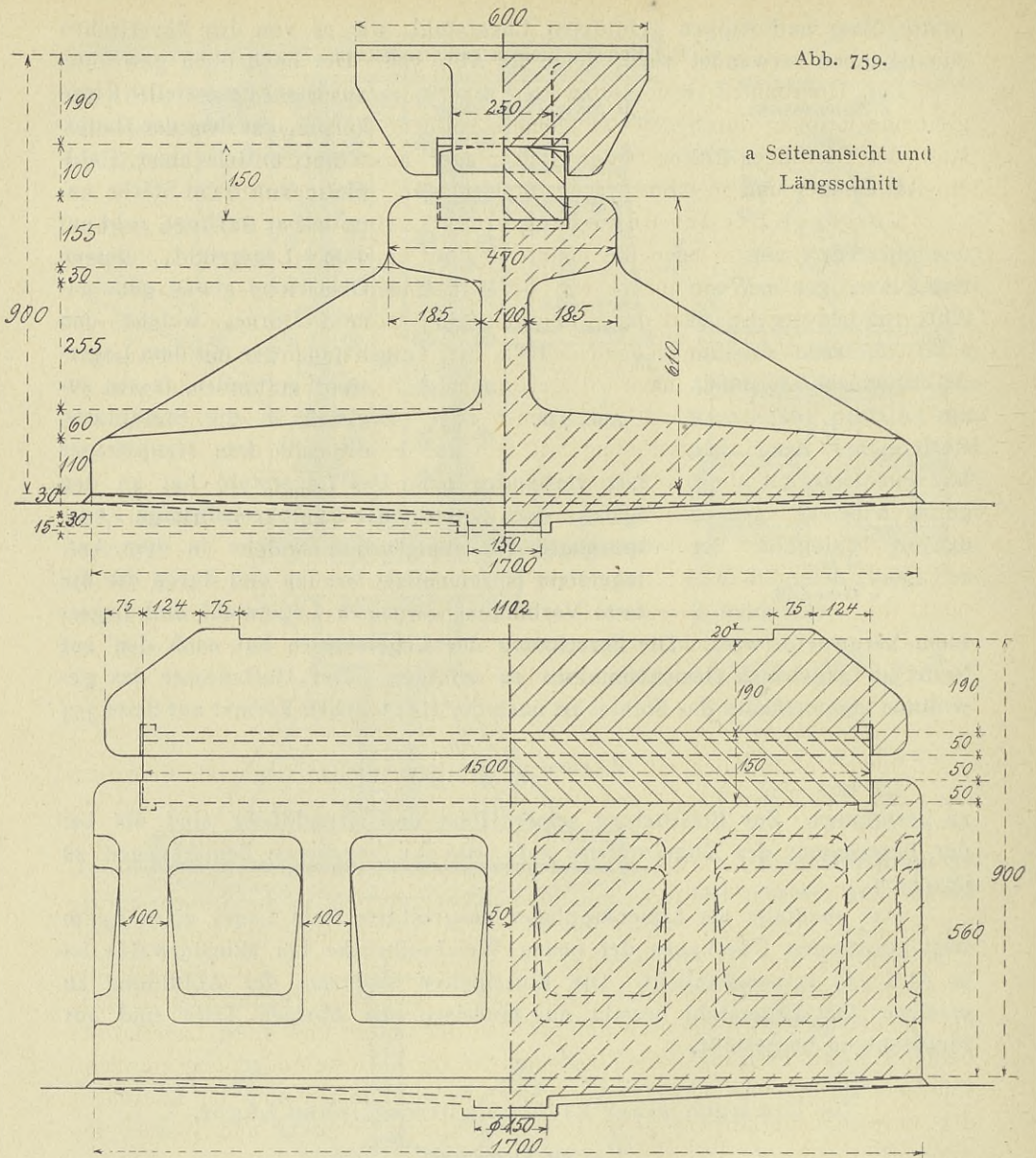


Abb. 759.

a Seitenansicht und
Längsschnitt

b Ansicht von vorn und Querschnitt

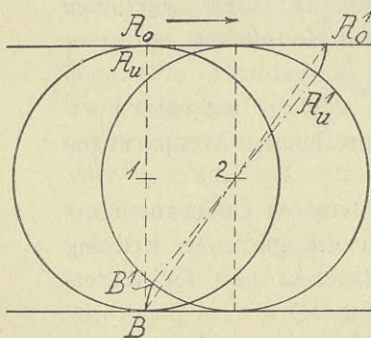
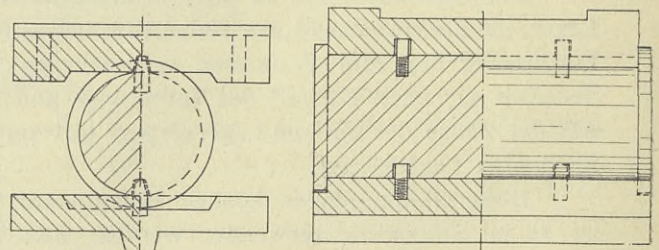


Abb. 760.



a Seitenansicht und
Längsschnitt

b Ansicht von vorn und
Querschnitt

Abb. 761.

β) Die Rollen-, Stelzen und Pendellager.

Für Überbauten von Stützweiten über 15 m empfiehlt es sich, die gleitende Reibung durch die viel kleinere rollende Reibung zu ersetzen, also statt der Gleitlager Rollen- oder Stelzenlager auszuführen. In Abb. 764 ist ein Rollenlager und in Abb. 771 ein Stelzenlager veranschaulicht.

Vorgänge bei der Bewegung eines Rollen- oder Stelzenlagers.

Bei Bewegungen legen die Punkte des auf einer Rolle liegenden Körpers doppelt so große Wege zurück wie der Mittelpunkt der Rolle, wie aus der Abb. 760 hervorgeht. Hat der Mittelpunkt einer Rolle die Strecke 1—2 durchschritten, so ist der Punkt B , in dem in der Anfangslage die Berührung mit der Unterlage stattfand, nach B^1 gekommen. Die Verbindungslinie von B^1 und 2 trifft den Kreis in A_u^1 , der neuen Lage des Punktes A_u , in dem die Rolle sich in der Anfangsstellung mit dem auf ihr ruhenden Körper berührte. Der Punkt A_0 hat die neue Lage A_0^1 eingenommen. $\overline{A_0 A_0^1}$ ist $= 2 \cdot \overline{12}$. Bei geringen Bewegungen entfernen sich die Punkte, in denen oben und unten in der Anfangslage die Berührung stattfindet, wenig von einander. Die Abb. 760 zeigt außerdem, daß die Rolle beiderseits in einer Entfernung $= \overline{12}$ vom Mittelpunkt in senkrechten Linien abgeschnitten werden kann, falls der auf ihr ruhende Körper sich höchstens nach links und rechts um eine Strecke $= \overline{A_0 A_0^1}$ bewegt, ohne daß ein Umfallen eintreten kann

Rollenlager.

Soweit es möglich ist, führe man die beweglichen Lager als Einrollenlager aus, bei denen Kipp- und Bewegungsvorrichtung vereinigt ist, und die daher eine sehr geringe Höhe erfordern. In Abb. 761 ist ein derartiges Lager veranschaulicht. Die Rolle erhält beiderseits 2—3 cm starke Bunde, die die Berührungsflächen des unteren und oberen Lagerkörpers in der Höhenrichtung um 2—3 cm überragen. Diese Bunde dienen zur Führung der Rolle in der Längsrichtung und zur Übertragung der wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte auf die untere Lagerplatte. Man hat auch unter Fortlassung der Bunde die Rollen dadurch geführt, daß der untere und obere Lagerkörper beiderseits mit Führungsleisten versehen wurden. Diese Anordnung empfiehlt sich aber deshalb nicht, weil sich in der von den Leisten und der Lauffläche des unteren Lagerkörpers gebildeten Rinne leicht Schmutz und Wasser ansammelt.

Bezüglich der Befestigung der unteren Lagerplatte auf dem Lagerstein und der Verbindung des oberen Lagerkörpers mit dem Hauptträger gilt das bereits früher Gesagte.

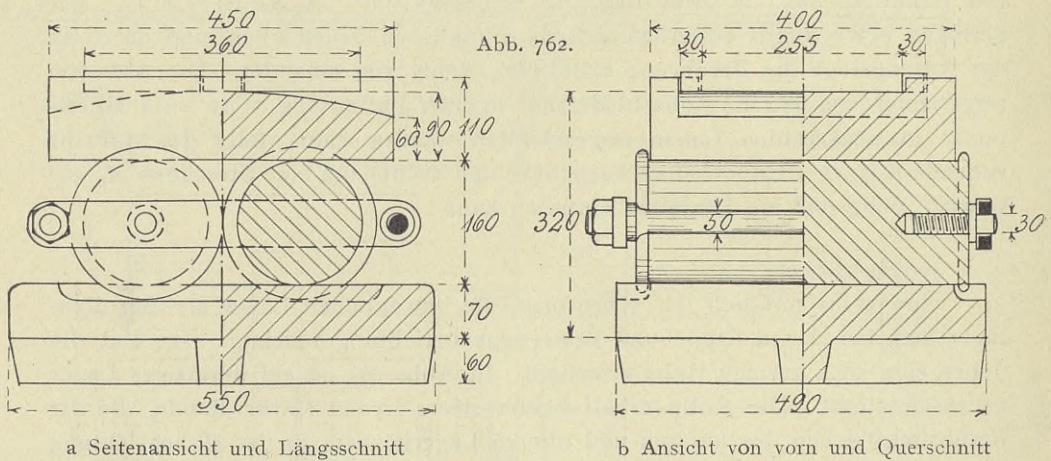
Um die Rolle zu zwingen, der Bewegung der oberen Lagerplatte zu folgen, und um sie zu hindern, bei entlastetem Lager sich zu verschieben, wozu z. B. bei einer nicht wagerecht liegenden Lagerplatte das Bestreben vorhanden ist, sind besondere Vorrichtungen notwendig, deren verschiedene Ausführungsmöglichkeiten an den einzelnen aufgeführten Lagern beschrieben werden sollen. Hier sind Dorne in die untere Lagerplatte und auf der oberen Seite in die Rolle eingeschraubt, welche mit zahnartigen Köpfen in die Rolle bzw. in die obere Lagerplatte greifen. Es wäre falsch, die unteren Dorne

auch in die Rolle zu schrauben und in Vertiefungen der unteren Lagerplatte eingreifen zu lassen, weil sich dann in den Löchern das Wasser ansammeln könnte.

Die Berechnung des Durchmessers der Rolle ist nach den auf Seite 353 angegebenen Hertzschens Formeln durchzuführen. Die Rollen werden bis zu 30 cm Durchmesser ausgeführt.

Erfordert die Rechnung für eine Rolle einen größeren Durchmesser, so geht man zum Zweirollenlager über. Bei einem solchen Lager ist ebenso wie bei den Lagern mit mehr als zwei Rollen eine besondere Kippvorrichtung erforderlich, die nach denselben Grundsätzen wie bei den festen Lagern ausgebildet wird.

So zeigt die Abb. 762 ein Zweirollenlager mit einer Kippvorrichtung, die entsprechend dem auf Seite 345 beschriebenen festen Linienkipplager



a Seitenansicht und Längsschnitt

b Ansicht von vorn und Querschnitt

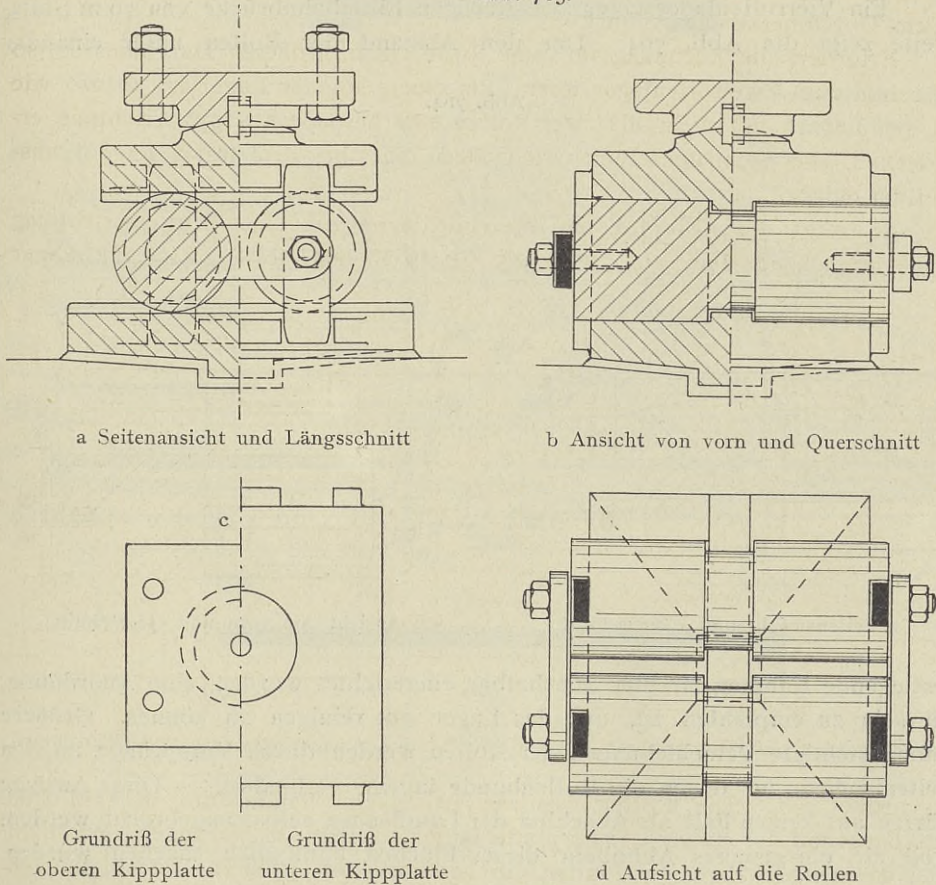
angeordnet ist. Die Rollen besitzen beiderseits Bunde, die in seitlichen Aussparungen der unteren Lagerplatte laufen. Diese Aussparungen sind nicht über die ganze Länge der Platten durchgeführt, um größere Verschiebungen der Rollen bei entlastetem Lager zu verhindern. Beide Rollen müssen in einem bestimmten Abstand von einander gehalten werden, erstens, damit sie nicht gegenseitig in Berührung kommen, wodurch bei der Bewegung an der Berührungsstelle eine gleitende Reibung auftreten würde, zweitens, damit der Abstand nicht größer wird, als der, für den die Berechnung des auf den Rollen ruhenden Lagerkörpers durchgeführt ist. Dies ist im vorliegenden Fall dadurch erreicht worden, daß beiderseits in jede Rolle geschraubte Bolzen in Flacheisen greifen, welche an den Enden durch Schrauben verbunden sind. Die Höhe dieser Flacheisen wird in der Regel zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ des Rollendurchmessers angenommen.

Der auf jede der Rollen entfallende Druck kann genau festgestellt werden, daher sind auch für die Berührungsstellen der Rollen die auf Seite 353 angegebenen hohen Beanspruchungen zulässig. Es gelten also auch hier die auf Seite 353 u. 354 stehenden Formeln, nur mit der Änderung, daß an Stelle von $d \cdot l$ $2 \cdot d \cdot l$ gesetzt werden muß. Die Dicke der Lagerplatte ist so zu wählen, daß

die in ihr herrschende Biegungsbeanspruchung das zulässige Maß nicht überschreitet.

Ein nach anderen Grundsätzen ausgebildetes Zweirollenlager zeigt die Abb. 763. Die Rollen haben hier zu ihrer Führung in der Mitte Einschnitte

Abb. 763.



erhalten, in die hinein entsprechende Vorsprünge der Grundplatte und des auf den Rollen ruhenden Körpers greifen. Die zwangsläufige Bewegung der Rollen ist durch angegossene zahnförmige Ansätze bewirkt, welche von Vorsprüngen an der Grundplatte und am oberen Lagerkörper umfaßt werden. Durch diese Ansätze ist eigentlich schon die sichere Führung und der gegenseitige Abstand der Rollen gewährleistet. Die Führungsrille in der Mitte und die Verbindung der beiden Rollen durch Flacheisen könnten wohl entbehrt werden.

Sind mehr als zwei Rollen erforderlich, so ist eine gleichmäßige Verteilung des Auflagerdruckes auf die einzelnen Rollen bei der geringsten Abweichung in der Größe der Rollendurchmesser von einander ausgeschlossen.

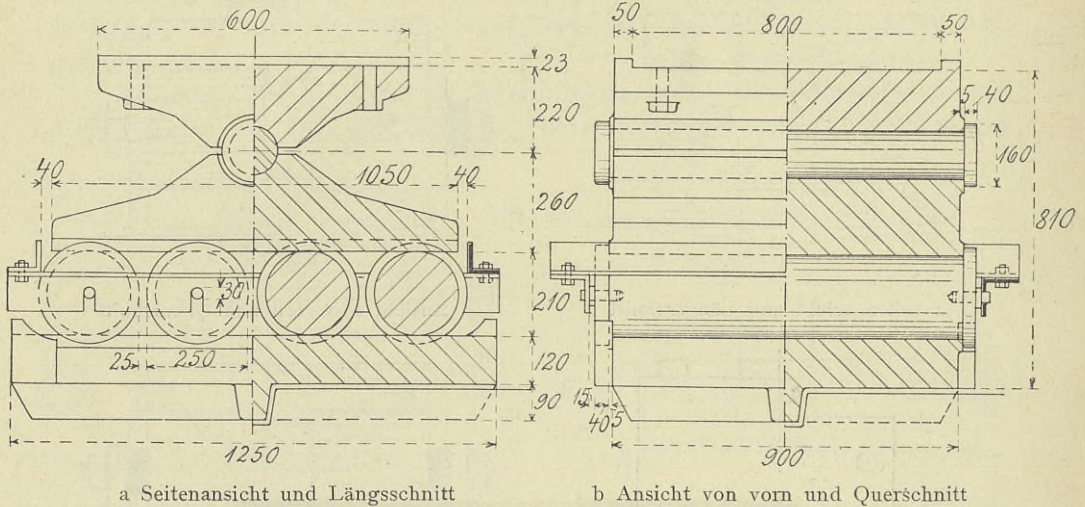
Es empfiehlt sich, diesen Umstand dadurch zu berücksichtigen, daß man die auf Seite 353 angegebenen zulässigen Beanspruchungen um je 0,5 t/qcm ermäßigt.

Bezeichnet n die Anzahl der Rollen, so ergeben sich folgende Formeln:

1. Gußeisen: $n \cdot d \cdot l = 29 A$,
2. Flußeisen: $n \cdot d \cdot l = 38 A$,
3. Flußstahlguß: $n \cdot d \cdot l = 22 A$.

Ein Vierrollenlager einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Stützweite zeigt die Abb. 764. Der den Abstand der Rollen unter einander

Abb. 764.



a Seitenansicht und Längsschnitt

b Ansicht von vorn und Querschnitt

festlegende Rahmen ist hier abnehmbar eingerichtet worden, eine Anordnung, die sehr zu empfehlen ist, um das Lager gut reinigen zu können. Größere unbeabsichtigte Verschiebungen der Rollen werden durch Vorsprünge an den Seitenflächen, an denen die Rollenbunde laufen, verhindert. — Diese Ansätze dürfen auf keinen Fall als Abschluß der Laufflächen selbst angebracht werden, weil sie ein genaues Abhobeln dieser Flächen unmöglich machen würden.

In Abb. 765 ist das bewegliche Lager eines 130 m weit gespannten Überbaues der neuen Wechselbrücke bei Münsterwalde zur Darstellung gebracht. Die 30 cm starken Rollen haben zu ihrer Führung eine mittlere Rille erhalten und sind zur Wahrung des Abstandes unter einander durch ein Flacheisen verbunden. Mit den äußersten Rollen sind beiderseits oben und unten zahnförmig auslaufende, 3 cm starke Eisenstäbe verschraubt, durch welche die zwangsläufige Bewegung des Rollensatzes bedingt ist und unbeabsichtigte Verschiebungen verhindert werden.

Eine eigenartige Vorrichtung zur Verhinderung unbeabsichtigter Verschiebungen bei einer Entlastung des Lagers und zur Sicherung der zwangsläufigen Bewegung besitzt das in Abb. 766 wiedergegebene Lager. An den die Flacheisen des Rahmens verbindenden Bolzen sind drehbare Segmente angebracht, die an der Grundplatte und dem auf den Rollen liegenden Körper anliegen und sich bei Bewegungen des letzteren um die unteren Anlagepunkte drehen

Stelzenlager.

Wie aus der Betrachtung auf den Seiten 352 u. 353 hervorgeht, ist die nach den Hertz'schen Formeln zu bestimmende Größe der Rollendurchmesser nur deshalb nötig, damit sich an den Berührungsstellen der Rollen genügend große

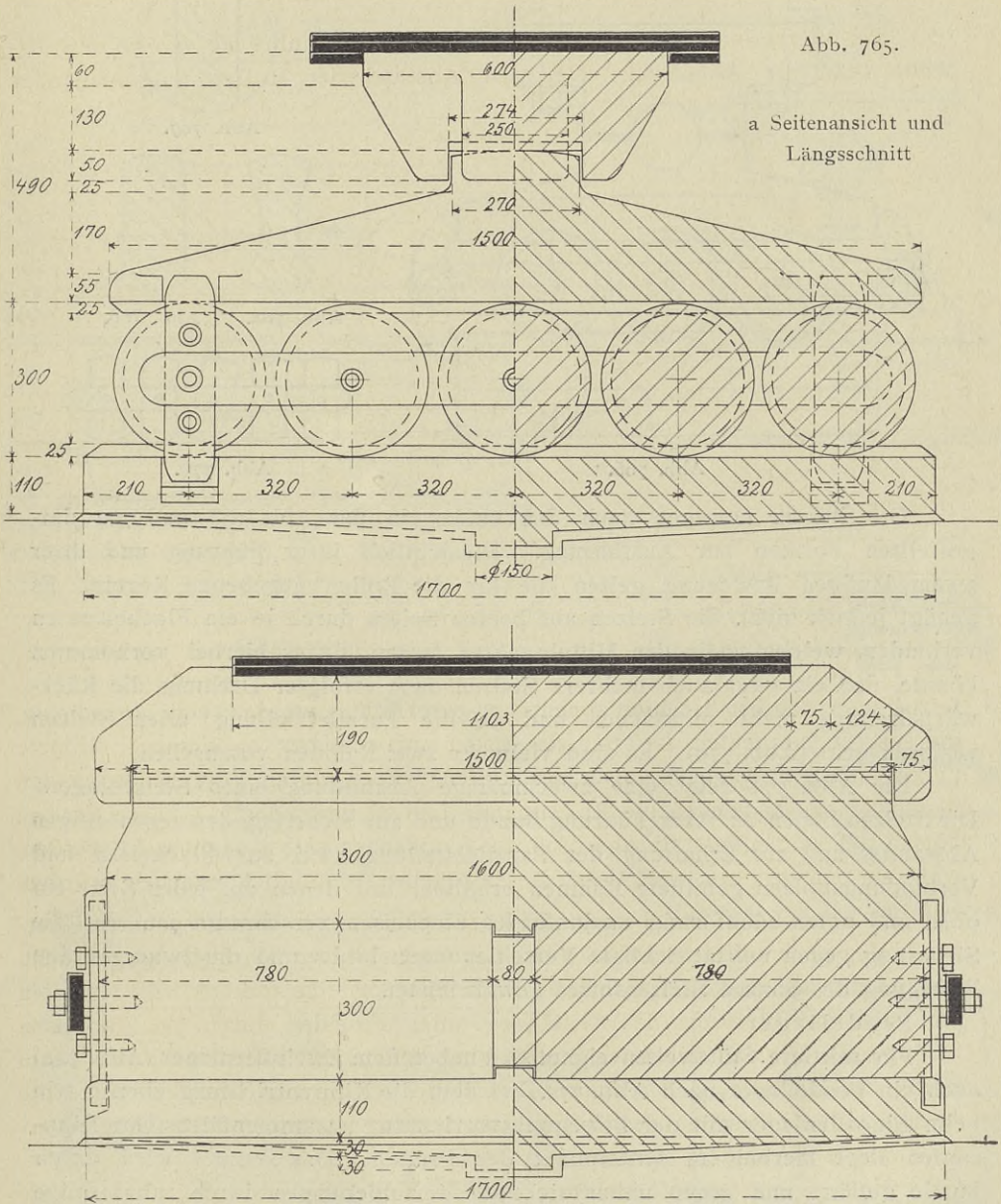


Abb. 765.

a Seitenansicht und Längsschnitt

b Ansicht von vorn und Querschnitt

Berührungsflächen bei einer Belastung ausbilden. Die Rollen können daher an beiden Seiten so weit beschnitten werden, als es die Größe der Verschiebung des auf den Rollen liegenden Körpers gestattet (Abb. 767). Rechnerisch kann die Breite dieser Stelzen nach den Betrachtungen auf Seite 357 auf $2 \cdot \frac{1}{2} A$ ein-

geschränkt werden, wenn Δ die größte Verschiebung des Überbaues nach jeder der beiden Längsrichtungen bedeutet. In Wirklichkeit werden sie natürlich zur Erhöhung der Sicherheit breiter ausgeführt.

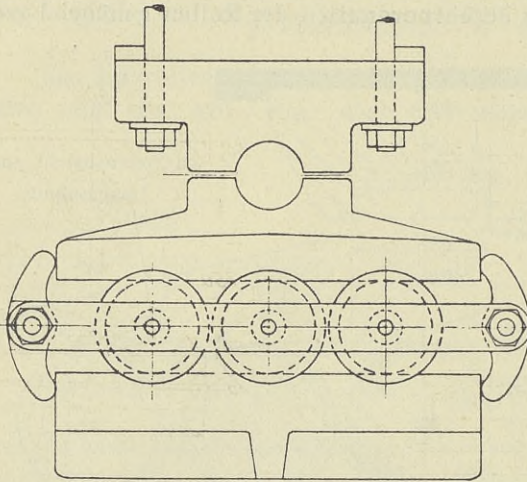


Abb. 766.

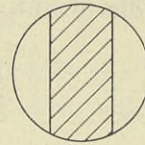


Abb. 767.

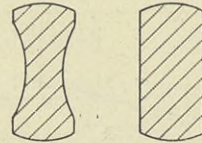


Abb. 768.

Abb. 769.



Abb. 770.

Die Stelzen kommen nach den beiden in den Abb. 768 und 769 dargestellten Formen zur Ausführung. Hinsichtlich ihrer Führung und ihrer zwangsläufigen Bewegung gelten die für die Rollen gegebenen Regeln. Es genügt jedoch nicht, die Stelzen auf beiden Seiten durch je ein Flacheisen zu verbinden, welche sie in den Mittelpunkten fassen, da es hierbei vorkommen könnte, daß ein oder auch mehrere Stelzen nach erfolgter Drehung die Rückwärtsdrehung nicht mitmachen und so die Parallelstellung aller Stelzen verloren geht (Abb. 770). Es sind vielmehr zwei Rahmen vorzusehen.

Die Abb. 771 zeigt eine zweckmäßige Ausbildung eines Stelzenlagers. Die Stelzen haben zu ihrer Führung Bunde und zur Sicherung des gegenseitigen Abstandes und zur Erhaltung der Parallelstellung zwei aus Flacheisen und Verbindungsbolzen gebildete Rahmen erhalten, mit denen auf jeder Seite ein oben und unten zahnförmig auslaufendes Flacheisen verschraubt ist, das die Sicherung gegen unbeabsichtigte Verschiebungen bildet und die zwangsläufige Bewegung des ganzen Stelzensatzes gewährleistet.

Pendellager.

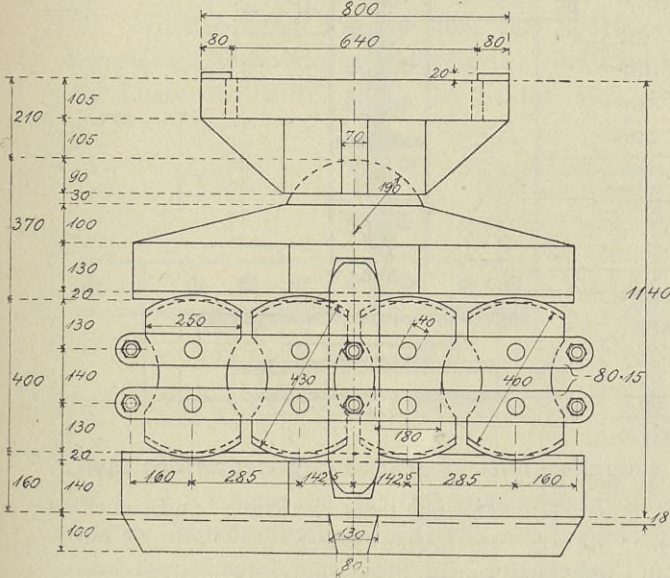
Für mittlere Stützweiten eignet sich neben dem Zweirollenlager (Abb. 762) auch ein Pendellager nach Abb. 772, bei dem die Kippvorrichtung ebenso wie beim Einrollenlager mit der Bewegungsvorrichtung zusammenfällt. Der Kippzapfen liegt hierbei im Mittelpunkt des Pendels. Das Pendel wird durch Bunde geführt und gegen unbeabsichtigte Verschiebungen durch zahnförmige Vorsprünge, welche in entsprechende Aussparungen an den Bunden eingreifen, gesichert. Diese Lagerausbildung gestattet die Anwendung großer Halbmesser für das Pendel, ohne daß die Höhe des Lagers zu groß ausfällt.

c) Allseitig bewegliche Lager.

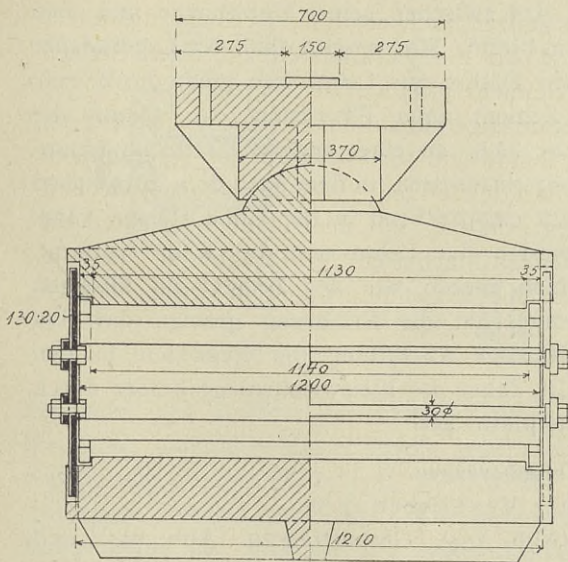
Allseitig bewegliche Lager lassen sich dadurch herstellen, daß man der Kippvorrichtung der längsbeweglichen Lager durch Anordnung entsprechender

Spielräume eine Bewegungsmöglichkeit in der Querrichtung gibt. Diese Art der doppelbeweglichen Lager eignet sich aber nur für kleinere Brücken, weil hierbei bei der Bewegung quer zur Brückenachse gleitende Reibung auftritt. Ebenso ist die in Abb. 773 dargestellte Anordnung allseitig beweglicher Lager,

Abb. 771.

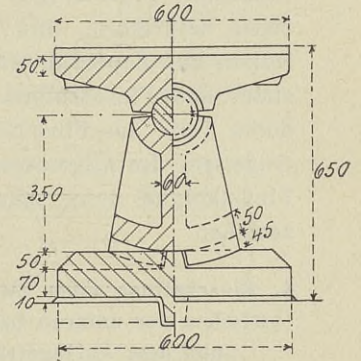


a Seitenansicht

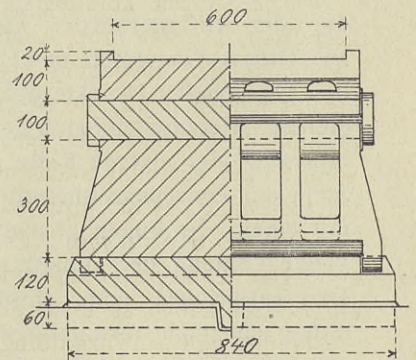


b Ansicht von vorn und Querschnitt

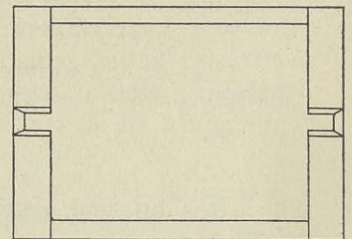
Abb. 772.



a Seitenansicht und Längsschnitt



b Ansicht von vorn und Querschnitt



c Grundriß der unteren Lagerplatte

bei der eine Kugelfläche sich mit einer Ebene berührt, nur für kleinere Brücken anwendbar. Die Berechnung eines solchen Lagers hat nach der auf Seite 352 angegebenen Formel von Hertz zu erfolgen.

Für größere Brücken werden die allseitig beweglichen Lager derart aus-

gebildet, daß unter dem Rollen- oder Stelzensatz der längsbeweglichen Lager noch ein Satz von längsgestellten Rollen oder Stelzen angeordnet wird.

3. Material der Lagerkörper.

Die Lagerkörper werden aus Flußstahl, Flußstahlguß und Gußeisen hergestellt, und zwar die Rollen und Zapfen meist aus Flußstahl und Flußstahlguß, die anderen Teile aus Flußstahlguß und Gußeisen. Im allgemeinen ist der Flußstahlguß dem Gußeisen vorzuziehen.

4. Einschaltung einer Zwischenlage zwischen der unteren Lagerplatte und dem Auflagerstein.

Da der Auflagerstein, namentlich in den Vertiefungen, in welche die Rippen des Lagers eingreifen, nicht so genau bearbeitet werden kann, daß der Auflagerkörper überall gleichmäßig aufliegt, so empfiehlt es sich, zwischen Auflagerstein und Lagerkörper eine Zwischenlage einzuschalten, welche bei genügender Druckfestigkeit Unebenheiten im Stein und Lagerkörper ausgleicht. Hierzu eignet sich Zement und Blei. Der Lagerkörper wird so auf kleine hölzerne oder eiserne Keile gelegt, daß zwischen seiner Unterfläche und dem Stein ein Zwischenraum von 1—2 cm bleibt. Man umgibt dann den Lagerkörper mit einem die Fugen abschließenden Damm aus Lehm und gießt durch eine kleine Öffnung den dünnflüssigen Zement unter Überdruck ein. Damit die Luft entweichen kann, empfiehlt es sich, an einer anderen Stelle im Lehm-damm ein nach oben gebogenes Rohr einzusetzen, in dem nach dem Entweichen der Luft der Zement dem Überdruck entsprechend in die Höhe steigen kann. Nach Erhärtung des Zementes werden der Lehm und die Keile entfernt.

Die Bleizwischenlage ist vielfach ebenso wie der Zement im flüssigen Zustande eingebracht worden, jedoch hat die Erfahrung gezeigt, daß bei größeren Lagerkörpern eine vollständige Ausfüllung der Fuge nur in den seltensten Fällen gelingt. Man stellt daher die Bleizwischenlage besser durch Einlegung einer 1—2 cm starken Bleiplatte her.

5. Verankerungen.

a) Senkrechte Verankerungen.

Bei durchgehenden Balken (Abb. 774), Gerberträgern (Abb. 775) und anderen Trägerarten entstehen aufwärts gerichtete Auflagerkräfte, die durch

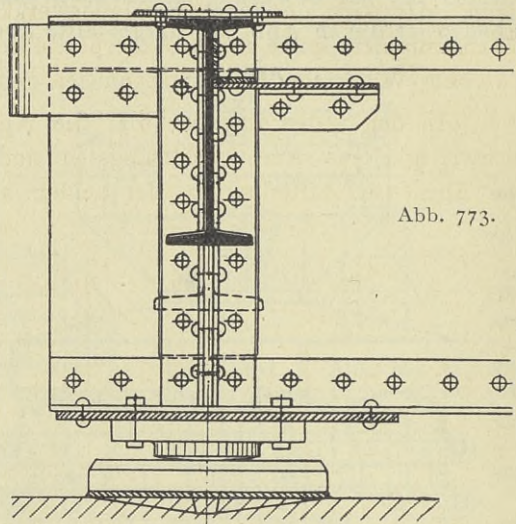


Abb. 773.

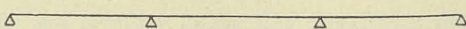


Abb. 774.

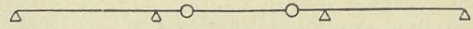


Abb. 775.

senkrechte Verankerungen in den Widerlagern oder Pfeilern aufgenommen werden müssen.

Die Anker müssen so tief in das Mauerwerk hinabgeführt werden, daß das Gewicht des über der Ankerplatte liegenden, wirksamen Mauerwerkkörpers die aufwärts gerichteten Auflagerkräfte mit zweifacher Sicherheit aufnehmen kann. Als wirksam kann ein Mauerwerkkörper angesehen werden, der von einem mit der Spitze an der Ankerplatte liegenden Kegel von 45° Seitenneigung aus dem Widerlager herausgeschnitten gedacht wird (Abb. 776).

An den festen Lagern stößt die Anbringung solcher Anker auf keine Schwierigkeiten. Am zweckmäßigsten sind die Verankerungen, die genau in der Ebene der Mittelpunkte der beiden sich in der Querrichtung gegenüber-

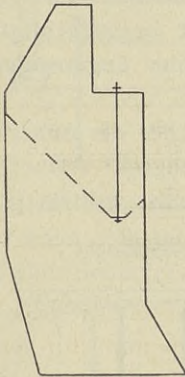


Abb. 776.

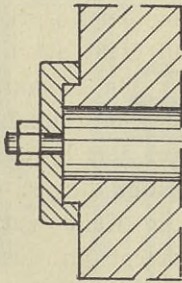


Abb. 777.

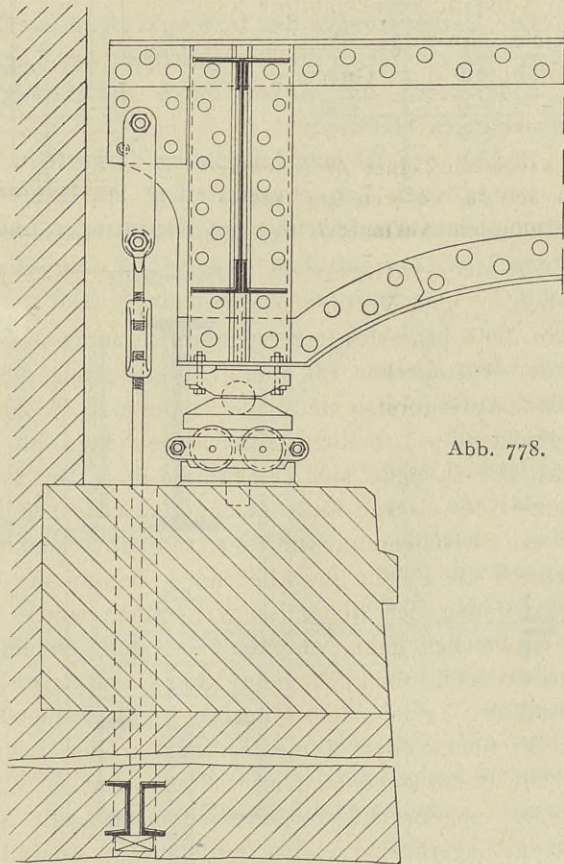


Abb. 778.

liegenden, den abwärts gerichteten Kräften dienenden Lager liegen. Werden die Anker außerhalb dieser Ebene angebracht, eine Anordnung, die häufig zur Ausführung gelangt (Abb. 778), so tritt für die Belastungsfälle, die an den Auflagern abwärts gerichtete Kräfte hervorrufen, infolge der Verankerung eine Einspannung auf, und für die Belastungsfälle, die aufwärts gerichtete Auflagerkräfte verursachen, ist streng genommen eine andere Stützweite in die Rechnung einzuführen, als für die zuerst erwähnten Belastungsfälle. Eine zur Aufnahme kleiner aufwärts gerichteter Auflagerkräfte recht geeignete Vorrichtung für ein festes Kippzapfenlager ist in Abb. 777 zur Darstellung gebracht. Beiderseits wird durch eine Mutter eine Schale mit dem Kippzapfen, der beider-

seits in seiner Verlängerung ein Gewinde besitzt, verbunden. Diese Schale greift über entsprechende Vorsprünge des oberen Lagerkörpers und des Lagerstuhles und verbindet auf diese Weise beide Teile mit einander. Der Lagerstuhl muß seinerseits fest mit dem Widerlager verankert werden. Vergl. auch Abb. 830.

Im übrigen können die Verankerungen fester Lager auch nach den Gesichtspunkten ausgebildet werden, die für die Verankerungen beweglicher Auflager im folgenden angegeben werden, nur mit dem Unterschied, daß alle zur Ermöglichung der Teilnahme an der Bewegung getroffenen Vorkehrungen fortfallen können

Die Verankerungen der beweglichen Auflager müssen so ausgebildet werden, daß einerseits die Beweglichkeit der Lager nicht beeinträchtigt wird und andererseits die Anker durch die Bewegung keine ungünstigen Beanspruchungen erleiden.

In Abb. 778 ist eine Anordnung dargestellt, bei welcher der Anker hinter dem beweglichen Lager unmittelbar am Hauptträger angreift. Durch Einschaltung eines Pendels, das am Hauptträger und am Anker mittels je eines

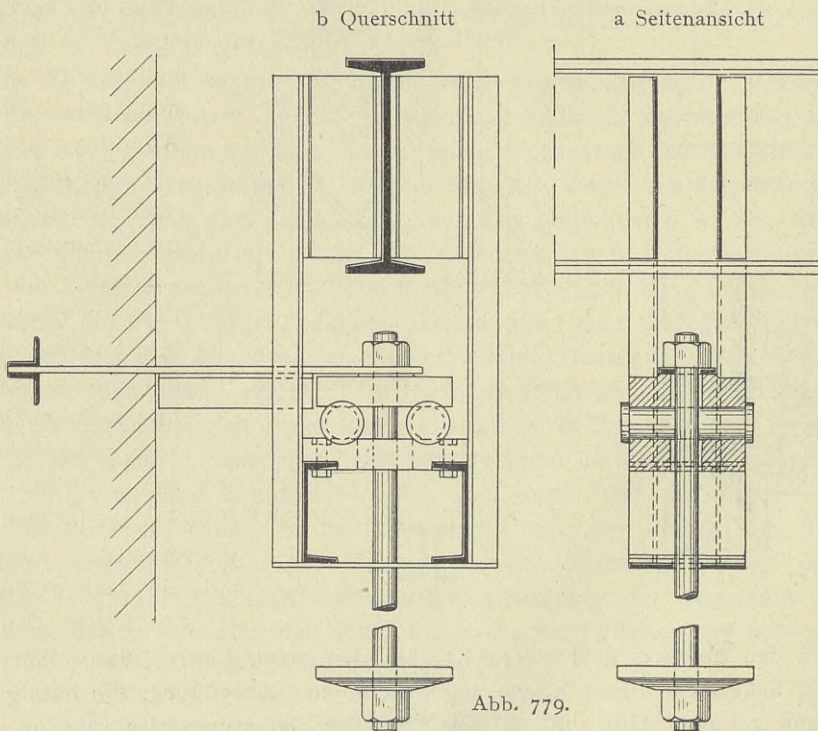


Abb. 779.

Bolzens befestigt ist, wird eine ungünstige Beanspruchung des Ankers bei Bewegungen des Überbaues verhindert. Durch das Spannschloß kann dem Anker eine Anfangsspannung gegeben werden, die am besten so groß gewählt wird, daß sie erst bei größerer Ausdehnung des Ankers infolge Temperaturerhöhung verschwindet.

Eine zweckmäßige Verankerung eines beweglichen Lagers ist in Abb. 779 veranschaulicht, die sich ebenso gut am Endquerträger (Abb. 780), als auch

am Kreuzungspunkt der Diagonalen der Endquerversteifung anbringen läßt (Abb. 781). Der Anker, der mit dem Mauerwerk an seinem oberen Endpunkt durch ein mittels eines Winkeleisens versteiftes Flacheisen in feste Verbindung gebracht ist, ist mit der oberen Lagerplatte eines Zweirollenlagers, das durch Winkel- und C-Eisen an dem Endquerträger aufgehängt ist, unver-

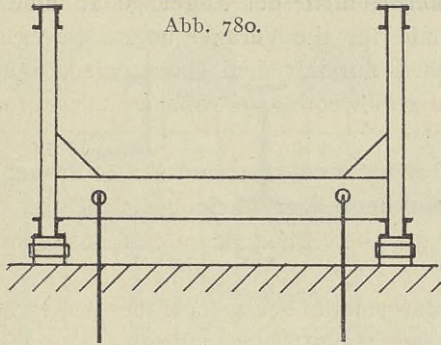


Abb. 780.

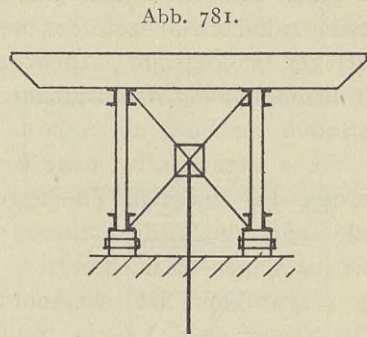
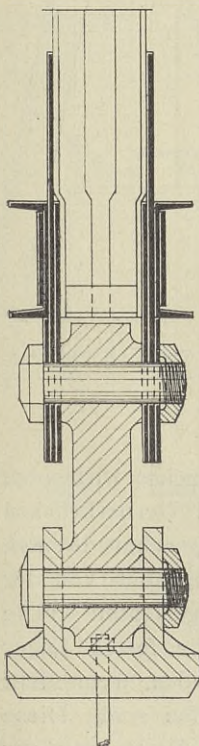
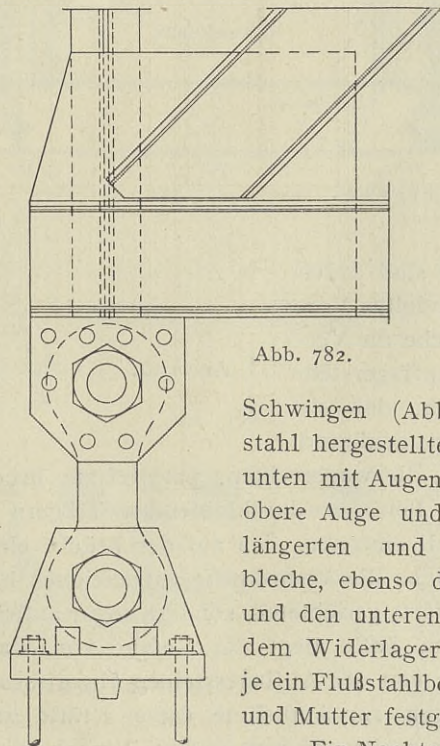


Abb. 781.

schieblich verschraubt. Der mit dem Hauptträger fest verbundene Endquerträger kann sich mit diesen C- und Winkeleisen und der unteren Lagerplatte des Zweirollenlagers gegen den festliegenden Anker verschieben. — Die Einzel-



b Querschnitt



a Ansicht

Abb. 782.

heiten der Anordnung gehen aus der Abbildung hervor.

Es lassen sich auch bewegliche Lager ausbilden, die zugleich aufwärts und abwärts gerichtete Auflagerkräfte aufnehmen können, und zwar in Gestalt von sogenannten Schwingen (Abb. 782).

Ein aus Flußstahl hergestelltes Pendel ist oben und unten mit Augen versehen. Durch das obere Auge und die nach unten verlängerten und verstärkten Knotenbleche, ebenso durch das untere Auge und den unteren Lagerkörper, der mit dem Widerlager verankert ist, greift je ein Flußstahlbolzen, der mittels Bund und Mutter festgehalten wird.

Ein Nachteil der Schwingenlager besteht darin, daß mit den Bewegungen

der Hauptträger auch Senkungen verbunden sind und daß die Auflagerdrucke bei einem Ausschlag des Pendels nach links oder rechts nicht mehr senkrecht gerichtet sind. Die Schwingen sind außerdem nicht geeignet, wagerechte, quer

zur Brückenachse gerichtete Kräfte aufzunehmen. Hierfür müssen noch besondere Verkehrungen getroffen werden, entweder in Gestalt eines Windträgerlagers, wie es in Abb. 701 auf Seite 326 zur Darstellung gebracht ist, oder in Gestalt eines Windbockes, wie er in Abb. 783 veranschaulicht ist. Der Endquerträger gibt hier die wagerechten Kräfte an den ins Mauerwerk eingelassenen Bock ab, ohne die Bewegungsfreiheit der Schwinge zu hindern.

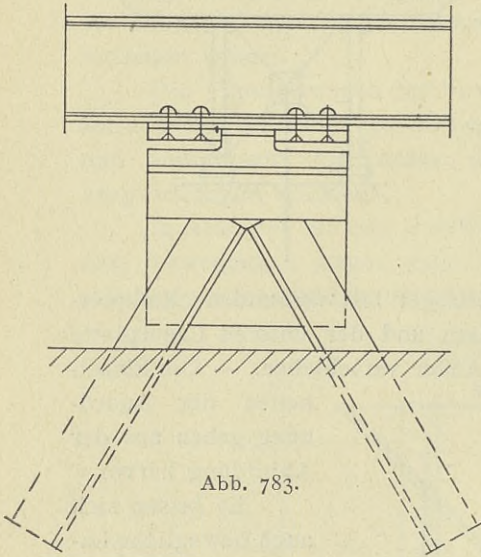


Abb. 783.

b) Wagerechte Verankerungen.

Die festen Lager sind durch die auf Seite 343 behandelten Vorrichtungen, durch welche die Verbindung mit dem Auflagerstein erfolgt, in dem Falle, daß sie durch die Verkehrslasten genügend belastet sind, geeignet, die wagerechten, parallel zur Brückenachse wirkenden Kräfte aufzunehmen. Bei den durchlaufenden Trägern und Gerberbrücken kann nun aber der Fall eintreten, daß auf der Brücke ein Zug scharf bremst, die festen Lager, welche die Bremskräfte aufzunehmen haben, aber von der Verkehrslast keine abwärts gerichteten, sondern sogar aufwärts gerichtete Kräfte erhalten. — In diesem Falle liegt die Gefahr vor, daß die festen Lager durch die Bremskräfte von den Auflagersteinen abgerissen werden, wenn nicht besondere Vorkehrungen zur Aufnahme dieser Kräfte getroffen sind. Diese Vorkehrungen bestehen meist aus wagerechten Verankerungen der Hauptträger mit dem Widerlager. Bei der in Abb. 784 veranschaulichten Anordnung ist ein mit dem Hauptträgeruntergurt vernietetes Flacheisen mit einem eingemauerten Bock aus Winkeleisen in Verbindung gebracht. Das Mauerwerk ist an der Eintrittsstelle des Flacheisens ausgespart, wodurch dem Flacheisen eine

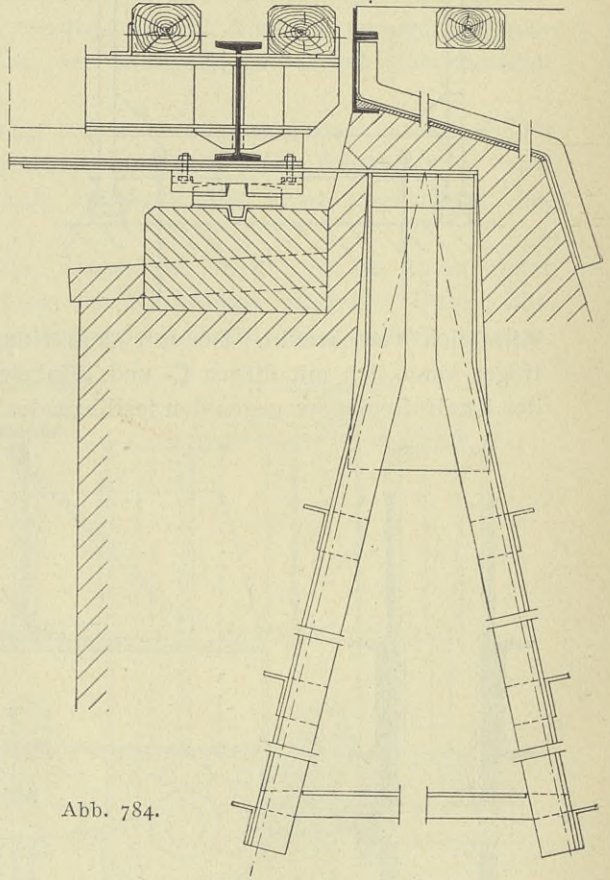


Abb. 784.

solche freie Länge gesichert wird, die hinreicht, um die Durchbiegungen des Hauptträgers nicht zu behindern. Es empfiehlt sich dringend, die Widerlager aus Stampfbeton herzustellen, da Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk in seinem Verbande von dem Bock zu sehr unterbrochen wird.

6. Lager von besonderer Eigentümlichkeit.

Überschreitet eine Bahn einen flachen Flußlauf in beträchtlicher Höhe, so eignet sich zur Überführung der Bahn ein in Abb. 785 dargestelltes Bauwerk, bei dem die Pfeiler, die in einer für das Durchflußprofil nötigen Entfernung stehen, keinen Erddruck von den an-

grenzenden, geschütteten hohen Dämmen erhalten. Die Verbindung des Bauwerkes mit

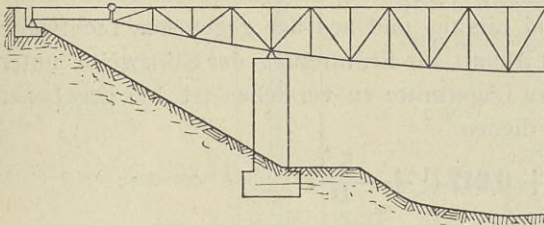


Abb. 785.

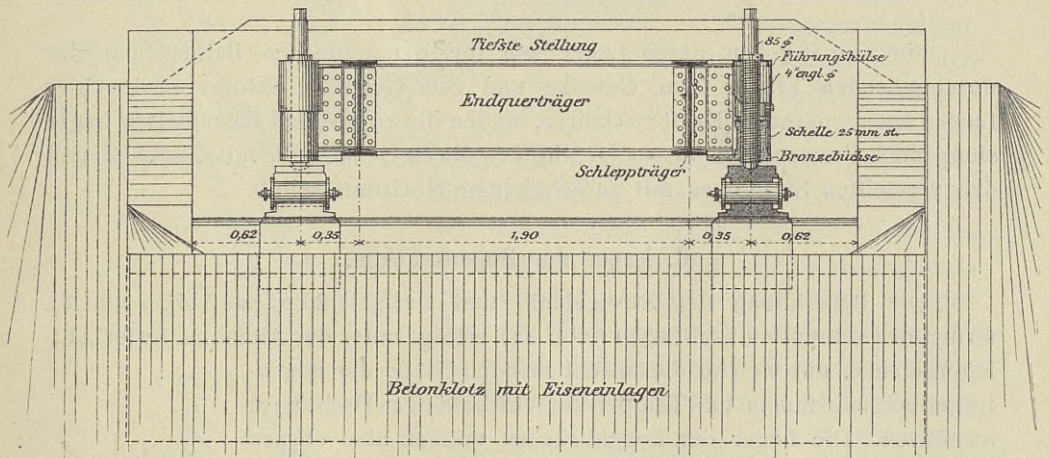
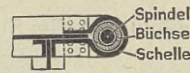


Abb. 786.

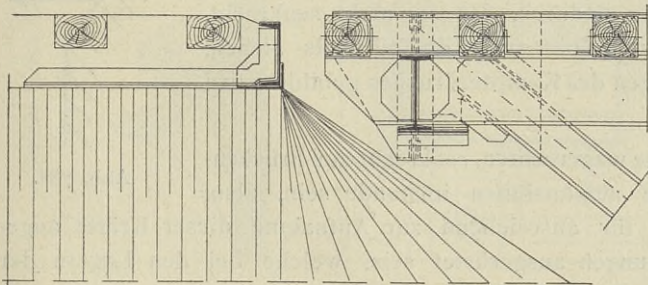


Abb. 787.

diesen wird dadurch hergestellt, daß der eiserne Überbau beiderseits über die Pfeiler überkragt und je einen kleinen Schlepptträger, der zum Bahnkörper hinüberreicht, stützt. Die Auflager des Schlepptträgers auf dem Damm stützen sich

auf ein kleines Widerlager. Da hier wegen des geschütteten Bodens mit Sicherheit Senkungen zu erwarten sind, müssen die Lager verstellbar ausgebildet werden. In der Abb. 786 sind zwei derartige Lager veranschaulicht,

die bei der Eisenbahnbrücke über die Hotzenplotz*) zur Ausführung gelangt sind.

Man kann auch die beiderseitigen Kragarme bis unmittelbar an die Dämme heranführen und hier die Bettung mit einem eisernen Bettungsabschluß begrenzen, der bei Senkungen wieder hochgestopft werden kann (Abb. 787).

7. Lichtweite und Stützweite.

Es ist im allgemeinen nicht schwer, sich vor der Aufstellung des ausführlichen Entwurfes für den eisernen Überbau ein Bild über die erforderliche Größe seiner Lager zu machen und hieraus und aus der gegebenen Lichtweite die Stützweite zu bestimmen. Als Anhalt zur Ermittlung der Stützweite, unter der der Abstand von Lagermitte zu Lagermitte zu verstehen ist, bei gegebener Lichtweite kann auch die Formel dienen

$$l = l^1 + 0,017 l^1 + \frac{5}{l^1}. \quad \text{S. Anlagavor S. 7.}$$

Hierin bedeutet l die Stützweite und l^1 die Lichtweite, beide sind in m zu messen.

Für alle Brücken, deren Lager wie die der einfachen Balken und der durchgehenden Träger ohne Gelenke und mit Gelenken infolge senkrechter Lasten nur senkrechte Kräfte erfahren, finden die vorstehend behandelten Lager sinngemäß Verwendung, also z. B. für den Zweigelenkbogen mit Zugband und den versteiften Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub.

C. Lager der Bogenbrücken.

Die Berechnung der Zweigelenk- und Dreigelenkbogen (Abb. 9 und 8), ferner der versteiften Stabbogen (Abb. 11) erfolgt unter der Annahme fester Auflagergelenke, um welche die anschließenden Stäbe der Bogenträger bei Belastungen und Temperaturschwankungen Drehungen ausführen. Die Lager der Bogenbrücken müssen also ebenso wie die vorstehend behandelten festen Auflager Kippvorrichtungen besitzen. Sie unterscheiden sich aber von den festen Lagern der Balkenbrücken dadurch, daß sie nicht senkrecht, sondern in Richtung der Halbierenden des Winkels stehen, der von den äußersten Lagen des Kämpferdruckes gebildet wird (Abb. 788).

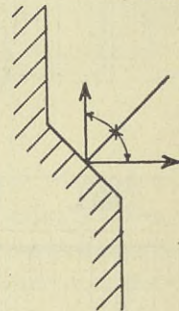


Abb. 788.

Sie müssen ferner die wagerechten, senkrecht zur Brückenachse gerichteten Kräfte aufzunehmen imstande sein, also, falls die Reibung nicht für ausreichend zur Aufnahme dieser Kräfte angesehen wird, mit Vorkehrungen ausgerüstet sein, welche bei den Lagern der Balkenbrücken schon eingehend besprochen sind.

Bei Bogenzwickelträgern (Abb. 393) mit Untergurtungen, deren Querschnitt hauptsächlich im unteren Teil vereinigt ist, findet man häufig eine in der Abb. 789 veranschaulichte Lagerausbildung, bei der sich die genau

*) Zeitschrift für Bauwesen 1904, Bl. 65.

behobelten Fußplatten auf ein flußstählernes Druckstück aufsetzen, das von einem Lagerstuhl getragen wird. Diese Art der Kippvorrichtung eignet sich jedoch nur für Brücken kleiner Spannweite, da bei Drehungen des Hauptträgers um den Stützpunkt die Berührung nur in einer Linie stattfindet, was für das Druckstück zwar ohne Belang ist, für die Kante der Fußplatten deshalb aber

gefährlich werden kann, weil das Material hier frei ausweichen kann. Die Verbindung des Lagerstuhles mit dem Auflagerquader durch Steinschrauben ist nicht zu empfehlen; zweckmäßiger ist die Anordnung von Rippen, wie bei den Lagern der Balkenbrücken.

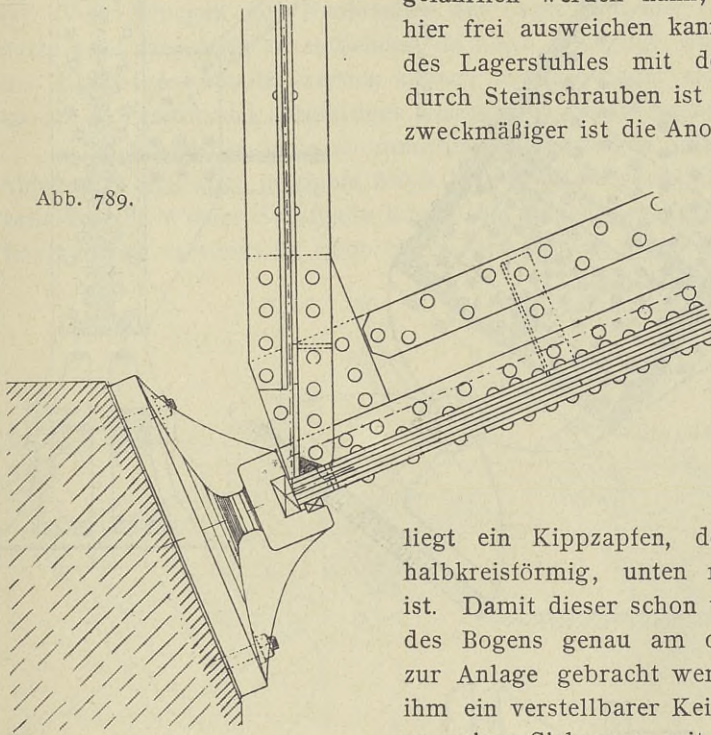
In Abb. 790 ist das Lager eines vollwandigen Bogenträgers veranschaulicht. Zwischen dem unteren und oberen Lagerkörper

liegt ein Kippzapfen, der im oberen Teil halbkreisförmig, unten rechteckig gestaltet ist. Damit dieser schon vor der Ausrüstung des Bogens genau am oberen Lagerkörper zur Anlage gebracht werden kann, ist unter ihm ein verstellbarer Keil eingeschaltet, der zu seiner Sicherung mit einem Winkeleisen und einer Schraube versehen ist. Der Bogen

ist in zweckmäßiger Weise mit dem oberen Lagerkörper dadurch unverrückbar verbunden, daß ein dem Querschnitt des

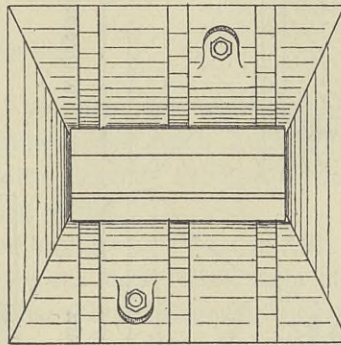
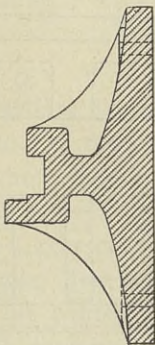
Bogens entsprechendes I-förmiges Stück aus dem Lagerkörper ausge-

Abb. 789.



a Ansicht

c Schnitt durch den Lagerstuhl



b Grundriß des Lagerstuhles

hobelt ist, in dem sich der Bogen auf das Lager stützt. Die Schrauben dienen nur zur Verbindung der abstehenden Schenkel der am Fuß des Bogens zur besseren Druckverteilung befestigten Winkeleisen mit dem Lagerkörper. Zur Aufnahme der wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte ist hier

Abb. 791.

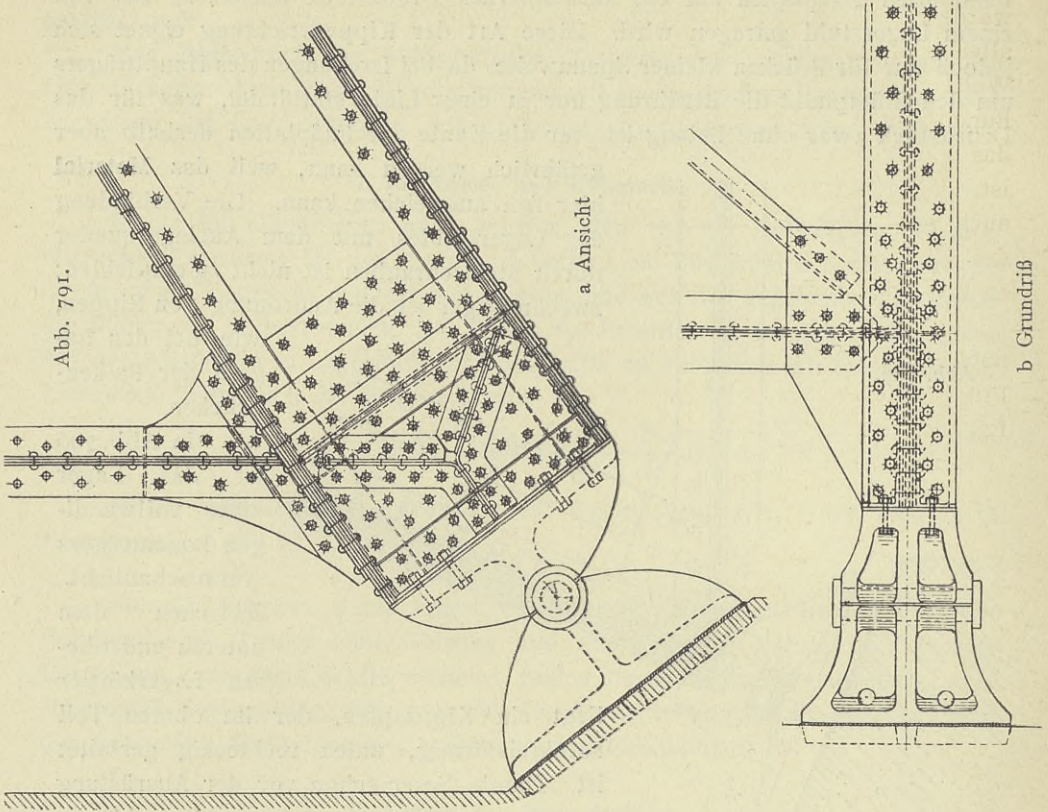
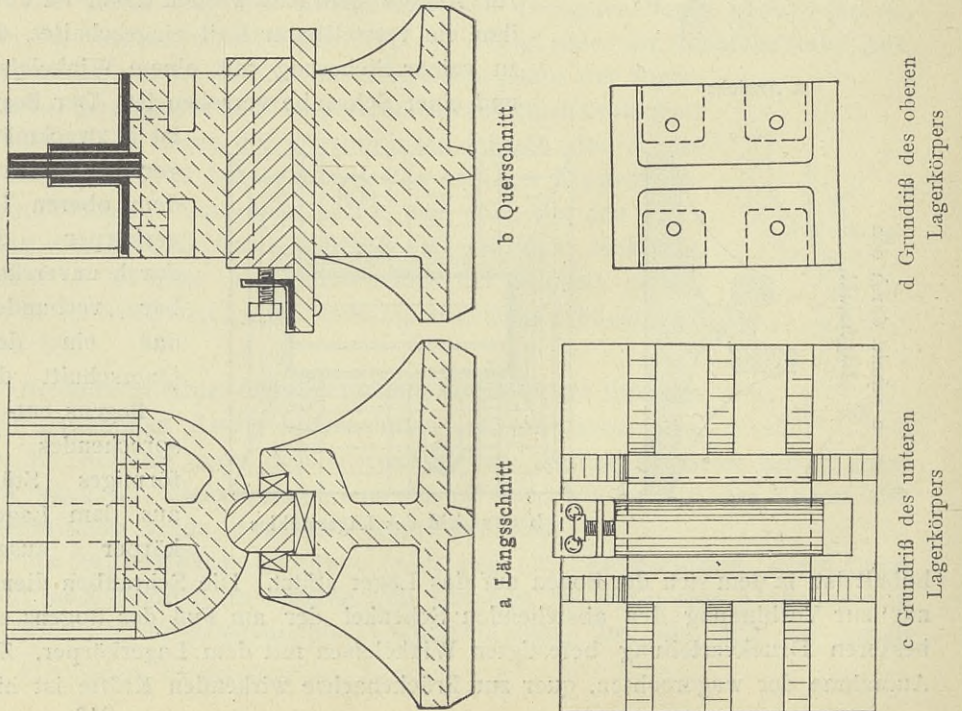


Abb. 790.

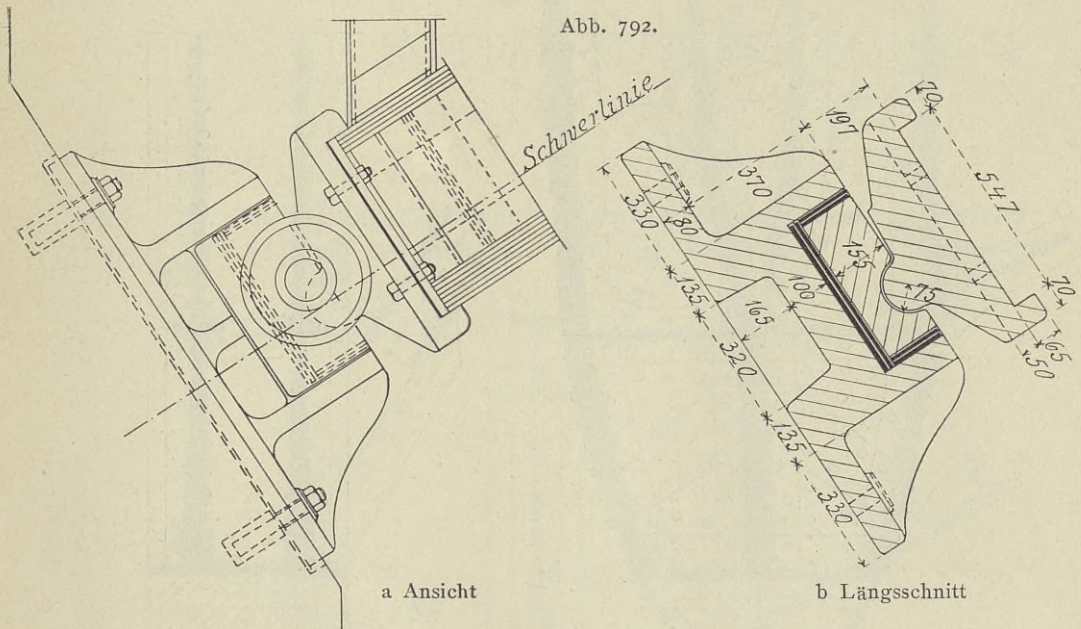


d Grundriß des oberen
Lagerkörpers

c Grundriß des unteren
Lagerkörpers

die Reibung zwischen den einzelnen Lagerkörpern als ausreichend erachtet worden. Besondere Vorkehrungen zur Aufnahme dieser Kräfte sind aber bei allen größeren Brücken durchaus zu empfehlen. Sie lassen sich in einfacher Weise dadurch herstellen, daß man dem Zapfen zwei, die Lagerkörper fassende Bunde gibt, wie dies bei dem in Abb. 791 dargestellten Lager geschehen ist, das ganz entsprechend einem festen Lager einer Balkenbrücke ausgebildet ist. Vorrichtungen zum Nachstellen der Lager sind hier nicht vorhanden und auch wohl allgemein zu entbehren, da diese doch nur während der Montage des Überbaues benutzt werden können und die Lager sich durch Anpressen an den Bogenfuß und sorgfältiges Untergießen genau einstellen lassen.

Der Zapfen ist auch bei manchen Ausführungen mit dem oberen oder unteren Lagerkörper in einem Stück hergestellt worden. So zeigen die Bogenbrücken der Wiener Stadtbahn Lager, bei denen der Zapfen mit dem oberen Lagerkörper vereinigt ist (Abb. 792). Der Zapfen liegt in der Verlängerung

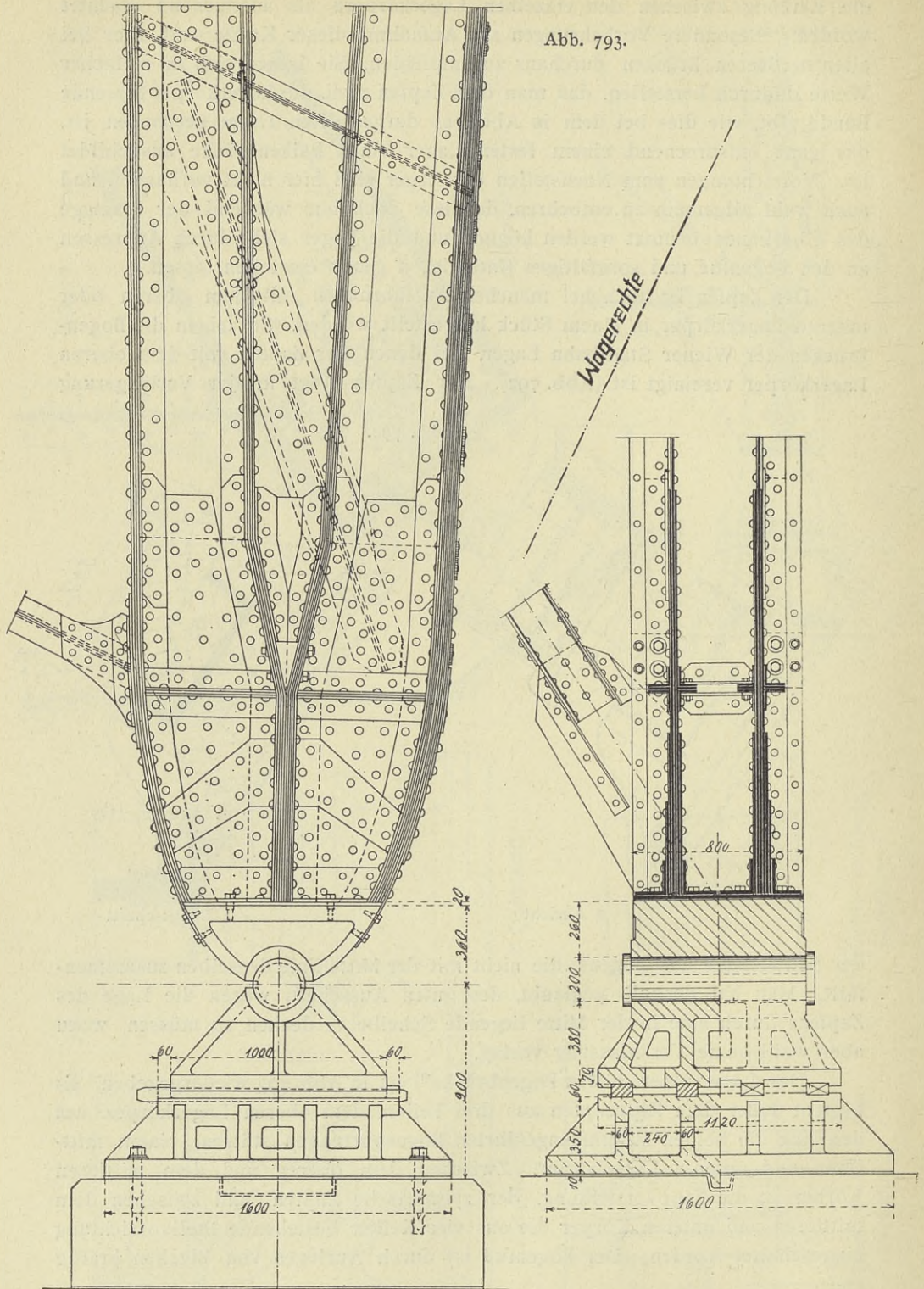


der Schwerlinie des Bogens, die nicht mit der Mittellinie desselben zusammenfällt. Man hat deshalb geglaubt, des guten Aussehens wegen die Lage des Zapfens durch eine in der Mitte liegende Scheibe verdecken zu müssen, wozu aber wohl keine Veranlassung vorlag.

Das Lager einer großen Bogenbrücke*) ist in Abb. 793 wiedergegeben. Es besteht außer dem Kippzapfen aus drei Teilen, dem oberen Lagerkörper, auf den sich die beiden zusammengeführten Bogengurtungen stützen, einem mittleren und unteren Lagerkörper. Zwischen dem oberen und dem mittleren Körper ist die Kippvorrichtung, der zylindrische Zapfen, und zwischen dem mittleren und unteren Körper die aus vier Keilen bestehende Stellvorrichtung eingeschaltet worden. Der Bogenfuß ist durch Auflegen von Blechen kräftig

*) Weserbrücke bei Nienburg, ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg.

Abb. 793.



a Seitenansicht

b Querschnitt und Ansicht
von unten

verstärkt und auf die ebene Fläche des oberen Lagerkörpers aufgesetzt. Unten und oben greift je eine Gurtplatte auf die Rundung dieses Körpers über.

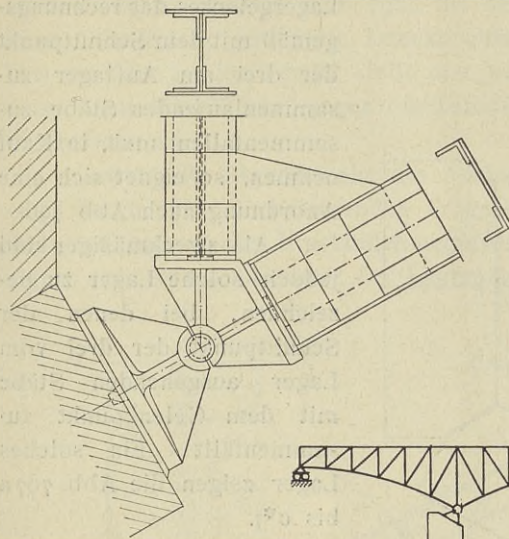
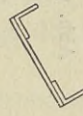


Abb. 794.



Die Befestigung dieser Platten und der mit den Gurtwandungen vernieteten Winkel an dem oberen Lagerkörper ist durch Stiftschrauben erfolgt.

Die Kippvorrichtung muß nach Möglichkeit mit dem rechnerischen Gelenkpunkt zusammenfallen. Bei den bisher zur Darstellung gebrachten Lagern ist



Abb. 795.

dieser Grundsatz durchgeführt worden, auch beim Lager des Bogenzwickelträgers (Abb. 789), wo der Endpfosten und der Bogen sich im Gelenkpunkt

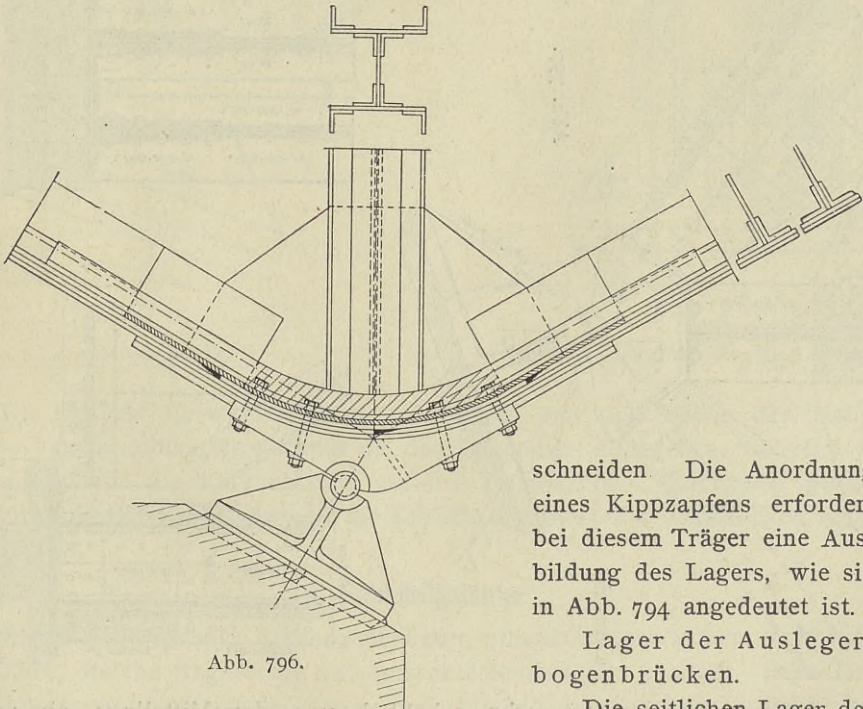


Abb. 796.

schneiden. Die Anordnung eines Kippzapfens erfordert bei diesem Träger eine Ausbildung des Lagers, wie sie in Abb. 794 angedeutet ist.

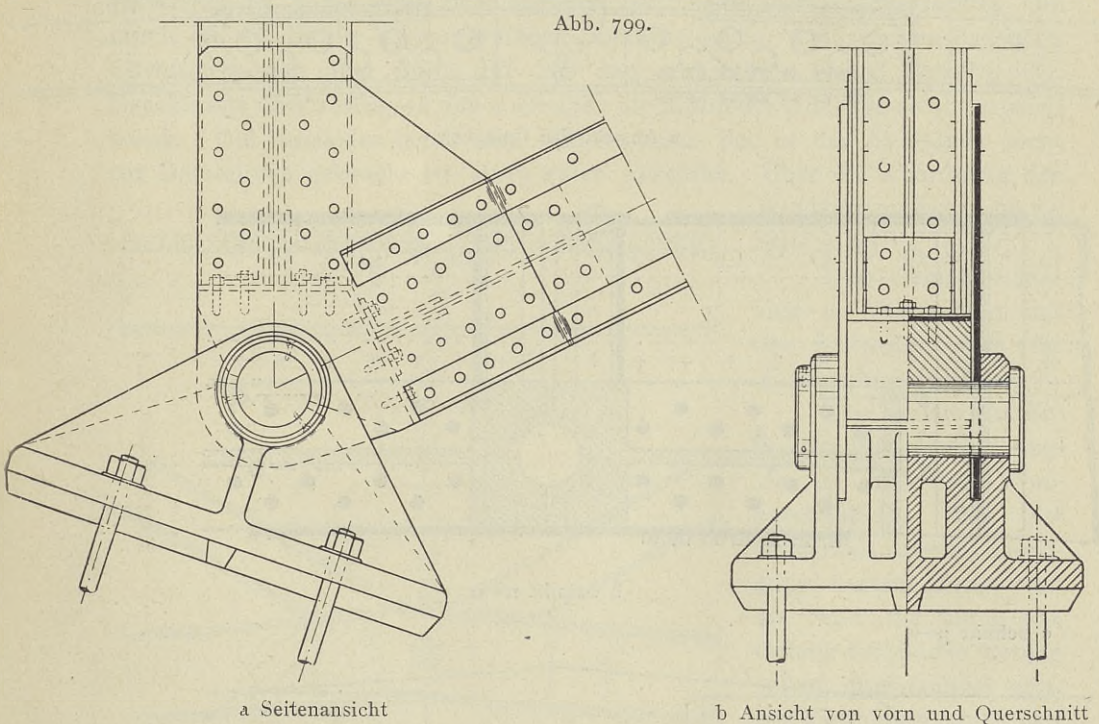
Lager der Auslegerbogenbrücken.

Die seitlichen Lager der Auslegerbogenbrücken (Abb. 795) werden ebenso wie die beweglichen Lager der Balkenbrücken, die mittleren nach den für die Bogenlager gegebenen

fordern sehr große Lagerflächen, um die Kantenpressungen in angemessenen Grenzen zu halten. Man kann in diesem Falle mit Vorteil von der Anordnung eines Zweipendellagers (Abb. 798), bei dem die Lagerstühle nur senkrecht zu ihrer Grundfläche gerichtete Drucke aufzunehmen haben, Gebrauch machen. Das eine der beiden Pendel stellt man senkrecht, das andere ordnet man meist unter demselben Winkel gegen die Mittellage des Kämpferdruckes geneigt, wie das erstere, an.

Sowohl die Lagergelenke der Auslegerbogenbrücken als auch die Lager eines durch einen durchlaufenden Träger versteiften Stabbogens (Abb. 426 auf Seite 170) haben unter Umständen negative Auflagerkräfte aufzunehmen. Hierzu eignet sich eine Ausbildung der Lagergelenke, wie sie in Abb. 799 dargestellt

Abb. 799.

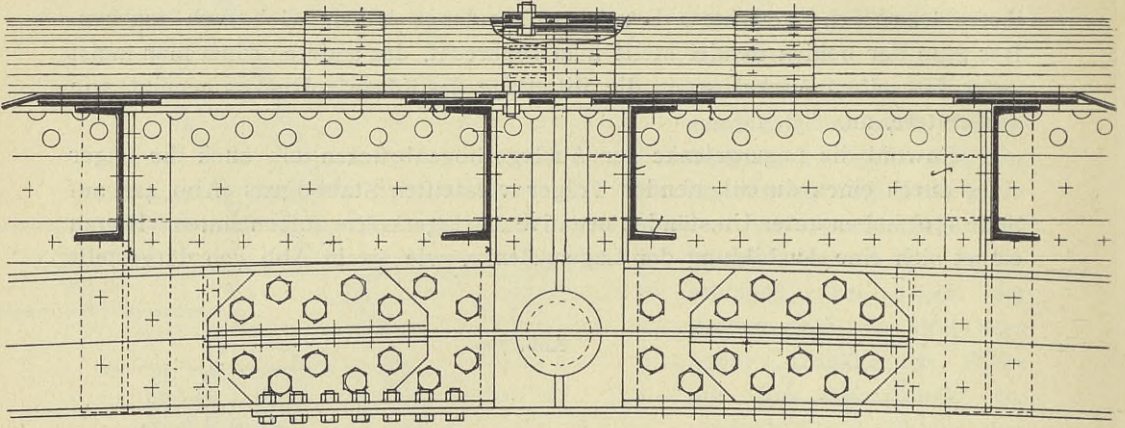


ist. Die Druckkräfte werden durch den oberen, mit den Stäben des Hauptträgers verschraubten Kippkörper an den Lagerstuhl abgegeben, während die Zugkräfte durch die Knotenbleche auf den Gelenkzapfen übertragen werden, der durch die Knotenbleche und die seitlichen Rippen des verankerten Lagerstuhles faßt.

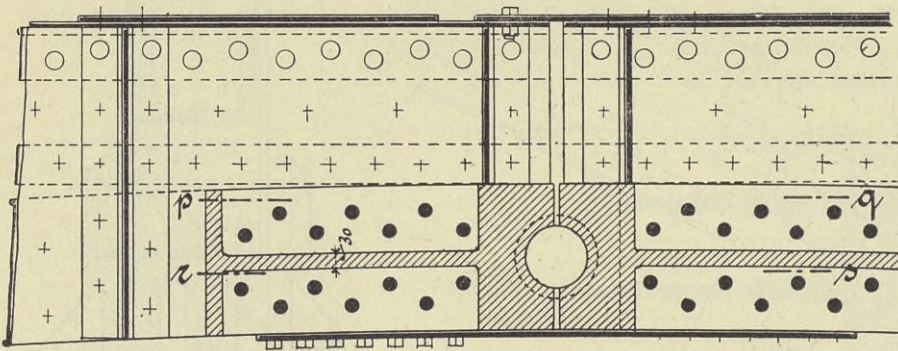
D. Scheitelgelenke.

Die Scheitelgelenke der Bogenbrücken müssen imstande sein, Kräfte aufzunehmen, welche wagerechte und lotrechte Seitenkräfte besitzen. Beim Dreigelenkbogen (Abb 26) ist die wagerechte, durch die senkrechten Lasten hervorgerufene Seitenkraft so gerichtet, daß die eine Bogenhälfte gegen die andere gedrückt wird. Die Brems- und Windkräfte sind im allgemeinen nicht so groß,

daß sie die Richtung der aus den senkrechten Lasten herrührenden, wagerechten Seitenkraft umkehren können. Dagegen kann die wagerechte Seitenkraft eines

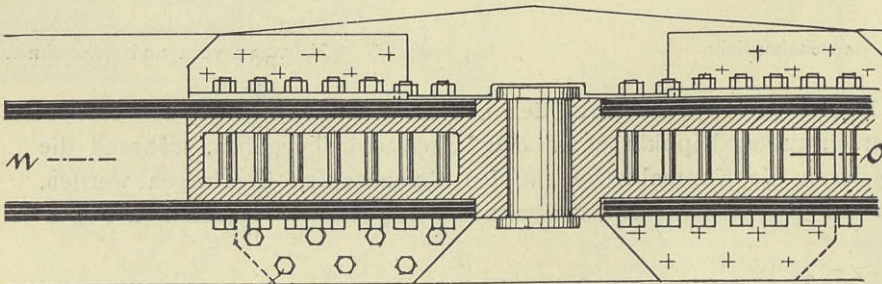


a Ansicht des Gelenkes



b Schnitt n—o

c Schnitt p—q



c Schnitt r—s

Abb. 800.

Dreigelenkbogens mit Auslegern so gerichtet sein, daß sie die eine Bogenhälfte von der andern zu entfernen sucht. Die Gelenke sind dementsprechend auszubilden.

Die Abb. 800 zeigt das Scheiteltgelenk eines Bogenzwickelträgers. Zwei mit den Untergurtstäben verschraubte Gußkörper fassen einen mit Bundens versehenen Zapfen zwischen sich. Die beiden Untergurtstäbe sind an ihrer unteren Seite durch ein Flacheisen verbunden, welches aber an dem linken Untergurtstab mit Langlöchern angeschlossen ist, um die Gelenkwirkung nicht aufzuheben. Der Zapfen wird von den Gußkörpern so weit umfaßt, daß auch die lotrechten Kräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können.

Außerdem ist noch durch eine genau die Gelenkmitte schneidende und die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigende Blattfeder eine Verbindung zwischen den beiden Gurthälften hergestellt, die bei wagerechten Kräften, welche die beiden Bogenhälften zu trennen suchen, in Wirkung tritt. Allerdings sind solche Kräfte bei Bogenzwickelträgern wohl kaum zu erwarten. Die Untergurtungen der Bogen sind zwar zugleich Gurtungen des Windverbandes, die durch die Windkräfte hervorgerufenen Zugkräfte der im Windschatten liegenden Gurtung werden aber durch die aus den senkrechten Lasten herrührenden Druckkräfte übertroffen, so daß auch ohne die Blattfeder Gleichgewicht bestehen würde. Die Blattfeder bietet dem Windverband, der in der Abbildung nicht zur Darstellung gebracht ist, einen guten Anschluß. Über die Anordnung des Windverbandes vergleiche

Seite 318.

Dies Gelenk eignet sich in Verbindung mit der Blattfeder auch für Auslegerbogenbrücken.

Eine andere Art der Scheiteltgelenkausbildung ist in Abb. 801 veranschaulicht. Die Besonderheit dieser Anordnung besteht darin, daß die Teile, die durch das Gelenk verbunden werden sollen, übereinander greifen und durch einen Gelenkbolzen nach allen Richtungen hin unverschieblich gegeneinander festgelegt werden. Der Steg jedes der beiden \square -Eisen des rechten Untergurtstabes ist außen durch

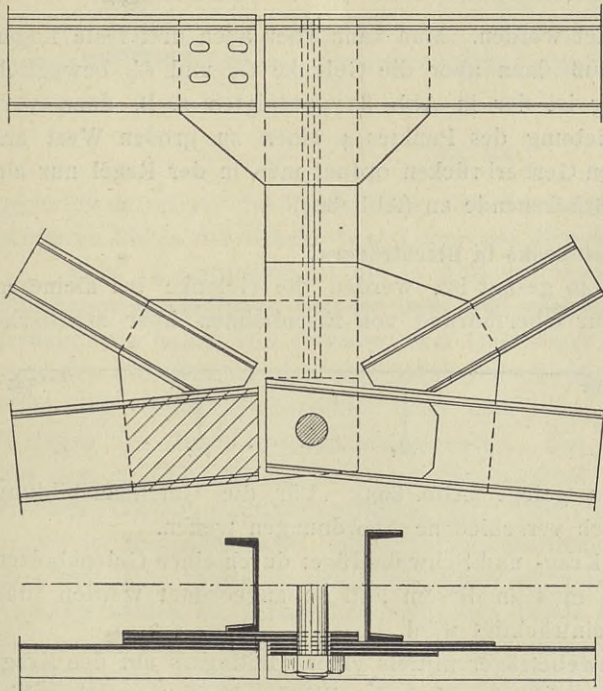


Abb. 801.

ein Flacheisen verstärkt, an der Innenseite liegt das Knotenblech. Der linke Untergurtstab und die linkssteigende Diagonale sind in beiden Wandungen durch je ein doppeltes Knotenblech zusammengefaßt, das sich an die Innenseite des Knotenbleches der rechten Bogenhälfte legt. An den Berührungsflächen der Knotenbleche, die miteinander nur durch den Gelenkbolzen in

Verbindung gebracht werden, müssen natürlich die Nietköpfe versenkt sein. Zu beiden Seiten des Bolzens sind die Gurthälften gegeneinander gut zu versteifen.

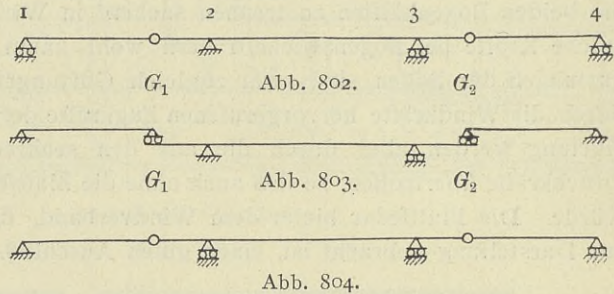
Über die Unterbrechung der Fahrbahn über den Gelenken ist bereits bei der Abhandlung über die Fahrbahn das Nötige gesagt worden.

E. Gelenke in Gerberträgern.

1. Allgemeines.

Die Lager und Gelenke der Gerberträger müssen so angeordnet werden, daß die einzelnen Teile des ganzen Trägers statisch bestimmt und unverschieblich gelagert sind. Sind die

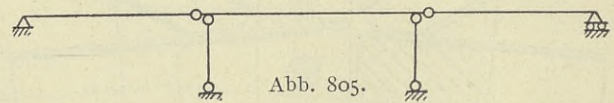
beiden Gelenke G_1 und G_2 der in der Abb. 802 dargestellten Anordnung so ausgebildet, daß sie eine unverschiebliche Verbindung der angrenzenden Trägeteile herstellen, so darf nur eins der vier Lager fest sein, die übrigen



müssen beweglich ausgebildet werden. Man kann aber auch drei feste Lager nach Abb. 803 vorsehen, muß dann aber die Gelenke G_1 und G_2 beweglich ausbilden. Diese Anordnung ist der in Abb. 802 gezeigten z. B. dann vorzuziehen, wenn die Verschiebung des Punktes 4 einen zu großen Wert annehmen würde. Bei kleineren Gerberbrücken ordnet man in der Regel nur ein festes Lager und zwar am Brückenende an (Abb. 804).

2. Gelenke in Blechträgern.

Wie bereits auf Seite 146 gesagt ist, werden die Gelenke bei kleineren Gerberbrücken, die häufig zur Überführung von Eisenbahnen über städtische Straßen in Anwendung kommen, entweder unmittelbar über die Säulen oder in den Seitenöffnungen dicht neben die Säulen gelegt (Abb. 805).



Für die Gelenkausbildung lassen sich zwei grundsätzlich verschiedene Anordnungen treffen.

a) Man verbindet den Krag- und Schwebeträger durch einen Gelenkbolzen miteinander. Die Fahrbahn muß in diesem Fall so angeordnet werden, daß die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigt wird.

b) Man lagert den Schwebeträger mittels eines Gleitlagers auf den Kragträger und läßt die Fahrbahnplatte oder auch den Windverband ununterbrochen durchgehen. Der Drehpunkt liegt dann in diesem durchgehenden Teil, den Stützpunkt bildet das Gleitlager.

Die erste Art der Ausbildung zeigt die Abb. 806. Die Fahrbahnordnung ist aus dem in Abb. 483 auf Seite 194 dargestellten zugehörigen Querschnitt zu ersehen. Die Ebene der aus Buckelplatten bestehenden Fahrbahnplatte schneidet den Mittelpunkt des Gelenkbolzens. Die Fahrbahnplatte beeinträchtigt

daher die Gelenkwirkung nicht und braucht nicht unterbrochen zu werden. Es ist aber dringend zu empfehlen, die am Gelenk liegenden Längsträger beweglich und gelenkig anzuschließen, da ein fester Anschluß derselben die Wirkung des Gelenkes in Frage stellen würde. Tatsächlich zeigte sich bei einer solchen Gelenkbrücke, bei der auch die Längsträger am Gelenk fest an-

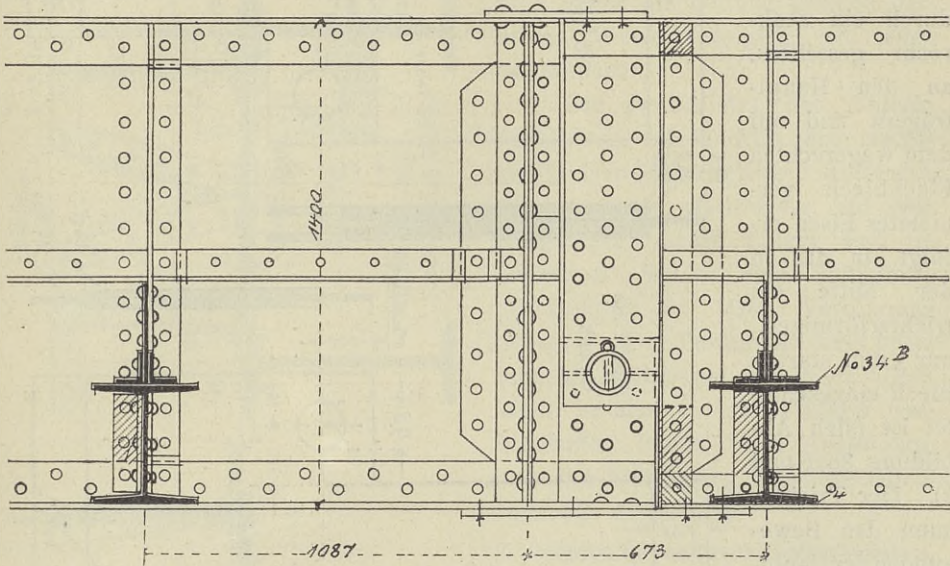


Abb. 806.

geschlossen waren, die Erscheinung, daß der Schwebeträger bei Belastung des mittleren Teiles der Brücke vom Lager auf dem Widerlager abgehoben wurde.

Mehr zu empfehlen ist die in Abb. 807 veranschaulichte Gestaltung des Fahrbahnträgergerippes, bei der links und rechts des Gelenkes in einer Entfernung von 64 cm von einander zwei Querträger angeordnet sind. Der Raum zwischen diesen wird von einem Flachblech überspannt, das genau in der Höhe des Gelenkmittelpunktes liegt und trotz des festen Anschlusses die Wirkung des Gelenkes nicht beeinträchtigt. Die Anordnung der Fahrbahn ist aus dem in Abb. 485 auf Seite 196 dargestellten zugehörigen Querschnitt zu ersehen. Die Säule liegt unmittelbar unter dem linken Querträger. Das Gelenk selbst ist folgendermaßen durchgebildet worden. Auf das 10 mm starke und 1300 mm hohe Stegblech des Kragträgers ist beiderseits je ein 12 mm starkes, von Gurtwinkel zu Gurtwinkel reichendes Blech aufgelegt worden, das aber den Bolzen nicht umfaßt, sondern in Bolzenmitte endet (Abb. 807 e). Auf das Stegblech des Schwebeträgers sind beiderseits je zwei Bleche genietet worden. Die unmittelbar auf dem Stegblech liegenden Bleche enden in Bolzenmitte, die äußeren umfassen den Bolzen. Die inneren Bleche sind im schraffierten Teil um 1 mm abgehobelt, damit sie sich bei der Drehung nicht am Stegblech des Kragträgers reiben. Der Bolzen besitzt auf der einen Seite einen Bund, auf der anderen wird er durch einen Splint gehalten.

Von großer Wichtigkeit ist die zweckentsprechende Ausbildung des Abschlusses der Gelenkfuge gegen die Bettung, die so gestaltet sein muß, daß

keine Beeinträchtigung der Gelenkwirkung stattfindet. Im vorliegenden Falle ist der Abschluß durch ein senkrecht gestelltes, an den Hauptträgern und auf dem wagerechten Flachblech vernietetes Eisen erfolgt, in das in der Mitte ein trichterförmiges, nur 5 mm starkes Blech eingeschaltet ist (siehe Abbildung 807f und g). Der Trichter kann den Bewegungen der Hauptträger bei ihrer Drehung um den Bolzen folgen.

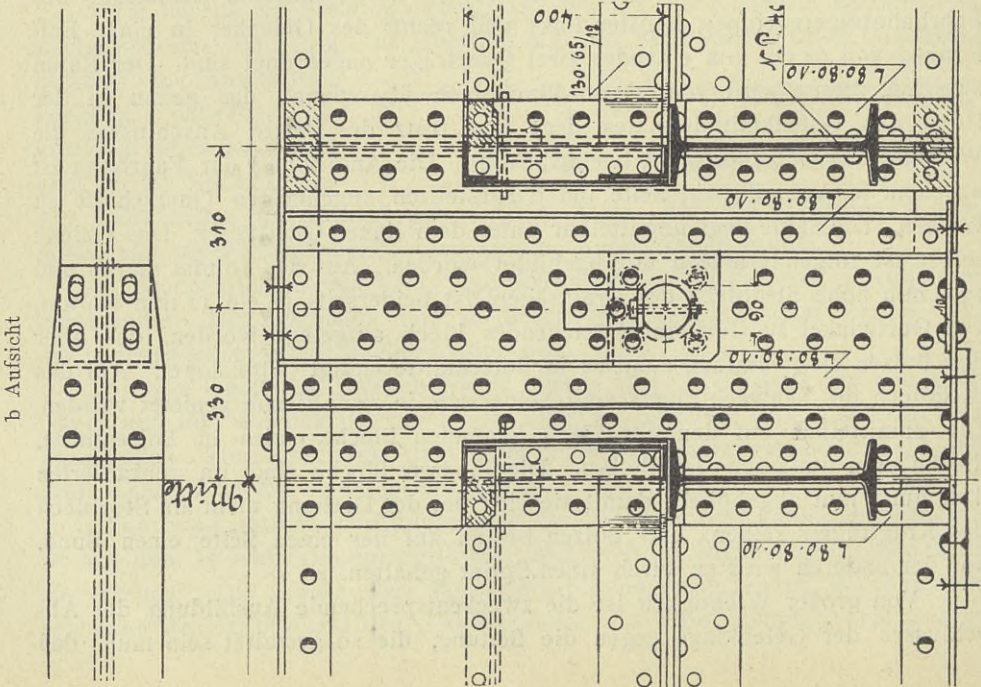
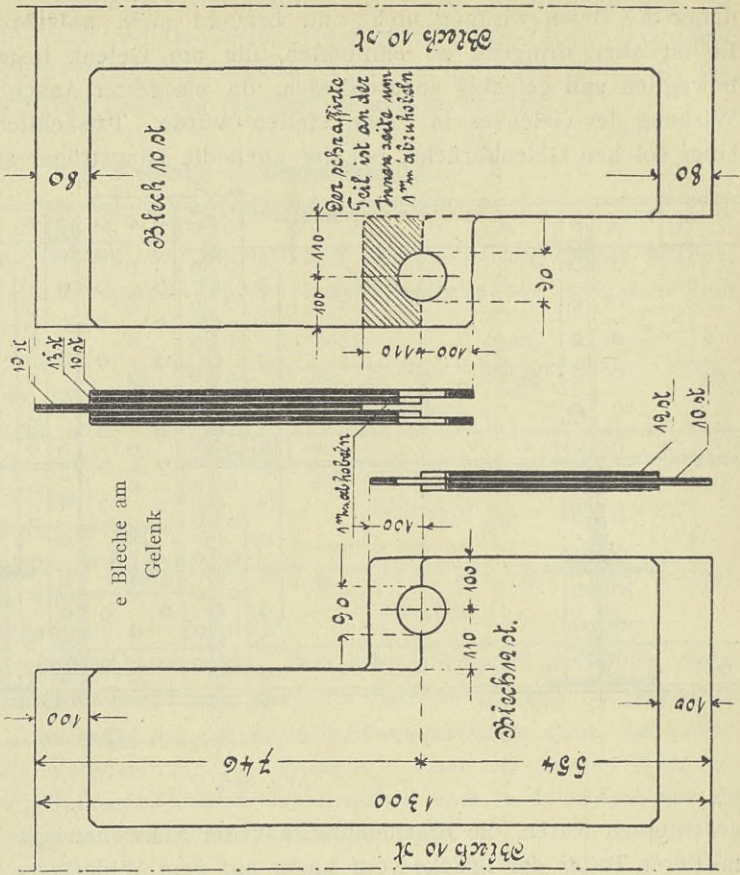


Abb. 807.

a Ansicht

b Ansicht

Am Gelenk ist der Fußsteig unterbrochen, die Einzelheiten dieser Unterbrechung sind aus den Abb. 807c und d zu ersehen.

Dieselbe zweckmäßige Anordnung der Querträger, aber eine andere Aus-

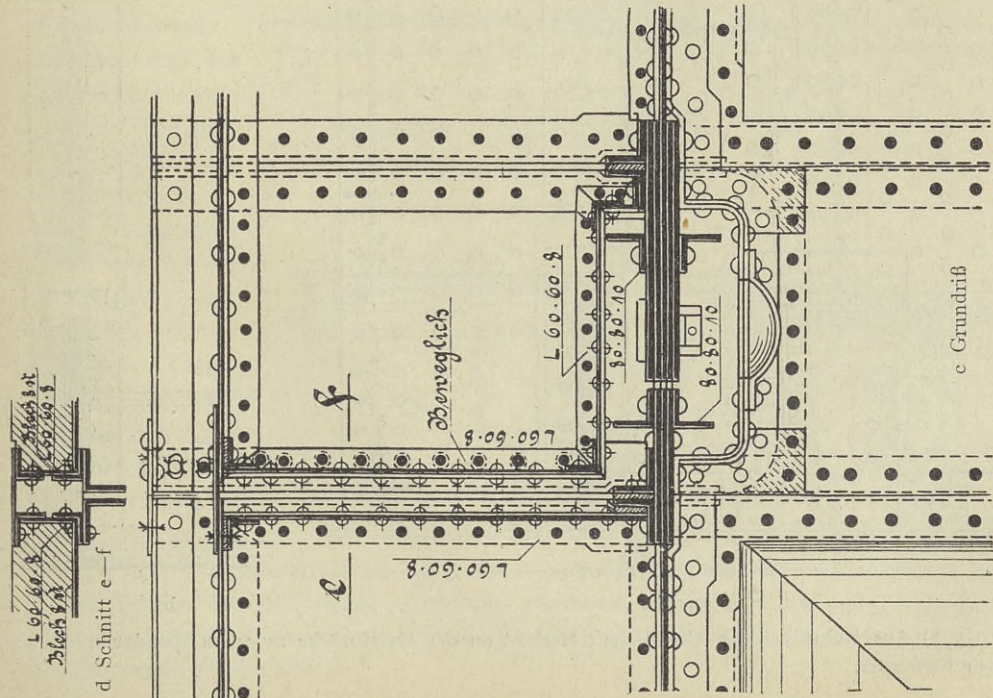
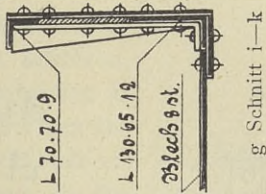
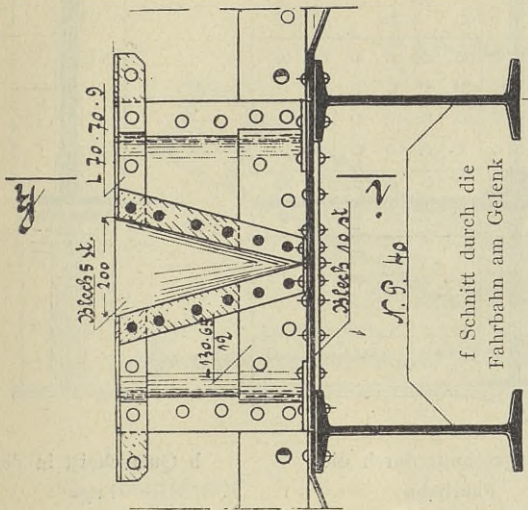
bildung des Gelenkes zeigt die Abb. 808. Der Abschluß der Gelenkfuge gegen die Bettung kann in derselben Weise erfolgen, wie eben geschildert.

Die zweite Art der Gelenk-
ausbildung ist in Abb. 809 dargestellt. Der Schwebeträger stützt sich mittels eines Gleitlagers auf den Kragträger, beide Träger sind im Untergurt durch eine Gurtplatte miteinander in feste Verbindung gebracht. Der Drehpunkt liegt unter dem als Stützpunkt dienenden Gleitlager in der die Hauptträger verbindenden Platte. Die Ausbildung und die Befestigung des Gleitlagers zeigt die Abbildung.

3. Gelenke in Fachwerk-Gerberbrücken.

Feste Gelenke.

Die festen Gelenke werden entweder als Bolzengelenke oder nach Art der festen Lager ausgebildet.



In den Abb. 810a bis c*) ist die Anordnung des Gelenkes G_1 der in Abb. 34 auf Seite 8 wiedergegebenen Brücke veranschaulicht. Der Untergurt-

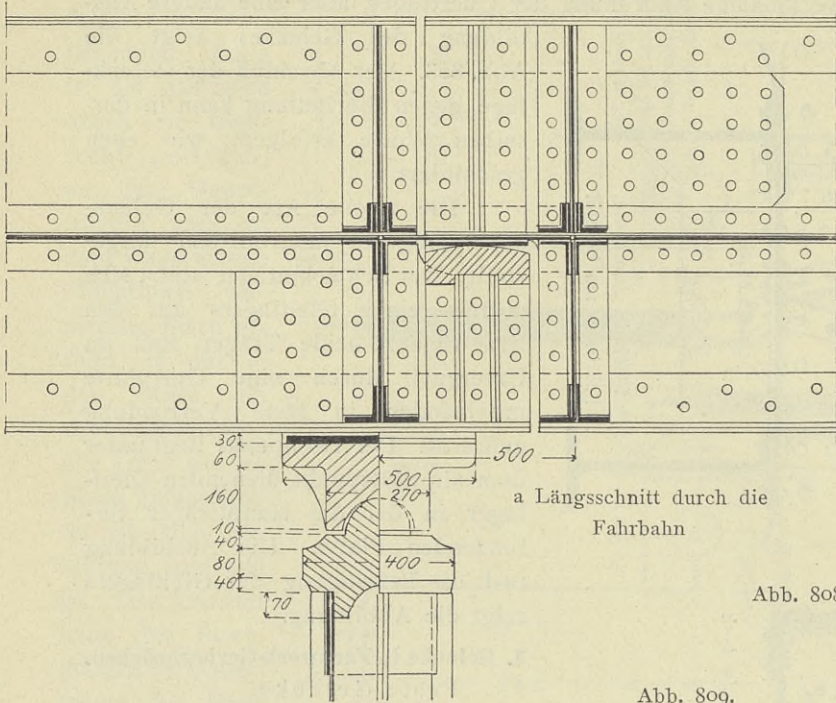
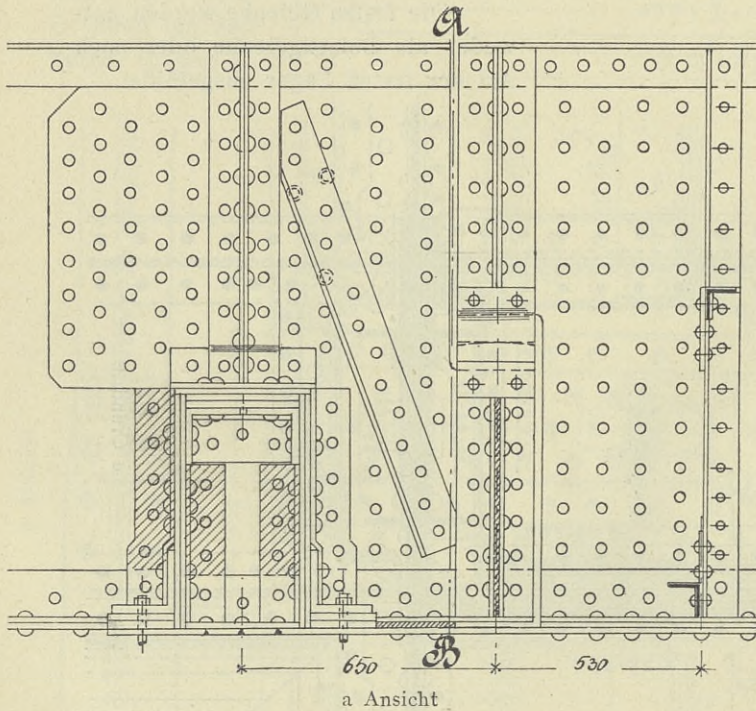


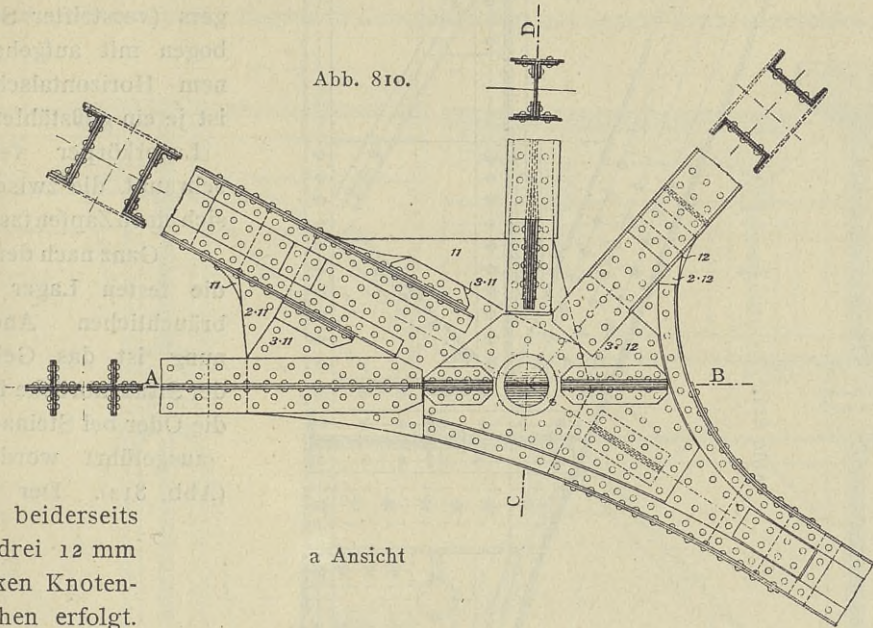
Abb. 808.

Abb. 809.



*) Ausgeführt von der Gesellschaft Harkort an der Havelbrücke zwischen Spandau und dem Eiswerder.

stab, das Zugband und der Endpfosten des Schwebeträgers sind in jeder der beiden Wandungen an drei nebeneinander liegenden, 11 mm starken Knotenblechen angeschlossen, auch die Vereinigung der beiden Stäbe des Kragarmes



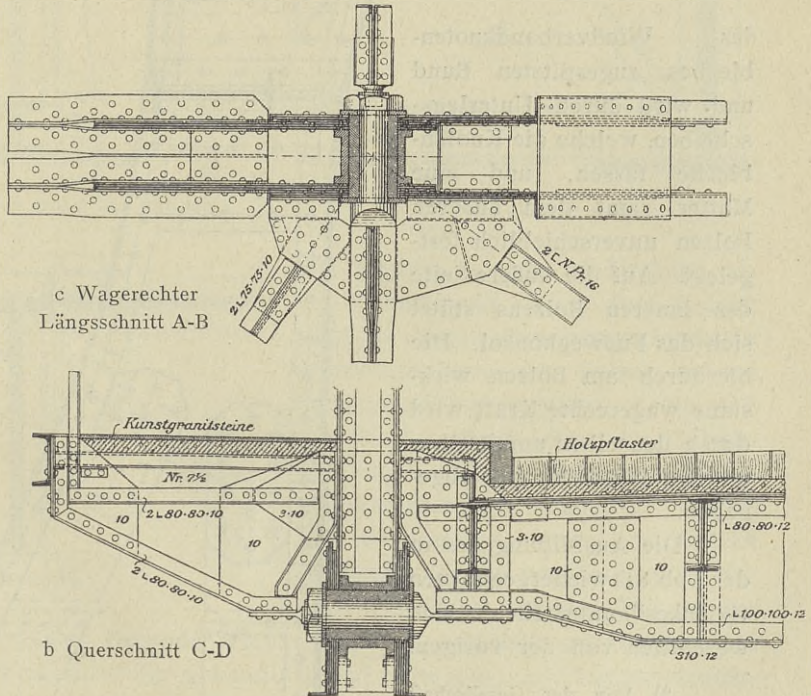
ist beiderseits an drei 12 mm starken Knotenblechen erfolgt.

Die letzteren liegen außen an den ersteren und greifen über sie hinweg, in den

Berührungsflächen sind die Nietköpfe versenkt. Die Verbindung der

Knotenbleche des Kragarmes und des Schwebeträgers ist durch einen Bolzen hergestellt, der zwischen den Knotenblechen des Schwebeträgers zur Sicherung

der Lage der Knotenbleche mit einem zylinderförmigen Körper umgeben ist. Der Bolzen ist mit einer Höhlung versehen, durch die ein anderer Bolzen durchgreift. Letzterer besitzt auf der inneren Seite einen für den Anschluß



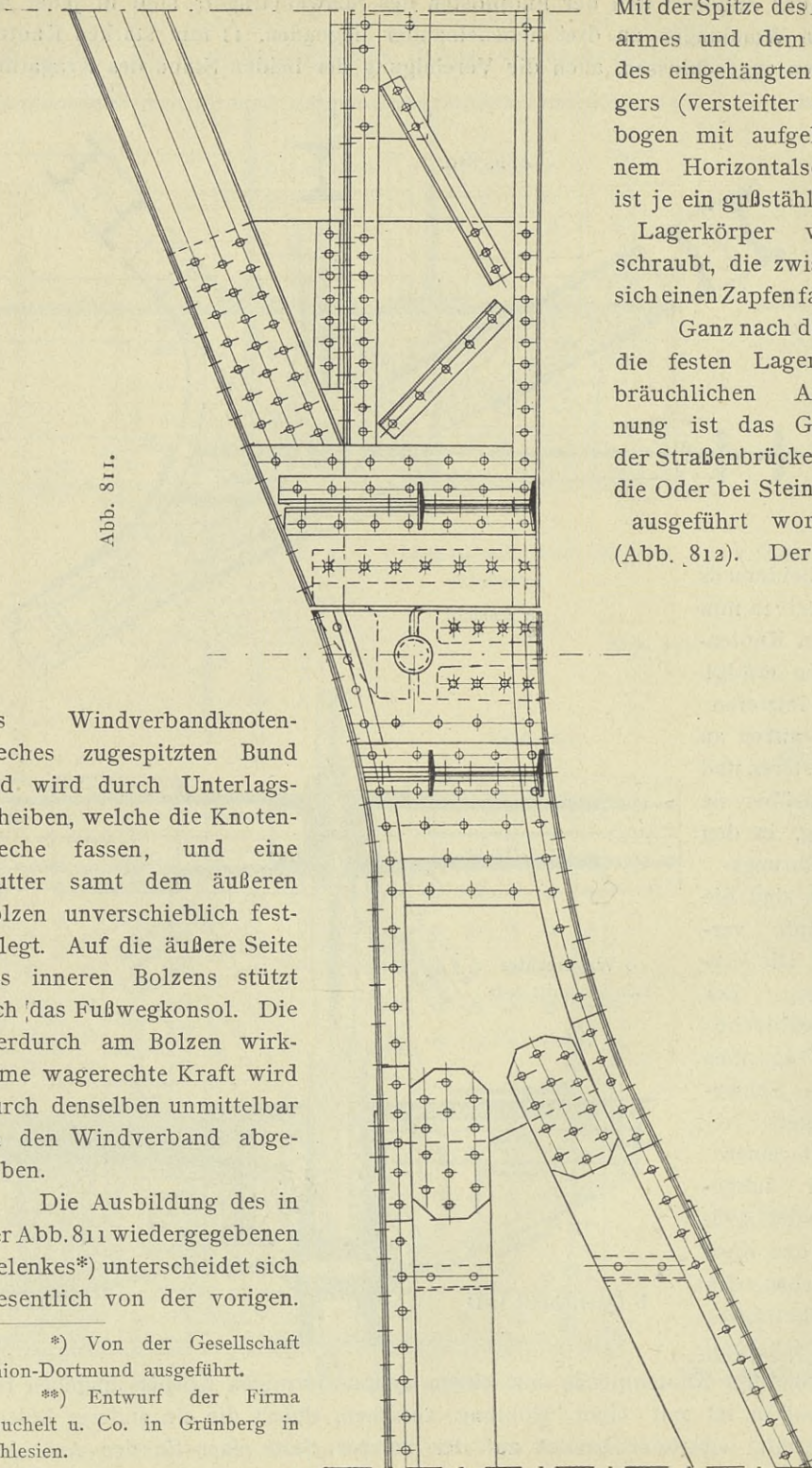


Abb. 811.

des Windverbandknotenbleches zugespitzten Bund und wird durch Unterlagscheiben, welche die Knotenbleche fassen, und eine Mutter samt dem äußeren Bolzen unverschieblich festgelegt. Auf die äußere Seite des inneren Bolzens stützt sich das Fußwegkonsol. Die hierdurch am Bolzen wirkende wagerechte Kraft wird durch denselben unmittelbar an den Windverband abgegeben.

Die Ausbildung des in der Abb. 811 wiedergegebenen Gelenkes*) unterscheidet sich wesentlich von der vorigen.

*) Von der Gesellschaft Union-Dortmund ausgeführt.

**) Entwurf der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

Mit der Spitze des Kragarmes und dem Ende des eingehängten Trägers (versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub) ist je ein gußstählerner Lagerkörper verschraubt, die zwischen sich einen Zapfen fassen.

Ganz nach der für die festen Lager gebräuchlichen Anordnung ist das Gelenk der Straßenbrücke über die Oder bei Steinau**) ausgeführt worden (Abb. 812). Der ein-

gehängte Träger ist mit dem oberen Lagerkörper, der Kragträger mit dem unteren Lagerkörper fest verbunden. Der erste Untergurtstab des eingehängten Trägers und der erste Obergurtstab des Kragträgers sind an den unter und über dem Gelenkpunkt liegenden Knotenblechen mit Langlöchern angeschlossen

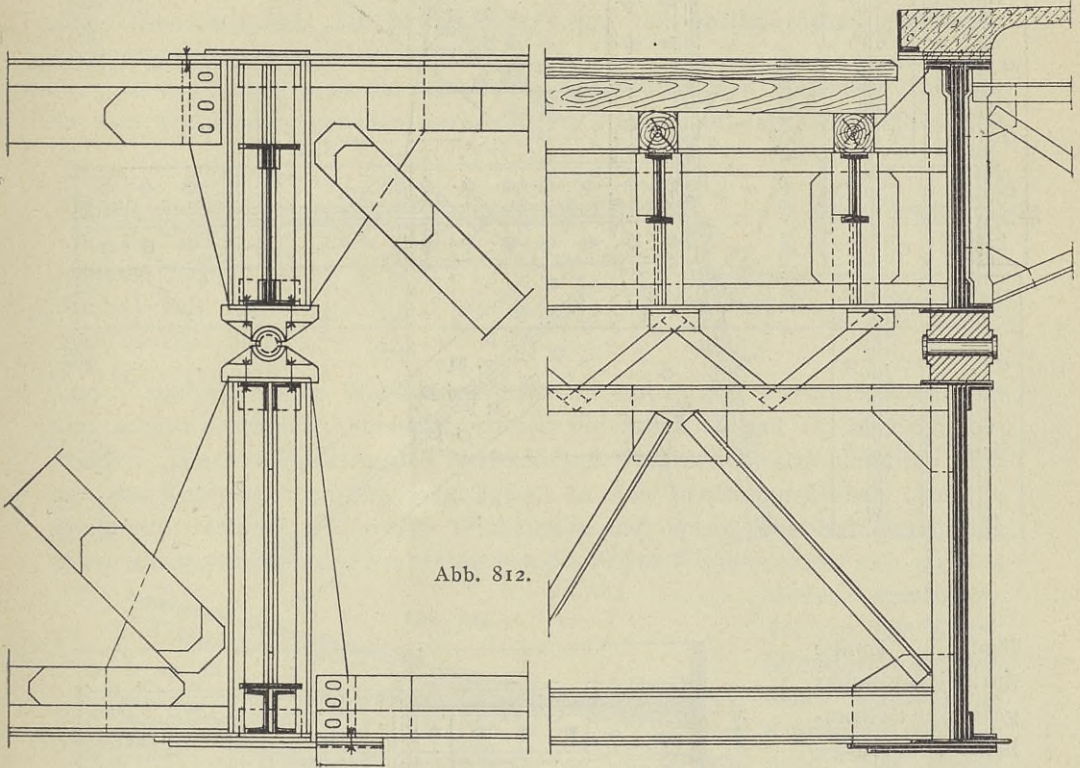
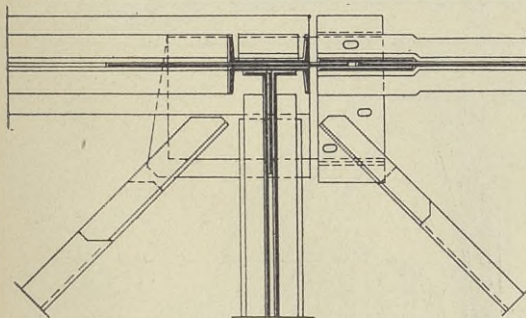


Abb. 812.

a Längsschnitt durch die Fahrbahn

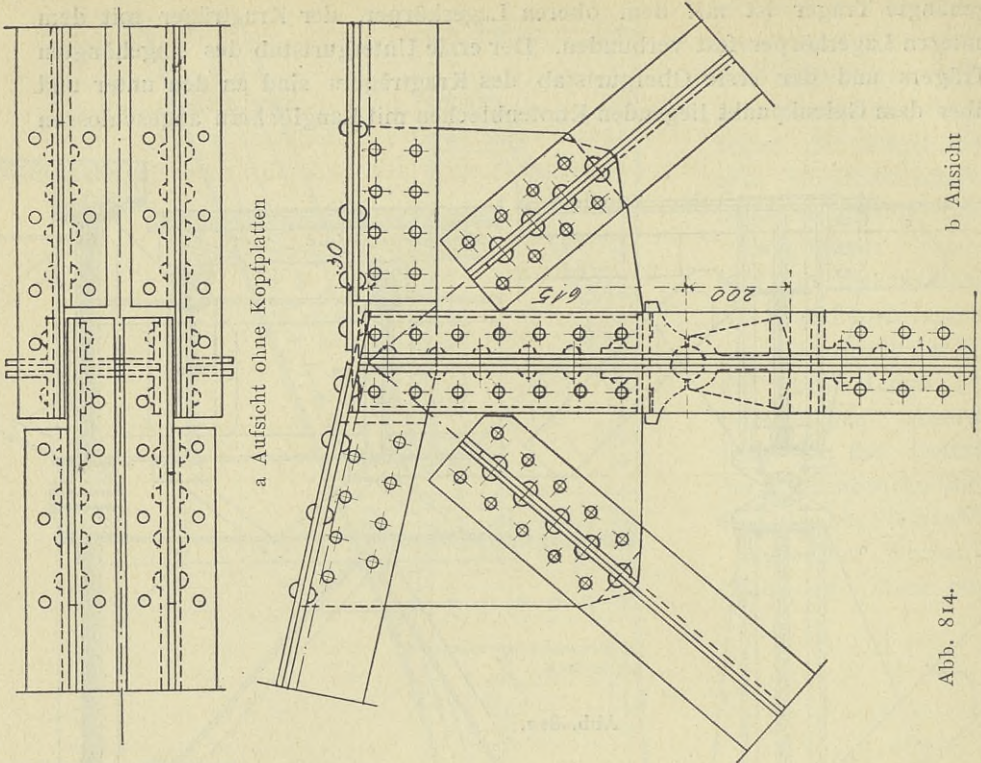
b Querschnitt



c Grundriß

und hindern so nicht die Drehung um den Gelenkpunkt. Über dem Gelenk liegt der die Hauptträger verbindende Querträger, unter dem Gelenk ist eine Querversteifung eingefügt. Beide sind miteinander durch eine die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigende Flacheisenvergitterung verbunden, welche die wagerechten, quer zur Brücke wirkenden Kräfte vom Querträger der Querversteifung zuführt. Der in der

Ebene des Untergurtes liegende Windverband ist natürlich am Gelenkpunkt unterbrochen. (Vergleiche die Abhandlung auf Seite 317.) Die längsverschiebliche Lagerung des Windverbandes des eingehängten Trägers am Ende des Windverbandes des Kragträgers ist aus Abb. 812a und c zu ersehen. Vom Kragträger ragt ein wagerechtes Blech zum Schwebeträger hinüber, gegen das sich zwei mit dem wagerechten Knotenblech des letzteren vernietete Winkel



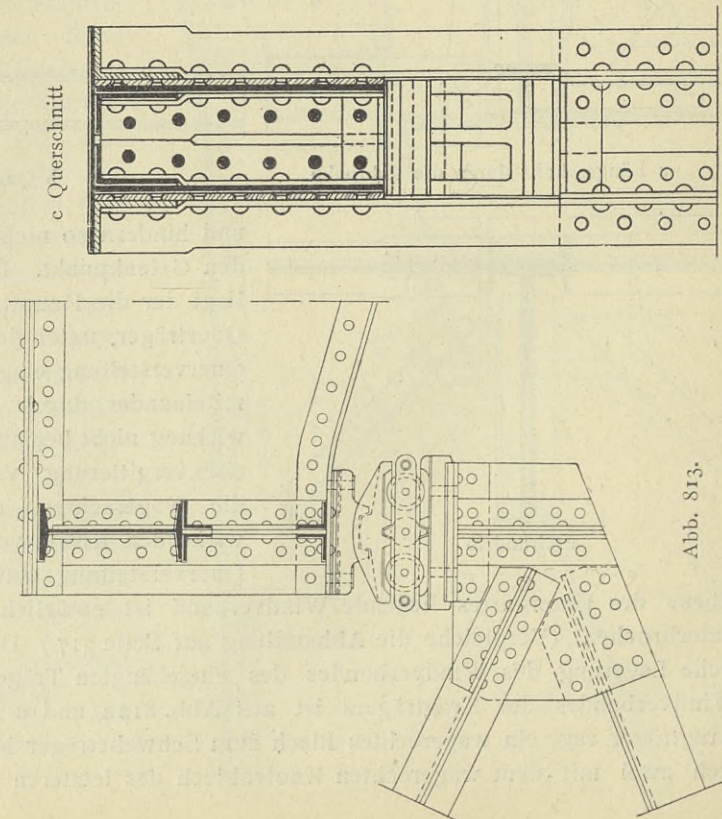
b Ansicht

Abb. 814.

legen. Einige durch Langlöcher gesteckte Schrauben verbinden die Knotenbleche in senkrechter Richtung.

Bewegliche Gelenke.

Die beweglichen Gelenke der Auslegerbrücken stellt man derart her, daß man den Schweträger mittels eines Rollen-, Stelzen- oder Pendellagers, oder auch durch eine Pendelsäule auf den Kragträger stützt, schließlich



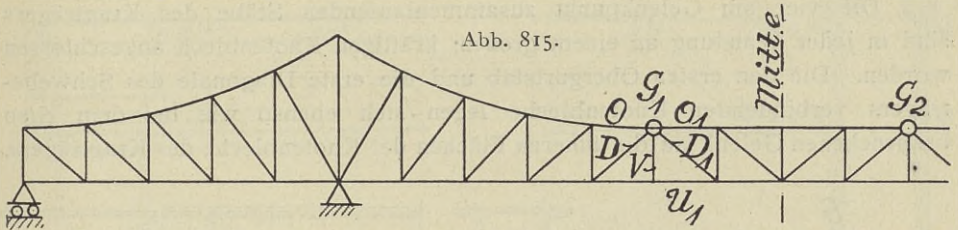
c Querschnitt

Abb. 813.

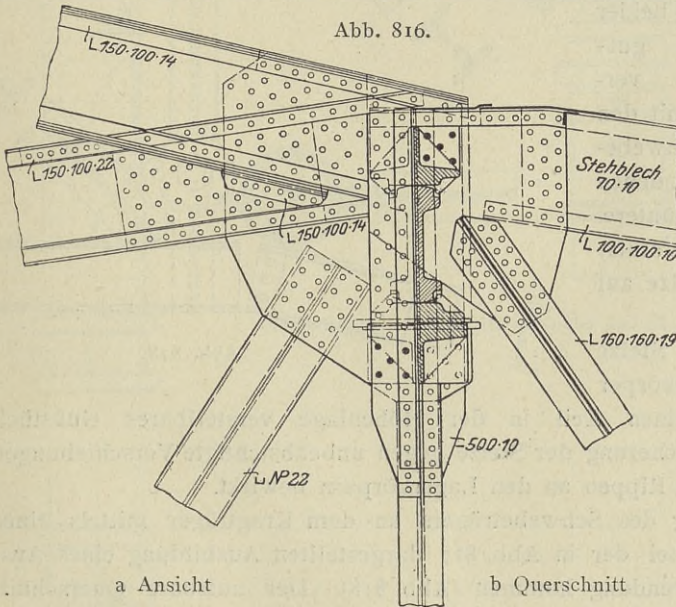
auch dadurch, daß man den eingehängten Träger mittels eines Hängependels am Kragträger aufhängt.

Abb 813 zeigt die bewegliche Lagerung eines Schwebeträgers (Blechbalken) auf einem fachwerkartigen Kragarm. Das Rollenlager ist nach den in der Abhandlung über die beweglichen Lager der Balkenbrücken gegebenen Gesichtspunkten ausgebildet worden.

In der Abb. 814 ist die Ausbildung des beweglichen Gelenkes G_1 eines in Abb. 815 wiedergegebenen Gerberträgers veranschaulicht. Die Stäbe O, D



und V sind an beiden Wandungen durch je ein 13 mm starkes Knotenblech (im Schnitt schraffiert) vereinigt, ebenso die Stäbe O_1 und D_1 des Schwebeträgers. Die Knotenbleche des letzteren (im Schnitt schwarz) berühren sich mit den Knotenblechen des Kragträgers. In den Berührungsflächen sind die Nietköpfe versenkt. Eine aus Winkeleisen und einem Stegblech bestehende Aussteifung zwischen den Knotenblechen des Schwebeträgers stützt sich auf den



oberen Lagerkörper, der von dem in dem Mittelpunkt des Pendels angeordneten Kippzapfen getragen wird. Das Pendel wird von Winkeleisen und einem Blech gestützt, das mit den Winkeln des Stabes V vernietet ist. Zur Sicherung des Pendels gegen Verschiebungen empfiehlt es sich zwei Dorne zwischen dasselbe und die Unterlage einzuschalten.

Der Stab U_1 muß natürlich unterhalb des Gelenkes G_1 längsverschieblich angeschlossen sein.

Die Abb. 816*) zeigt, wie das Gelenk C des in Abb. 374 auf Seite 149

*) Aus dem Entwurf der «Vereinigten Königs- und Laurahütte in Königshütte» für eine Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Oder bei Neusalz. Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1905.

dargestellten Auslegerträgers ausgebildet werden kann. Dies Gelenk *C* muß entsprechend der in Abb. 374 angenommenen Lagerung allerdings ein festes sein, man kann aber auch gemäß der beim vollwandigen Gerberträger besprochenen Anordnung das Gelenk selbst beweglich machen und die Fahrbahntafel oder den Windverband ununterbrochen durchgehen lassen und somit den Drehpunkt nach dem unter dem Stützpunkt *C* gelegenen Punkt des durchgehenden Bauteiles verschieben. Nach diesem Gesichtspunkt ist nun das Gelenk ausgebildet worden.

Die vier am Gelenkpunkt zusammenlaufenden Stäbe des Kragträgers sind in jeder Wandung an einem großen, kräftigen Knotenblech angeschlossen worden. Die den ersten Obergurtstab und die erste Diagonale des Schwebeträgers verbindenden Knotenbleche legen sich ebenso wie bei dem eben besprochenen Gelenk an die inneren Flächen der Knotenbleche des Kragträgers.

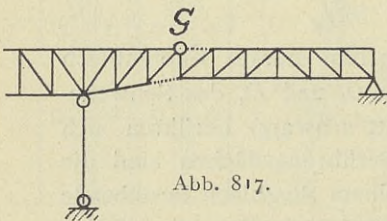


Abb. 817.

Mit den Knotenblechen beider Träger ist je ein gußstählerner Körper verschraubt, und zwar mit den Knotenblechen des Schwebeträgers der obere, mit denen des Kragträgers der untere. Der obere Lagerkörper stützt sich mittels einer Stelze auf den unteren.

Zwischen der Stelze

und dem unteren Lagerkörper ist noch ein durch einen Keil in der Höhenlage verstellbares Gußstück eingeschaltet. Die Sicherung der Stelze gegen unbeabsichtigte Verschiebungen ist durch vorstehende Rippen an den Lagerkörpern bewirkt.

Die Aufhängung des Schwebeträgers an dem Kragträger mittels eines Hängependels kann bei der in Abb. 817 dargestellten Ausbildung eines Auslegerträgers zur Anwendung kommen (Abb. 818). Der nutzbare Querschnitt des Pendels besteht aus zwei Flacheisen, die beide miteinander verbunden sind. Der Anschluß des Pendels an den Knotenblechen der Endknotenpunkte des Krag- und Schwebeträgers erfolgt durch Bolzen. Die Wandungen der Knotenpunkte sind in der Linie des Pendels gegenseitig ausgesteift. Betrachtet man den rechten Träger in dieser Abbildung als Kragträger und den linken als Schwebeträger, so ist das Pendel ein Stützpendel.

Man findet häufig auch die Gelenkpunkte des Pendels so angeordnet, daß

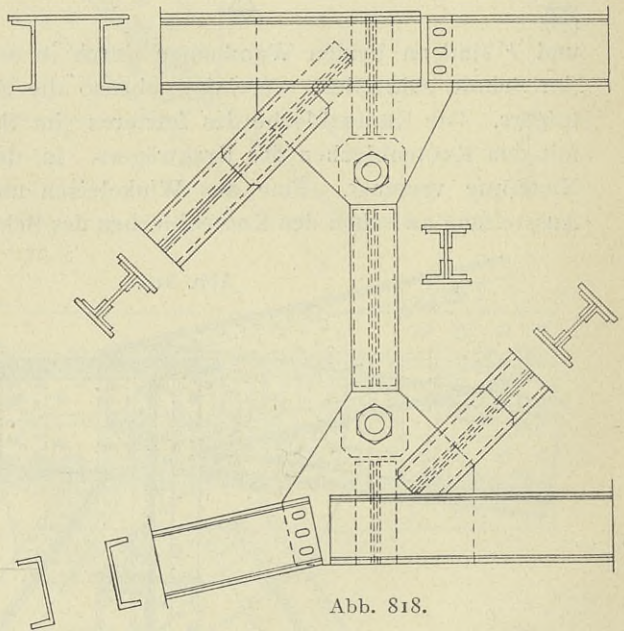


Abb. 818.

sie mit den Punkten zusammenfallen, in denen sich die Stabmittellinien der angeschlossenen Stäbe schneiden.

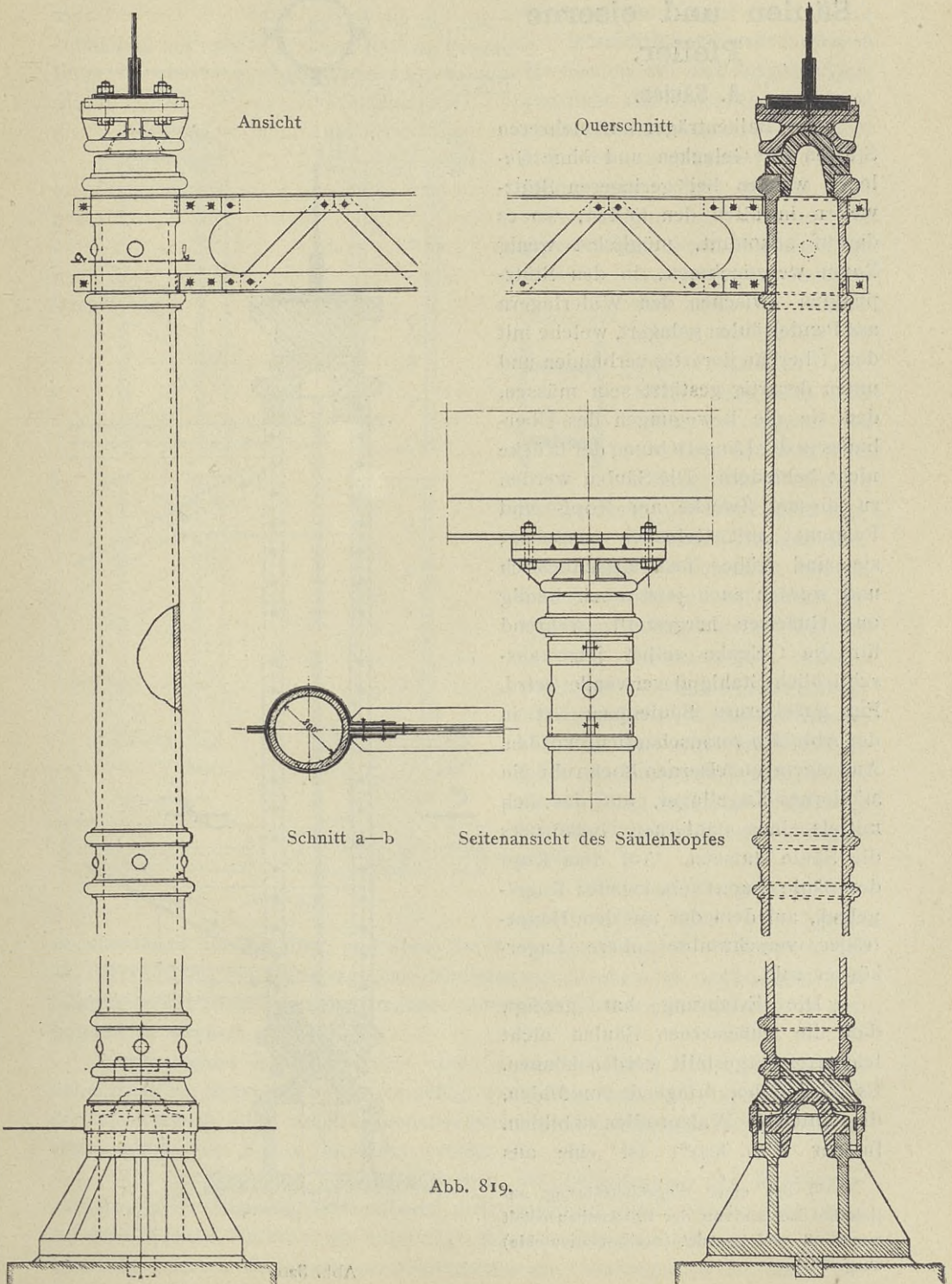


Abb. 819.

Abschnitt XIII.

Säulen und eiserne Pfeiler.

A. Säulen.

Die Balkenträger auf mehreren Stützen mit Gelenken und ohne Gelenke werden bei geringeren Stützweiten in allen den Fällen, wo es darauf ankommt, möglichst wenig Raum wegzunehmen, in den Stützpunkten zwischen den Widerlagern auf Pendelsäulen gelagert, welche mit dem Überbau derartig verbunden und unten derartig gestützt sein müssen, daß sie die Bewegungen des Überbaues in der Längsrichtung der Brücke nicht behindern. Die Säulen werden zu diesem Zwecke am Kopf- und Fußpunkt mit Gelenken versehen; sie sind früher fast ausschließlich und werden auch jetzt noch häufig aus Gußeisen hergestellt, während für die Gelenke selbst jetzt ausschließlich Stahlguß verwendet wird. Ein gußeisernes Säulenpaar ist in der Abb. 819 veranschaulicht worden. Auf einem gußeisernen Bock ruht ein stählernes Kugellager, auf das sich mittels eines stählernen Gußkörpers die Säule aufsetzt. Auf dem Kopf der Säule lagert ein zweites Kugellager, auf dem der mit dem Hauptträger verschraubte obere Lagerkörper ruht.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß die gußeisernen Säulen nicht fehlerfrei hergestellt werden können. Es wird daher dringend empfohlen, die Säulen aus Walzprofilen zu bilden. In der Abb. 820*) ist eine aus

*) Bei einer Wegeüberführung auf Bahnhof Lossen von der Brückenbauanstalt von Braß und Hertslet (Berlin-Marienfelde) ausgeführt.

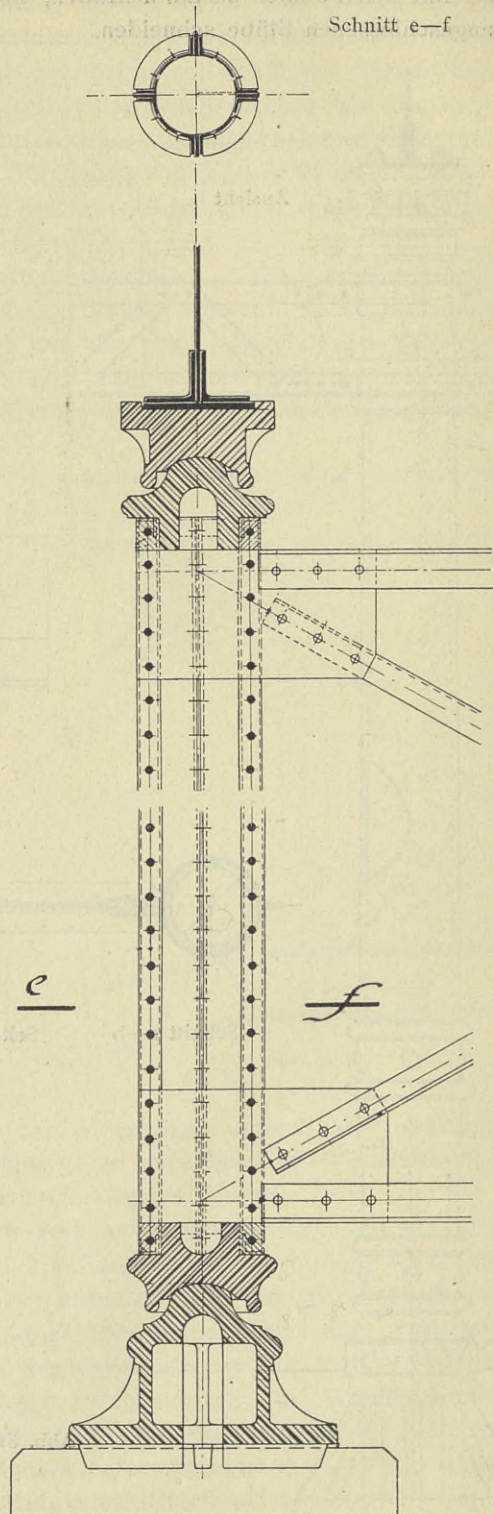


Abb. 820.

Quadranteisen und in der Abb. 821 eine aus \square - und Flacheisen zusammengesetzte Säule zur Darstellung gebracht worden. Die Ausbildung der Gelenke bietet nichts Neues.

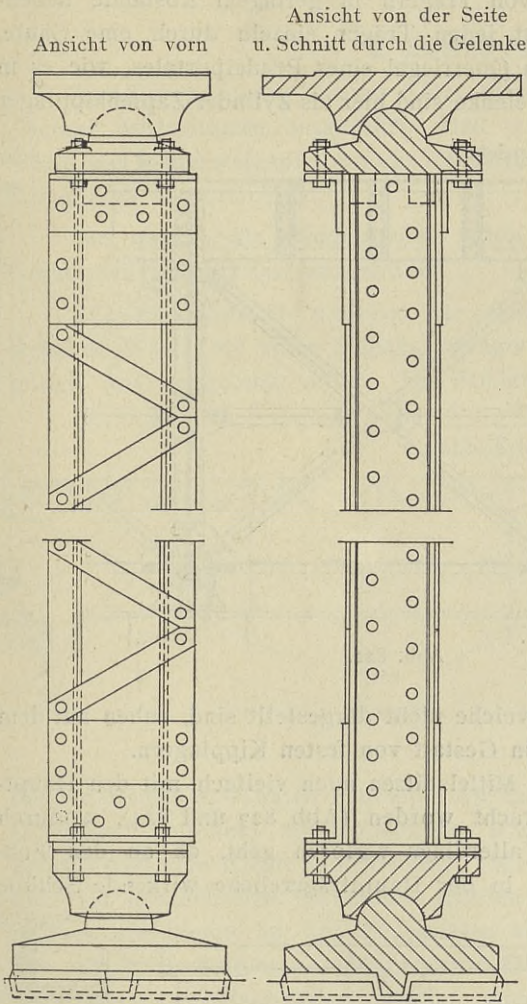
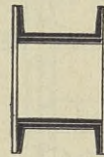


Abb. 821.

In städtischen Straßen müssen die Säulen auf den Bürgersteigen, und zwar mit einem Abstände von 50 cm zwischen ihrer Vorderkante und der Außenkante des Bordsteines angeordnet werden, um sie selbst und die Fahrzeuge vor gegenseitigen Beschädigungen zu schützen. Außerdem ist dadurch,

daß man die Kugelzapfen tief in die auf ihnen ruhenden Gußkörper eingreifen läßt, dafür zu sorgen, daß ein über den Bordstein gelangender Wagen die



Säulen nicht aus den Lagern werfen kann. Bei Überführungen über Eisenbahngleise empfiehlt es sich, die Pendelsäulen auf einen gemauerten Sockel zu stellen, welcher derartige Abmessungen besitzen muß, daß er entgleiste Fahrzeuge mit Sicherheit von den Säulen abhält. Es sind schon mehrfach infolge des Umwerfens von Pendelsäulen durch entgleiste Fahrzeuge Brücken zum Einsturz gebracht worden.

Wird der Windverband ununterbrochen über die ganze

Brückenslänge durchgeführt, und steht die Breite der Brücke zur Stützweite des Windverbandes von Widerlager zu Widerlager in keinem zu ungünstigen Verhältnis, so brauchen die nebeneinander stehenden Säulen nicht unter sich verbunden zu werden.

Anderenfalls ist aber durch einen Dreieckverband, der zwischen den nebeneinander stehenden Säulen eingefügt wird (Abb. 820), dafür zu sorgen, daß die wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte auch an den Säulenstützpunkten dem Boden zugeführt werden.

Wo die Dreieckverbindungen wegen der Behinderung des Fußgängerverkehrs nicht angezeigt sind, müssen die Säulen mit einem oberen Querriegel zu einem steifen Halbrahmen mit Fußgelenken vereinigt werden. Der obere Querriegel des in der Abb. 819 wiedergegebenen Säulenpaares ist nicht im-

stande, Windkräfte nach unten zu übertragen, er dient lediglich zur Verbindung beider Säulenköpfe und kann ohne Nachteil entbehrt werden.

Liegt eine größere Anzahl von Trägern in geringem Abstände nebeneinander, so unterstützt man nicht jeden Träger einzeln durch eine Säule, sondern lagert die Träger auf dem Querriegel eines Pendelportales, wie es in Abb. 822 dargestellt ist. Die Fußgelenke sind hier als Zylinder-Zapfenkipplager

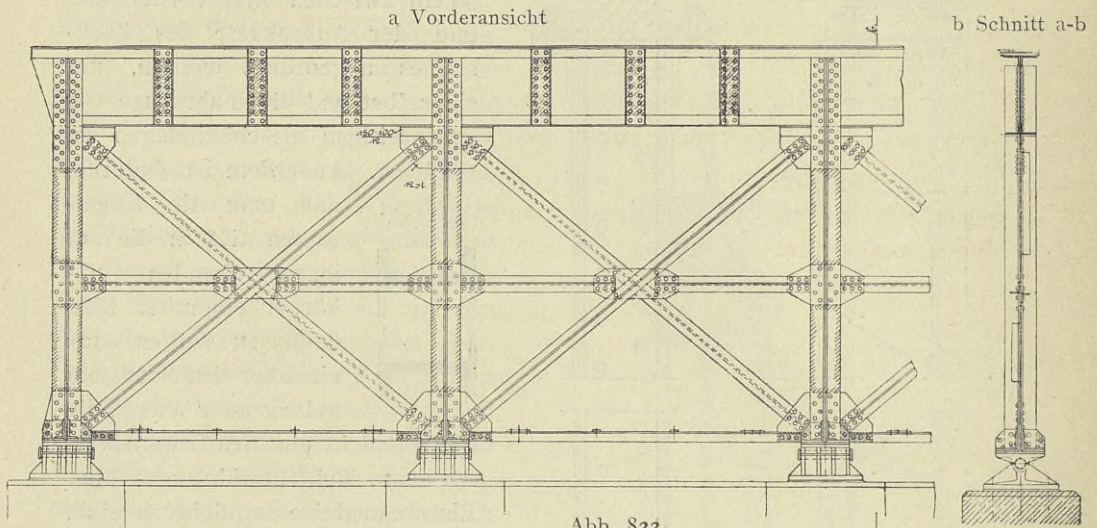


Abb. 822.

ausgebildet worden. Die Träger, welche nicht dargestellt sind, ruhen auf dem Querriegel mittels fester Gelenke in Gestalt von festen Kipplagern.

Neuerdings sind die eisernen Mittelstützen auch vielfach mit den Hauptträgern in steife Verbindung gebracht worden (Abb. 823 und 824), wodurch der Charakter der Balkenbrücken allerdings verloren geht, da an den Fußgelenken der Säulen wagerechte, in der Hauptträgerebene wirkende Schübe

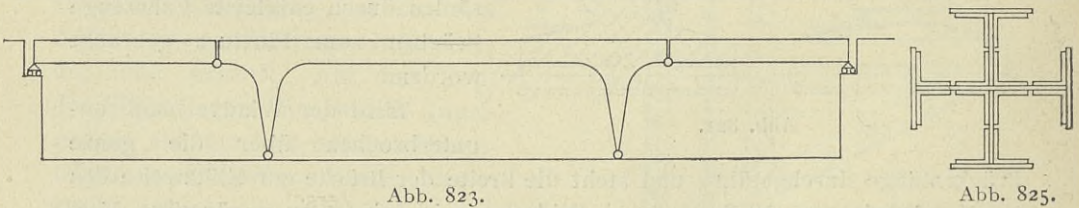


Abb. 823.

Abb. 825.

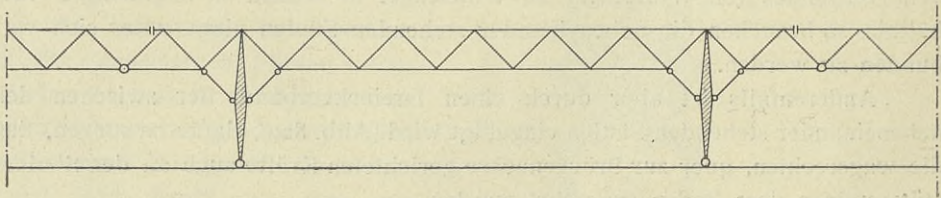


Abb. 824.

aufzutreten. Die Höhe des die Säulen verbindenden Hauptträgers läßt sich natürlich bei dieser Ausbildung wesentlich niedriger halten, als bei der Anordnung von Pendelsäulen. Für die Säulen empfiehlt sich sowohl bei voll-

wandiger, als auch bei Fachwerkausbildung der Hauptträger der in Abb. 825 dargestellte Kreuzquerschnitt.

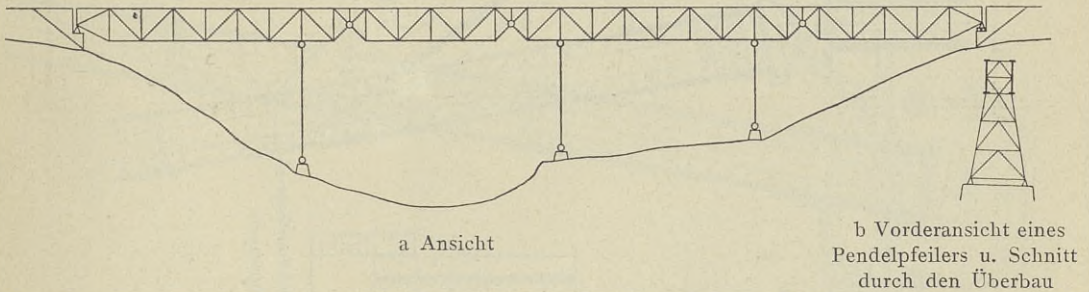
B. Eiserne Pfeiler.

Zur Überbrückung breiter Täler werden vielfach eiserne Viadukte mit eisernen Mittelstützen ausgeführt. Man wählt die eisernen Mittelstützen an Stelle von Mauerwerkspfeylern mit Rücksicht auf die geringen Kosten und einen schnelleren Baufortschritt.

Sie werden als Pendelpfeiler (Abb. 826), Turmpfeiler (Abb. 831) oder Gerüstpfeiler (Abb. 832) ausgebildet.

Die Pendelpfeiler besitzen nur eine in der Querrichtung der Brücke stehende Wand, die unten gelenkig gelagert ist und auf die sich der Überbau mittels Auflagergelenke stützt. Die Pendelpfeiler können demnach ebenso wie

Abb. 826.



die vorstehend erwähnten Pendelportale in der Längsrichtung der Brücke ausschwingen und sind nicht imstande, wagerechte, in der Längsrichtung der Brücke wirkende Kräfte aufzunehmen. Wohl aber vermögen sie, wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräften zu widerstehen. Bei größerer Höhe müssen sie hierzu an den Fußpunkten verankert werden. Zur Verringerung der aufwärts gerichteten Auflagerkräfte führt man die Wand unten breiter als oben aus. Die Hauptträger werden meist unmittelbar über den seitlichen Ständern der Pfeiler gelagert.

Bei kürzeren Viadukten (Abb. 826) brauchen zwischen den beiden Widerlagern nur Pendelpfeiler vorgesehen zu werden, da die Verschiebungen über dem einen der beiden Widerlager, auf dem die beweglichen Lager liegen, auch ohne Unterbrechung der Überbauten in der Längsrichtung nicht zu groß ausfallen. Die festen Lager auf dem anderen der beiden Widerlager müssen aus den auf Seite 368 angegebenen Gründen sehr kräftig in wagerechter Richtung verankert werden. Bei längeren Viadukten werden zwischen den Pendelpfeilern einzelne Turmpfeiler eingeschaltet, die auch wagerechte, längs der Brückenachse wirkende Kräfte aufnehmen können und über denen die Überbauten in der Längsrichtung unterbrochen werden.

Die Überbauten werden bei vorzüglichem Baugrund als durchlaufende Träger, bei weniger gutem Baugrund als Gerberträger (Abb. 826) ausgebildet.

In den Abb. 827 und 828 sind die Einzelheiten eines der Pendelpfeiler des Talüberganges bei Westerbürg*) veranschaulicht. Die Gesamtanordnung

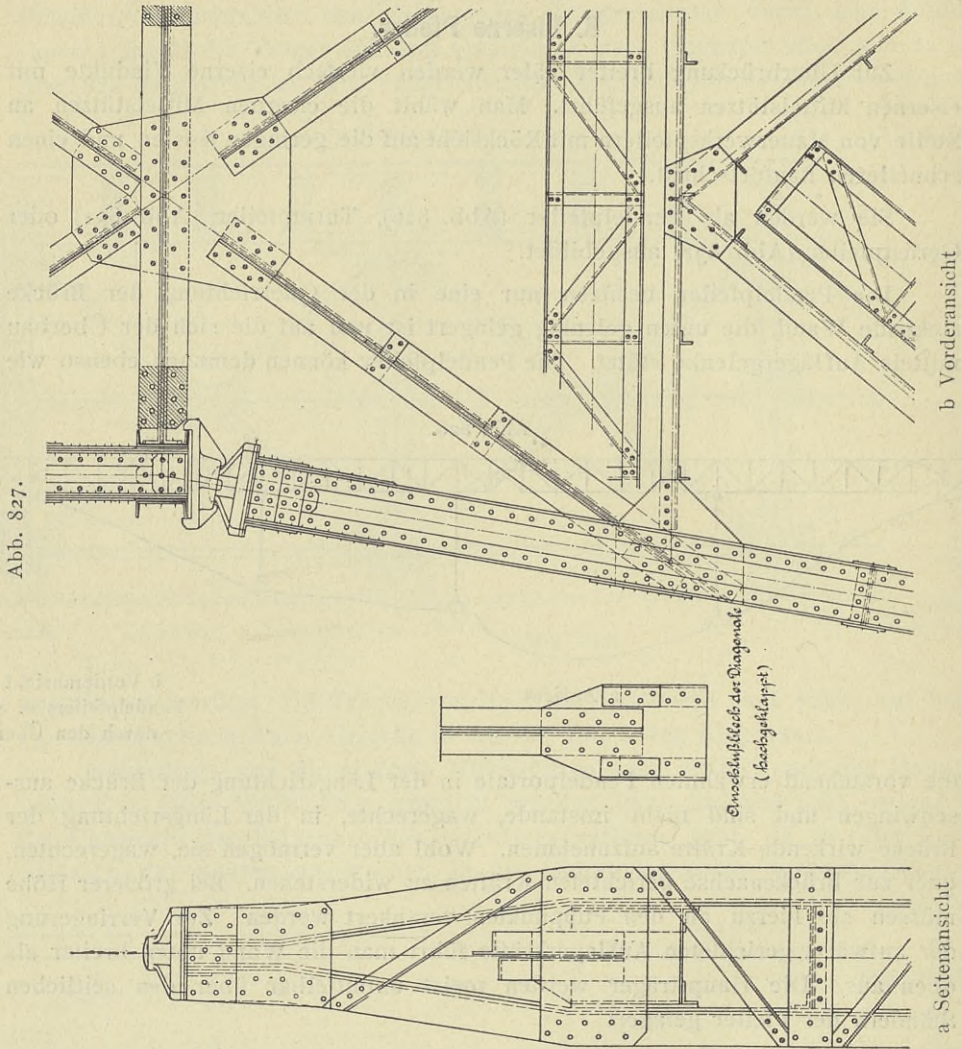


Abb. 827.

zeigt die Abb. 829. Aus der Abb. 827 ist die Auflagerung des eisernen Überbaues auf dem Pfeiler und aus der Abb. 828 das Fußlager mit der Verankerung zu ersehen. In der Mitte des Pfeilers ist zwischen dem Überbau und dem Pfeiler durch ein gemeinsames Knotenblech eine Verbindung hergestellt, um den Überbau gegen Umkippen durch seitliche Kräfte zu sichern. Der doppelwandige, aus Stegblechen und Winkeleisen bestehende Querschnitt der Ständer ist an den Auflagerpunkten zusammengezogen. Beide Wandungen sind zur Erzielung ausreichender Knicksicherheit durch Winkeleisen vergittert. Die

*) Im Auftrage der Eisenbahndirektion Frankfurt a. M. vom Regierungsbaumeister a. D. Bruno Schulz entworfen. Veröffentlicht in der Zeitschrift für Bauwesen 1907.

Ausfachungsglieder des Pfeilers sind mit Ausnahme des obersten Diagonalenpaares ebenfalls doppelwandig gestaltet und vergittert.

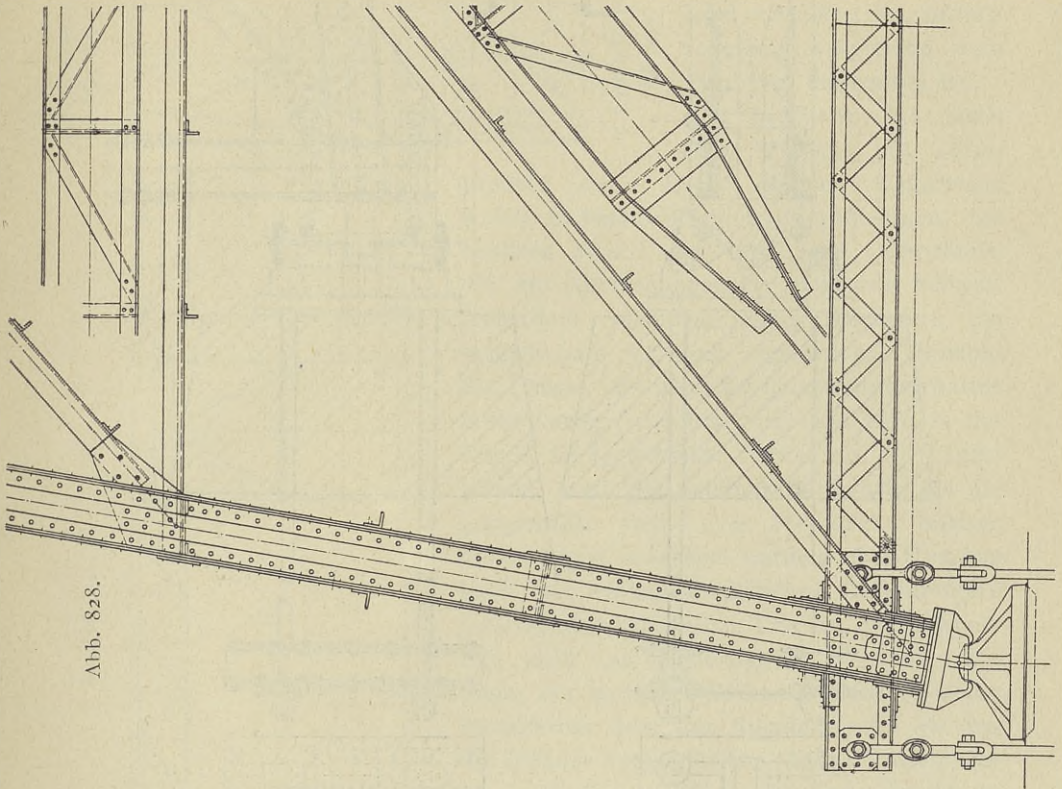
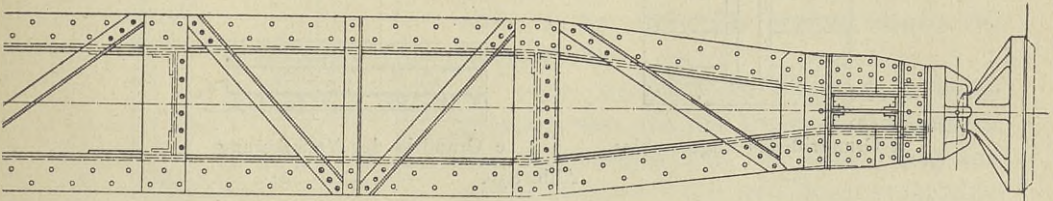


Abb. 828.

b Vorderansicht



a Seitenansicht

Bei kleineren Höhen eignet sich für die Ständer der in Abb. 830c veranschaulichte Querschnitt. Die Verankerung des hier wiedergegebenen Pfeilerfußes*) ist derart

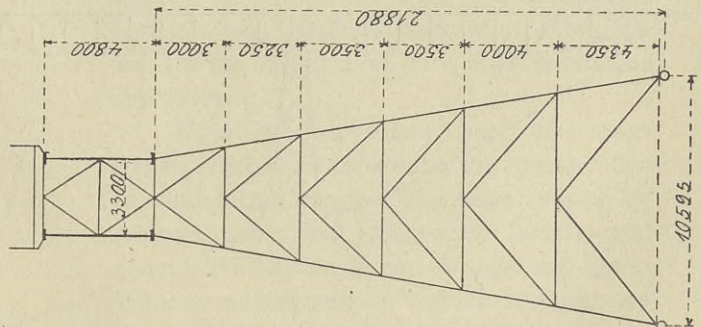
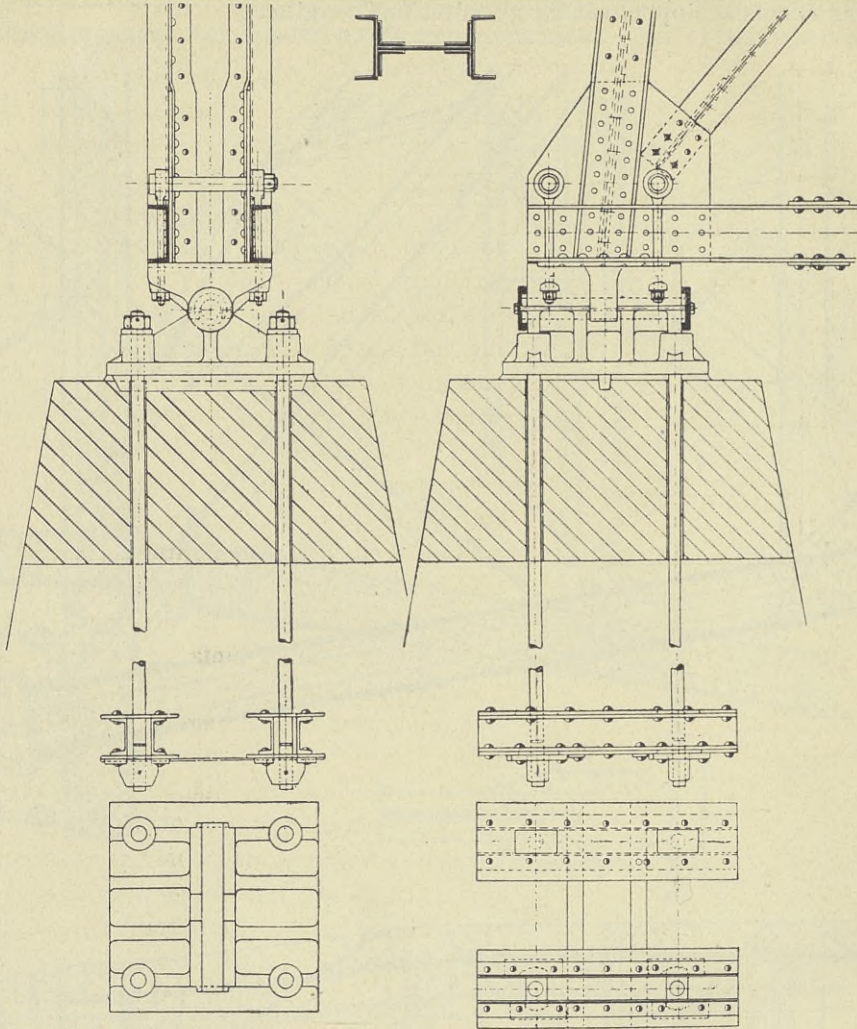


Abb. 829.

*) Viadukt über den Gottebach. Ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

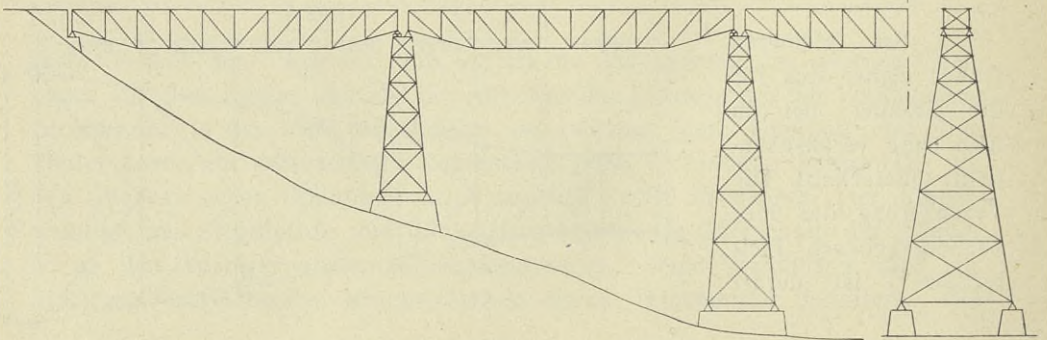
b Seitenansicht c Querschnitt des Ständers a Vorderansicht



d Grundriß des Lagerstuhles

e Grundriß der Verankerung

Abb. 830.



a Ansicht

b Vorderansicht
eines Pfeilers

Abb. 831.

bewirkt, daß der Pfeiler mit dem oberen Lagerkörper verschraubt und der letztere

mit dem unteren Lagerkörper, der mit dem Widerlager verankert ist, mittels Scheiben (vergleiche auch Abb. 777) verbunden ist.

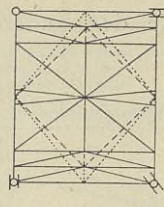
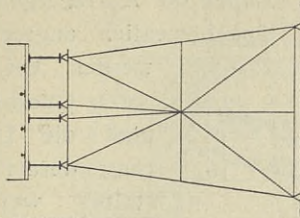
Die Abb. 831 stellt einen Viadukt mit Turmpfeilern dar.

Diese können wagerechte Kräfte in beiden Richtungen aufnehmen. Sie besitzen zwei Längs- und zwei Querwände, die mit Ausfachungen versehen sein müssen. Außerdem wird in jedem Stockwerk ein wagerechter Verband angeordnet. Sowohl die Längs-, als auch die Querwände erhalten einen Anzug (1 : 8 bis 1 : 6), und zwar in der Regel die Querwände stärker als die Längswände, weil die Seitenkräfte größer als die Längskräfte sind. Die Pfeilerfüße müssen in der Regel verankert werden. Der Überbau kann aus einzelnen einfachen Balkenträgern oder aus durchlaufenden Trägern, oder schließlich auch aus Gerberträgern bestehen. Die Lager der einfachen Balken werden entweder unmittelbar über den Ständern oder auf den die Ständer verbindenden oberen Riegeln der Längswände angeordnet. Die Lager der durchlaufenden Balken und der Gerberträger liegen stets in der Mitte des oberen Riegels der Längswände.

Die Gerüstpfeiler (Abb. 832) unterscheiden sich von den Turmpfeilern dadurch, daß ihre Längswände, die ohne Anzug ausgeführt werden, bedeutend länger ausgebildet werden wie bei den letzteren. Die Überbauten bestehen aus einzelnen einfachen Balken, die die Pfeiler selbst und ihre Zwischenräume überbrücken.

Über die Ausfachung und die wagerechten Verbände der Pfeiler gilt das bei den Turmpfeilern Gesagte. Die Füße müssen so gelagert sein, daß senkrechte Kräfte und wagerechte Kräfte in der Längs- und Querrichtung aufgenommen werden können, daß aber auch durch Temperaturänderungen keine ungünstigen Beanspruchungen in den Lagern

Vorderansicht eines Pfeilers



c Grundriß eines Pfeilers

a Ansicht

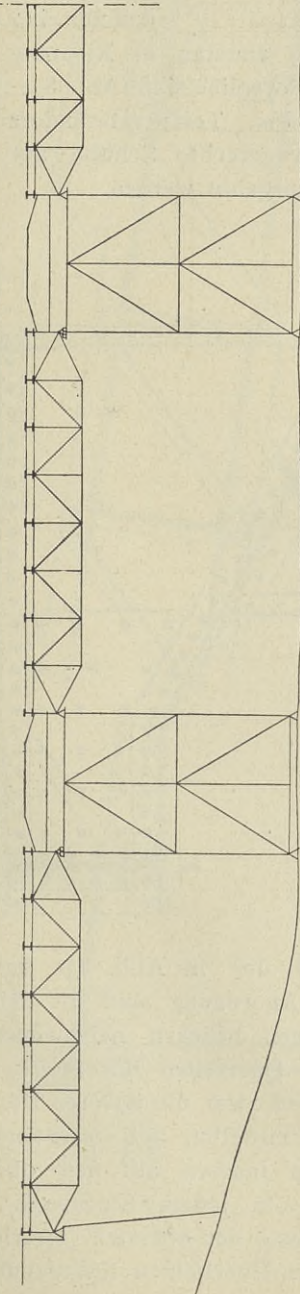


Abb. 832.

hervorgerufen werden können. Besitzen die Pfeiler einen rechteckigen Grundriß mit kleiner Querseite und großer Längsseite, so können die Auflagergelenke der einen Querseite fest und die der anderen längsbeweglich angeordnet

werden. Bei längeren Querseiten muß die Lagerung derart gestaltet werden, daß nur ein Lager

fest, die anderen in Richtung auf dieses beweglich sind (Abb. 832c), da sonst bei Temperaturänderungen große wagerechte Schübe auf die Lager ausgeübt werden.

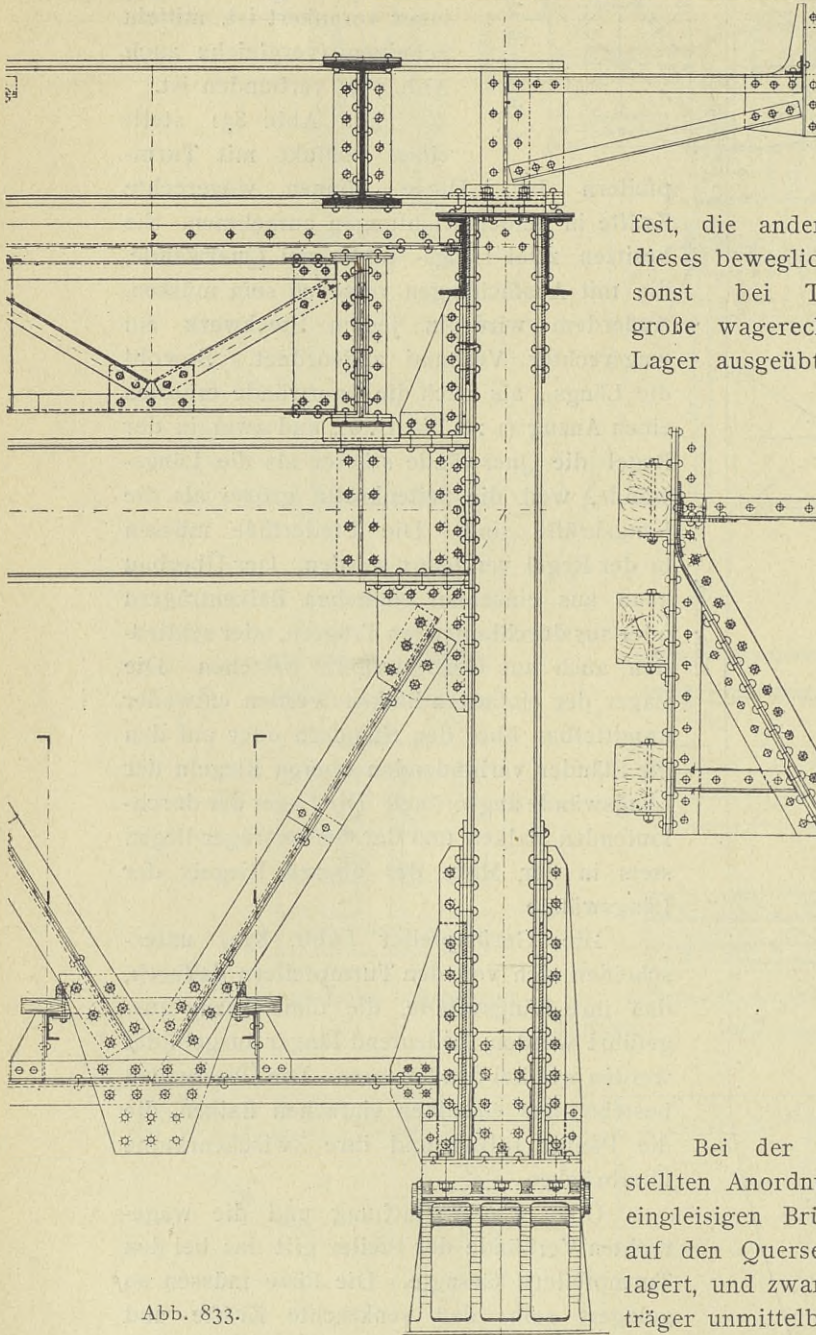


Abb. 833.

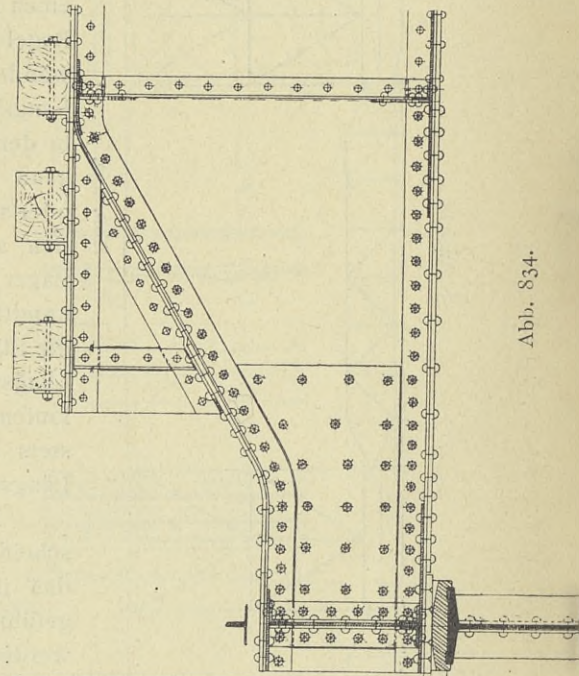


Abb. 834.

Bei der in Abb. 832 dargestellten Anordnung sind die beiden eingleisigen Brücken nebeneinander auf den Querseiten der Pfeiler gelagert, und zwar die äußeren Hauptträger unmittelbar auf den Ständern und die inneren auf den oberen Querriegeln, die entsprechend unterstützt sind. In jedem Stockwerk befindet sich ein wagerechter Verband; in der Ebene der obersten Querriegel ist dieser so gestaltet, daß die Auflagerpunkte der Überbauten Knotenpunkte

Ansicht der Querwand

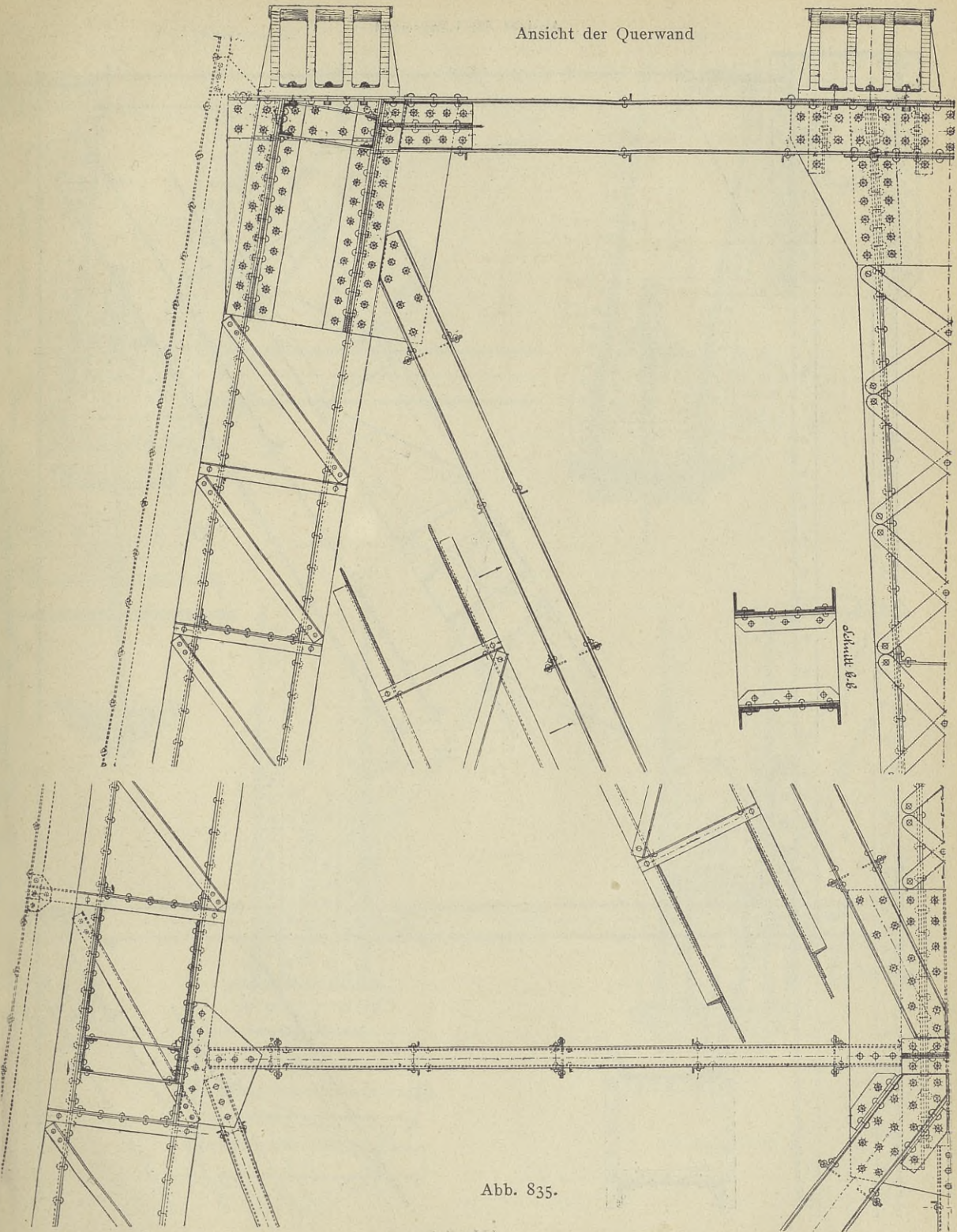


Abb. 835.

Ansicht der Längswand

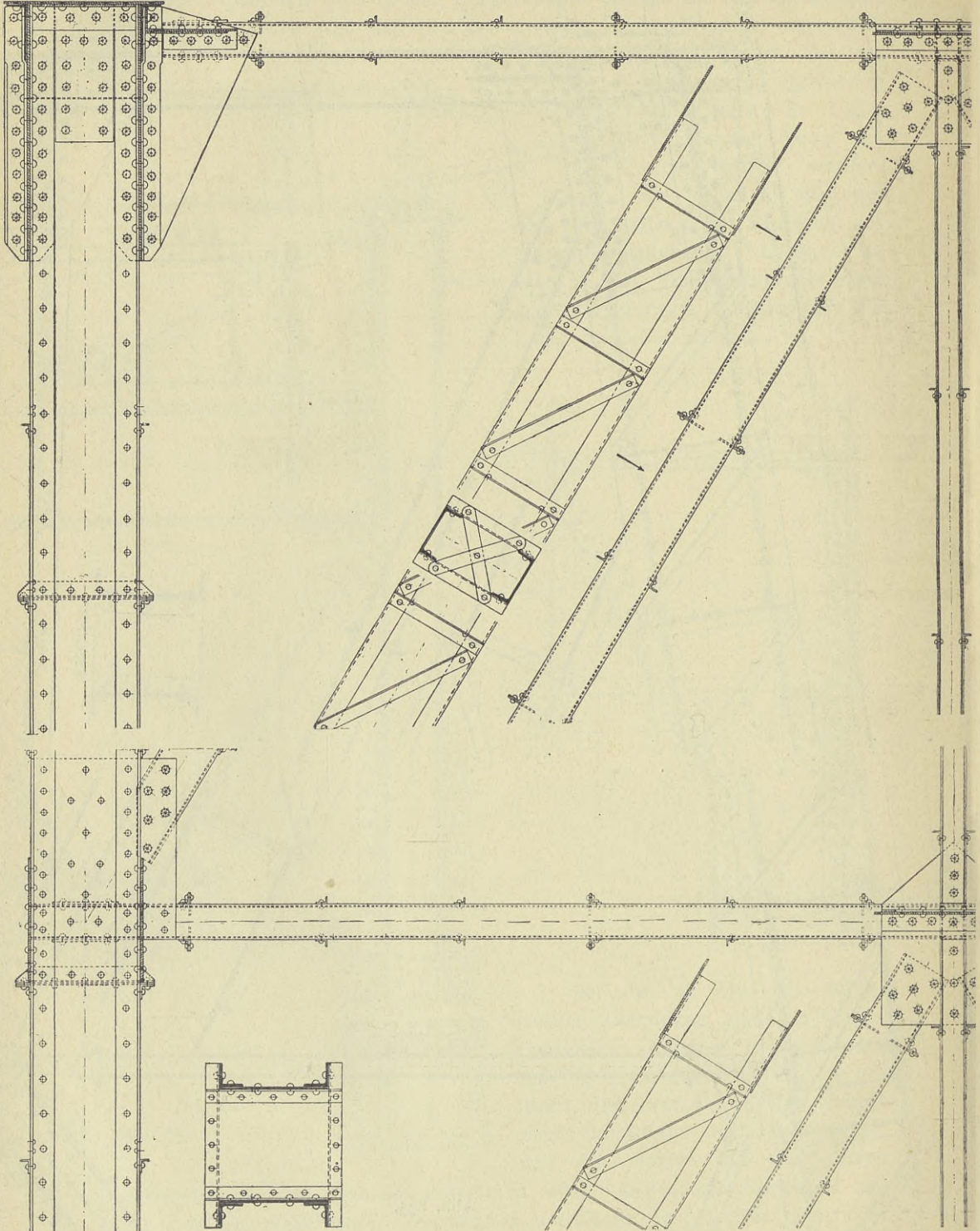


Abb. 836.

a Vorderansicht

b Querschnitt

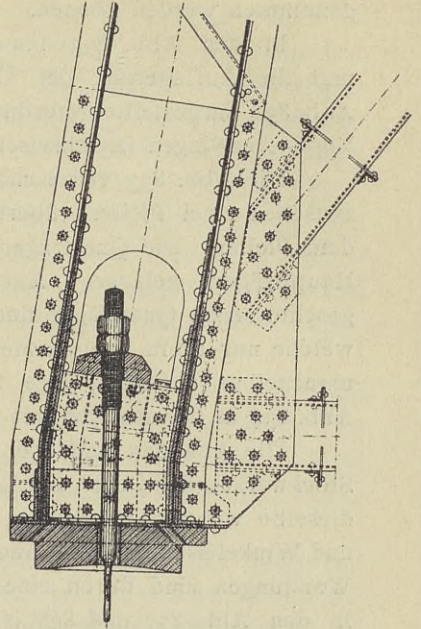
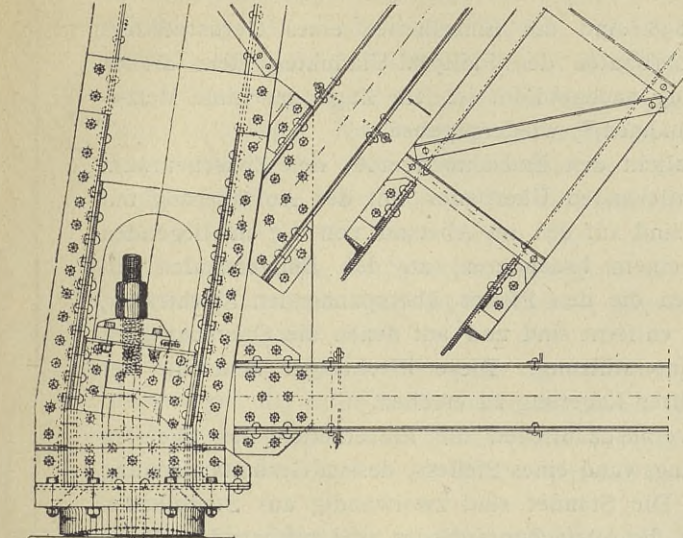
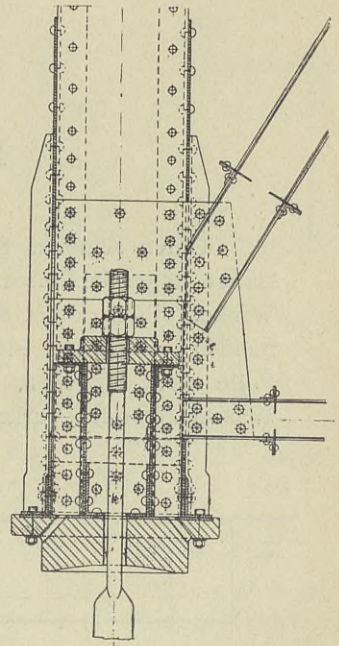
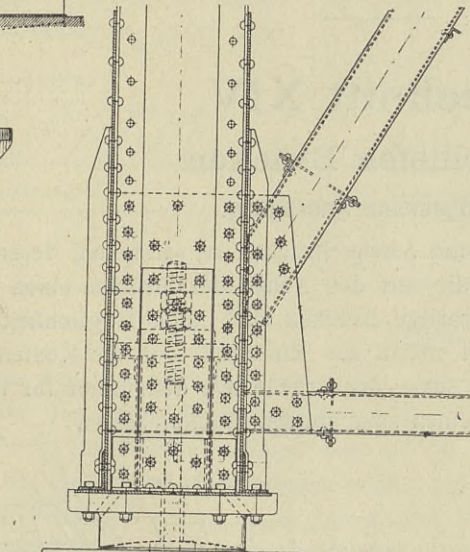
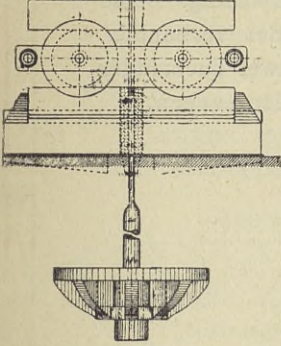
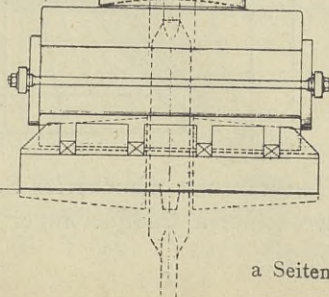


Abb. 837.



b Längsschnitt



a Seitenansicht

Abb. 838.

dieses Verbandes sind, wodurch die wagerechten Kräfte einwandfrei aufgenommen werden können.

In den Abb. 833 bis 838 sind die Einzelheiten eines Gerüstpfeilers und die Auflagerung der Überbauten des Failytal-Viaduktes, dem die in Abb. 832 dargestellte Anordnung nachgebildet ist, im Zuge der Linie Metz—Vigy—Anzelingen (Reichseisenbahnen)* wiedergegeben.

Die Abb. 833 veranschaulicht den Endrahmen eines den Zwischenraum zwischen zwei Pfeilern überbrückenden Überbaues mit der Auflagerung auf dem Pfeiler. Die Querträger sind auf den im Abstand von 2,7 m liegenden Hauptträgern gelagert. Auf einem besonderen, an den Endvertikalen angeschlossenen Querträger finden die den Pfeiler überspannenden Blechträger, welche nur 1,6 m voneinander entfernt sind und auf denen die Querschwellen unmittelbar aufrufen, ihre Unterstützung. Diese Blechträger sind aus der Abb. 834 in der Ansicht mit ihrer Lagerung zu ersehen.

Die Abb. 835 und 836 veranschaulichen die Einzelheiten des obersten Stockwerkes der Quer- und Längswand eines Pfeilers, dessen Gesamtanordnung dieselbe wie in Abb. 832 ist. Die Ständer sind zweiwandig aus Stegblechen und Winkeleisen gebildet, auch die Ausfachungsglieder sind zweiwandig. Beide Wandungen sind durch eine Winkeleisenvergitterung miteinander verbunden. In den Abb. 837 und 838 ist ein querbewegliches Lager in zwei zueinander senkrechten Schnitten und Ansichten mit der Verankerung wiedergegeben.

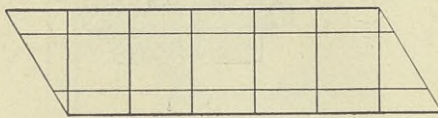
Abschnitt XIV.

Die schiefen Brücken.

A. Allgemeine Anordnung.

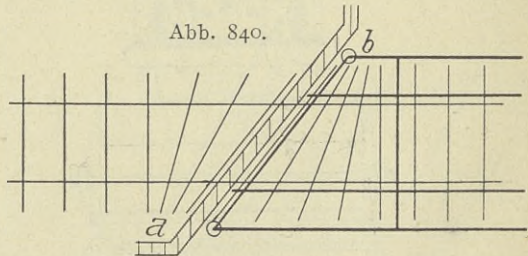
Unter schiefen Brücken sind solche Brücken zu verstehen, deren beiderseitige Lager in Linien liegen, die mit der Achse der Brücke einen schiefen Winkel bilden (Abb. 839). Derartige Brücken sind nach Möglichkeit zu vermeiden, sie lassen sich jedoch meist aus Rücksicht auf die Kosten in dem Falle nicht umgehen, daß die Achse der Brücke mit dem unter ihr liegenden Wasserlauf oder Verkehrsweg einen sehr spitzen Winkel bildet.

Abb. 839.



Grundriß einer schiefen Brücke

Abb. 840.



Die schiefen Brücken bieten für die Ausführung mancherlei Schwierigkeiten. Hierhin gehören die Anschlüsse der schiefen Endquerträger und der

*) Ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg.

Längsträger an diesen und bei Fahrbahntafeln aus Buckelplatten die dreieckige oder trapezförmige Gestaltung der letzteren, für deren Herstellung besondere Preßstempel beschafft werden müssen. Weiter entstehen bei Eisenbahnbrücken ohne Durchführung des Kiesbettes in dem Falle, daß schiefe Endquerträger angeordnet werden, Schwierigkeiten für die Lagerung der Schwellen am Widerlager (Abb. 840). Die Schwellen müssen aus der der Stirnmauer parallelen Lage nach beiden Seiten hin in die zur Gleisachse senkrechte Lage übergeführt werden, ohne daß der Schwellenabstand unter den Schienen die vorgeschriebene Größe überschreiten darf. An den beiden Stellen *a* und *b* (Abb. 840) werden die Schwellen infolgedessen derart zusammengedrängt, daß Schwierigkeiten für das Stopfen und die Schwellenbefestigung auf den Längsträgern entstehen.

Sind die oberen Gurtungen der Hauptträger gekrümmt (Abb. 841), und muß wegen der Höhe der letzteren ein oberer Windverband angeordnet werden, so liegt derselbe in einer windschiefen Fläche, woraus sich sehr unangenehme Anschlüsse der Glieder des Windverbandes an den Obergurten der Hauptträger ergeben.

Ist der Winkel α , den die Brückenachse mit der Achse des unter der Brücke liegenden Wasserlaufes oder Verkehrsweges bildet, nur wenig von 90° verschieden, so ist unter allen Umständen die Ausführung gerader Brücken zu empfehlen. Dabei werden die Widerlager entweder senkrecht zur Brückenachse (Abb. 842)

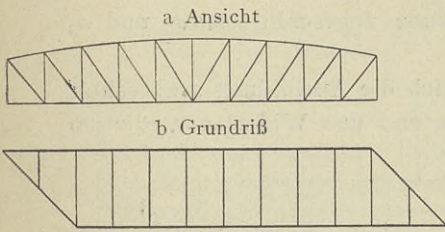


Abb. 841.

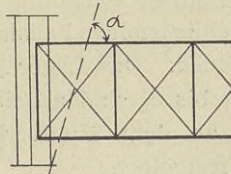


Abb. 842.

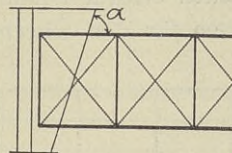


Abb. 843.

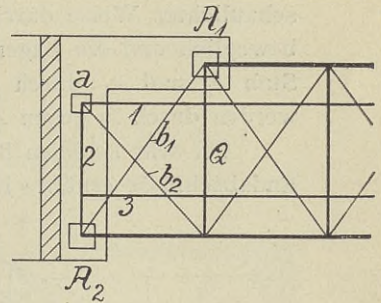


Abb. 844.

oder, wo dies aus Gründen eines guten Aussehens nicht ratsam ist, parallel der Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges gestellt (Abb. 843).

Weicht der Winkel α stark von 90° ab, so wird man, um an Kosten zu sparen, die Lager der Hauptträger in eine Parallele zur Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges legen, bei Brücken ohne Durchführung der Bettung aber wegen der oben geschilderten Schwierigkeiten für die Schwellenlage an den Widerlagern nach Möglichkeit senkrechte Endabschlüsse ausführen. Dies kann in einfacher Weise nach der in Abb. 844 wiedergegebenen Anordnung geschehen. In der Verbindungslinie der Lager wird kein Querträger, sondern nur eine Querverbindung vorgesehen, vom letzten Querträger *Q* wird in Verlängerung des einen der beiden Fahrbahnlängsträger der Träger 1 zum Widerlager hinübergestreckt, der hier auf dem Lager *a* gelagert wird und an dem der Träger 2 angeschlossen wird. An letzterem findet der Schwellenträger 3 seinen Anschluß.

Bei spitzen Winkeln α empfiehlt es sich, nur das Lager A_1 als festes auszubilden, dem Lager A_2 eine Beweglichkeit in der Richtung $A_1 A_2$ zu geben und das Lager a allseitig beweglich zu machen. Auf diese Weise werden starke Beanspruchungen des Widerlagers bei Ausdehnungen des Überbaues vermieden. Die Punkte A_2 und a sind durch die Stäbe b_1 und b_2 an den Windverband anzuschließen.

Einen etwas anders gestalteten rechtwinkligen Abschluß einer schiefen Brücke zeigt die Abb. 845. Hier sind beide Endlängsträger besonders gelagert.

Für zweigleisige Eisenbahnbrücken läßt sich der rechtwinklige Endabschluß der Fahrbahn

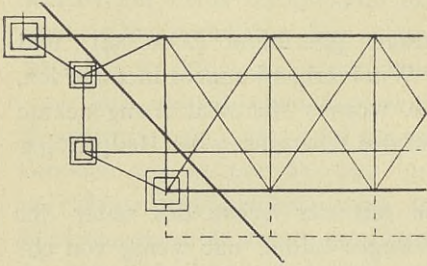


Abb. 845.

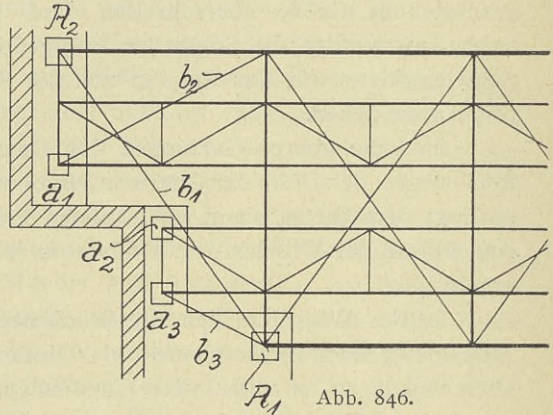


Abb. 846.

der Brücke gegen den anschließenden Bahnkörper in der in Abb. 846 veranschaulichten Weise durchbilden. Das Lager A_1 ist fest, A_2 in Richtung A_1-A_2 beweglich und die Lager a_1 bis a_3 sind allseitig beweglich. A_2 ist durch den Stab b_1 und a_1 durch b_2 an dem Windverbaude angeschlossen, a_2 und a_3 werden durch b_3 gegen A_1 festgelegt.

Bei sehr schiefen Brücken erfordert natürlich die Ausbildung senkrechter Endabschlüsse erhöhte Kosten für den Überbau und das Widerlager, die so

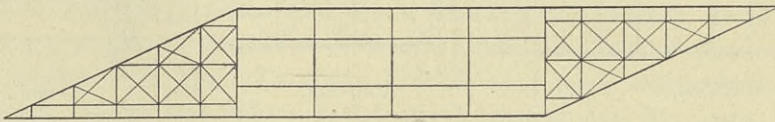


Abb. 847.

erheblich sein können, daß es vorteilhafter ist, die Enden der Überbauten mit einer Fahrbahn auszurüsten, auf welcher die Bettung durchgeführt wird, und schiefe Endquerträger anzuordnen (Abb. 847). Bei einer solchen Fahrbahnausbildung entstehen keinerlei Schwierigkeiten für die Schwellenlage über den Widerlagern.

Will man jedoch bei sehr schiefen Brücken von der Anordnung schiefer Endquerträger aus den bereits angeführten Gründen Abstand nehmen, so ist für oben offene Brücken bei der Ausbildung der senkrechten Abschlüsse der Fahrbahn große Vorsicht geboten. Die Knotenpunkte des Obergurtteiles, der den Obergurt des anderen Hauptträgers in der Längsrichtung der Brücke überträgt, sind nicht durch steife Halbrahmen, wie die übrigen in wagerechter Richtung festgelegt und müssen daher durch besondere Vorrichtungen gesichert

werden. Man könnte das Ende der Brücke nach Abb. 848 ausbilden und die drei letzten Querträger am freien Ende mittels der drei Lager a_1 , a_2 und a_3

stützen, die aber verankert werden müßten, um die drei Obergurtknotenpunkte o , 1 und 2 nach beiden waagrechten Richtungen quer zur Brückennachse festzulegen. Diese Verankerungen vermeidet man aber namentlich am beweglichen Ende

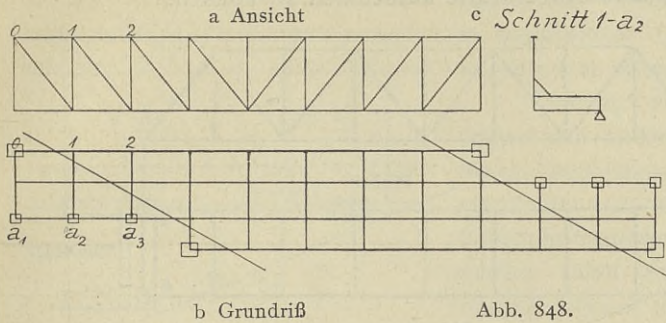


Abb. 848.

der Brücke gern wegen der Schwierigkeit in der Ausführung und Unterhaltung.

Zweckmäßiger ist folgende Ausbildung des Endabschlusses (Abb. 849): Man ordnet in der Verlängerung der beiden Hauptträger je einen besonderen Träger H_3 an, den man an dem einen Ende mit dem zugehörigen Hauptträger gemeinsam lagert. So ist H_3 und H_2 gemeinschaftlich bei A_2 gelagert. Die drei letzten Querträger erhalten an H_3 und dem Hauptträger H_1 ihren Anschluß. Der Träger H_3 ist durch sein Eigengewicht imstande, die drei Obergurtknotenpunkte, mit denen er durch Viertelrahmen verbunden ist (Abb. 849 c), auch für

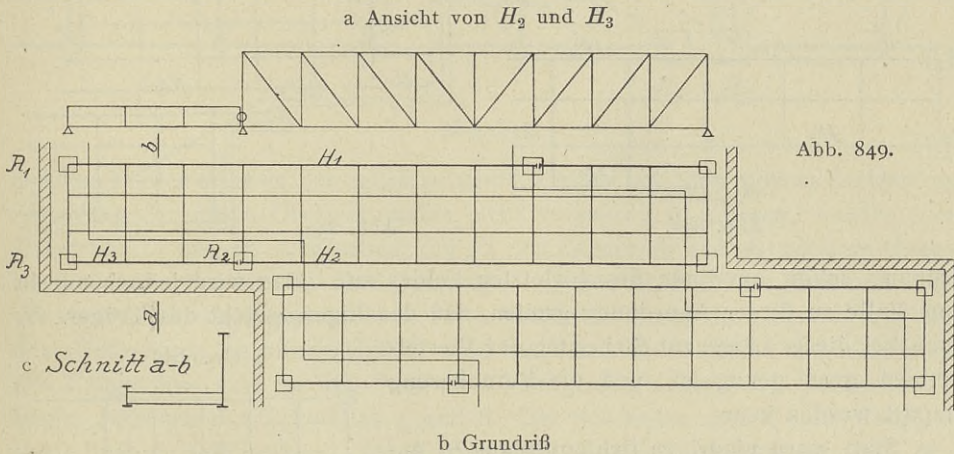


Abb. 849.

nach außen gerichtete Knickkräfte und für den Fall, daß der Teil $A_1—A_2$ der Brücke nicht belastet ist, zu sichern. Sollte das Eigengewicht nicht groß genug sein, so muß der Träger H_3 bei A_3 verankert und bei A_2 derart mit dem Träger H_2 verbunden werden, daß er hier nicht abgehoben werden kann. Die Abb. 849 zeigt eine solche Anordnung für zwei eingleisige, nebeneinander liegende Eisenbahnbrücken.

Bei einer eingleisigen Eisenbahnbrücke wird man zur Ersparung an Kosten für das Widerlager das Lager A_2 auf einen besonderen Pfeiler legen. Es entsteht dann die in Abb. 850 dargestellte Anordnung. Von den sechs Lagern wird 6 als festes Lager ausgebildet, die übrigen müssen beweglich sein und zwar 1 in

der Richtung 1—6, 2 und 4 in Richtung 6—4, 3 in Richtung 6—3 und 5 nach allen Seiten. Die Pfeiler bei 2 und 3 müssen stark genug bemessen werden, um die hier wirksamen Windauflegerkräfte aufnehmen zu können.

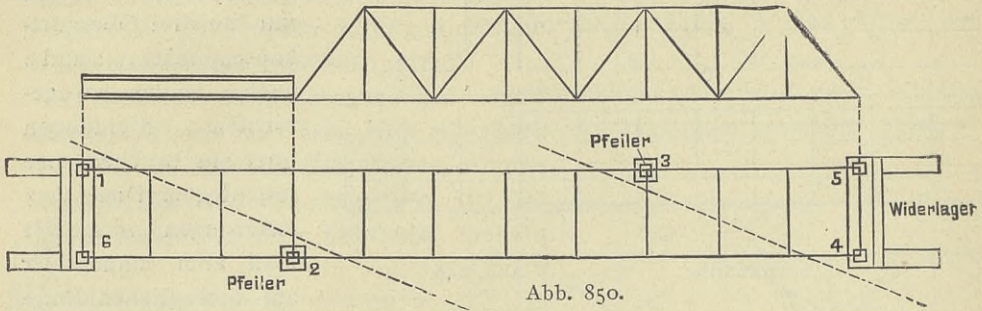


Abb. 850.

Den Schleppträger H_3 legt man statt in die Verlängerung von H_2 , wie in Abb. 849, auch in die Verlängerung der diesem Träger benachbarten Längsträger, schließt ihn an dem bei A_2 liegenden Querträger an und lagert ihn bei A_3 (Abb. 851).

Mitunter wird es nicht nötig sein, den Träger H_3 bis zum Endpunkt des Trägers H_1 reichen zu lassen, um einen rechtwinkligen Endabschluß zu erhalten. Z. B. hören die Träger H_3 bei der in Abb. 852 veranschaulichten An-

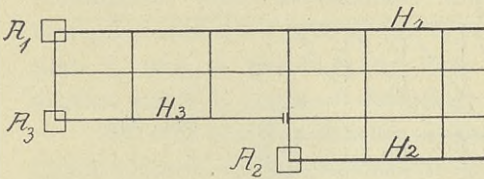


Abb. 851.

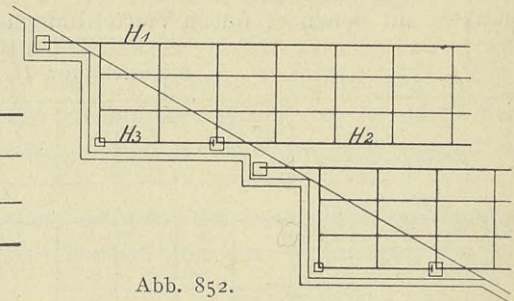


Abb. 852.

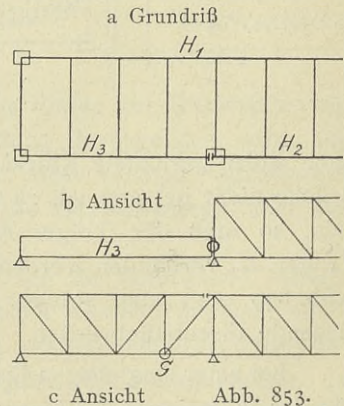
ordnung schon am Ende des vorletzten Feldes auf. Man wird jedoch nur in dem Falle zu dieser Anordnung greifen, daß das Eigengewicht des Trägers H_3 auch bei dieser Länge zur Sicherung der Viertelrahmen groß genug ist, und die Verankerung erspart werden kann.

Statt einen niedrigen Schleppträger H_3 anzuordnen (Abb. 853b), kann man auch den Träger H_2 in derselben Höhe weiterführen und durch Einschaltung eines Gelenkes G die statische Bestimmtheit wahren (Abb. 853c).

Ausbildung der schiefen Brücken über Mittelpfeilern.

Von der Anordnung schiefer Endquerträger wird auch über den Mittelpfeilern aus den bereits angeführten Gründen sehr oft abgesehen.

Überragt der eine der beiden Hauptträger eines Überbaues den anderen nur um ein Feld, so empfiehlt sich die in Abb. 854 dargestellte Anordnung.



Die über dem Pfeiler liegenden Längsträger sind an dem Querträger Q_1 gelenkig, aber fest und am Querträger Q_2 beweglich angeschlossen; sie können infolgedessen die Bewegungen der Überbauten in wagerechter und senkrechter Richtung ungehindert mitmachen.

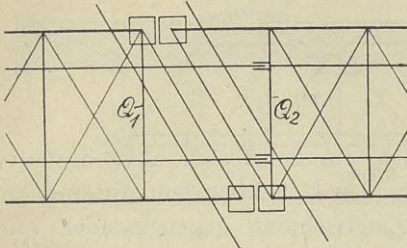


Abb. 854.

Überragt der eine der beiden Hauptträger den anderen um ein beträchtliches Stück, beispielsweise um drei Felder, so empfiehlt sich folgende Ausbildung des Fahrbahnträgergerippes über dem Mittelpfeiler (Abb. 855). Die Querträger Q_1 und Q_2 werden mittels der Lager a_1 und a_2

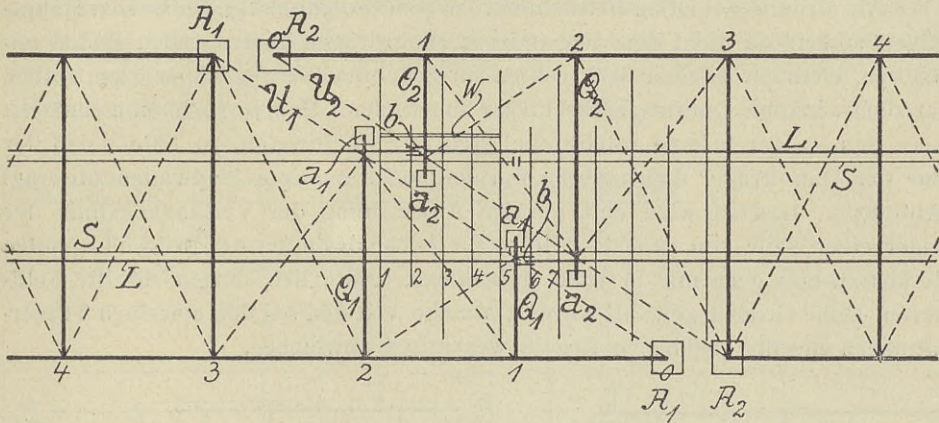


Abb. 855.

auf dem Pfeiler allseitig beweglich gelagert. Um sie bei oben offenen Brücken zur Sicherung der freien Obergurtpunkte nicht verankern zu müssen, werden zwei Unterzüge U_1 und U_2 vorgesehen, die an den Lagern A_1 und A_2 mit dem Hauptträger fest verbunden, mit den Querträgern Q_1 und Q_2 vernietet sind und diese vor Aufwärtsbewegungen schützen. Die Punkte, in denen die Querträger Q mit den Unterzügen zusammentreffen, sind an dem Windverband angeschlossen. Die Längsträger sind an den Punkten b beweglich gelagert. Die Schienenstöße b liegen zwischen den Schwellen 5 und 6. Die Schwellen 1, 2, 6 und 7 sind an allen Punkten fest gelagert, die Schwellen 3, 4 und 5 dagegen nur auf dem zum linken Überbau gehörigen Schwellenträger, während sie auf dem anderen Längsträger beweglich aufliegen. Sie werden gegen die Schwellen 1 und 2 durch einen Winkel W unverschieblich festgelegt.

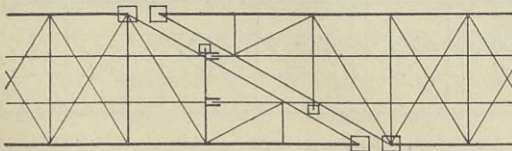


Abb. 856.

Im Falle, daß man den Obergurt offener Brücken auf die Länge vom Auflager bis zum Knotenpunkt 2 (Abb. 855) für sich knicksicher ausführt, kann man von der Anordnung der kürzeren der Querträger Q_1 und Q_2 absehen

und gelangt zu einer einfacheren, in Abb. 856 dargestellten Ausbildung

Die Lageranordnung des gesamten Überbaues wird zweckmäßig nach der in Abb. 857*) veranschaulichten Weise ausgebildet. Auf jedem der Widerlager liegt ein festes Lager, alle übrigen Lager jedes der beiden Überbauten sind in der Richtung zu dem festen Lager beweglich. Die Lagerung beider Überbauten ist nicht symmetrisch, empfiehlt sich aber deshalb, weil bei symmetrischer Anordnung die Überbauten sich über dem Mittelpfeiler bei Längen- und Breitenänderungen in der Querrichtung gegeneinander verschieben würden, wodurch eine Verwerfung des Gleises verursacht würde.

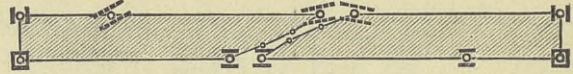


Abb. 857.

Einteilung der Feldweiten schiefer Brücken.
Als Grundregel ist zu betrachten, daß die Knotenpunkte der beiden Hauptträger, soweit sie nicht den den anderen Hauptträger überragenden Enden angehören, einander in einer Senkrechten zur Brückenachse gegenüberliegen sollen, um rechtwinklige Querträgeranschlüsse zu erzielen. Man versuche nun zunächst stets, den Träger in eine solche Zahl gleicher Feldweiten zu teilen, daß der eine der Hauptträger den anderen um eine oder mehrere Feldweiten überragt (Abb. 858). Hierbei wird eine geringe Abweichung der Verbindungslinie der Lager einer Seite von einer Parallelen zur Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges gern mit in Kauf genommen. Natürlich dürfen für die Feldweiten keine Größen gewählt werden, welche von den bei den einzelnen Trägergattungen hierfür gegebenen Regeln wesentlich abweichen.

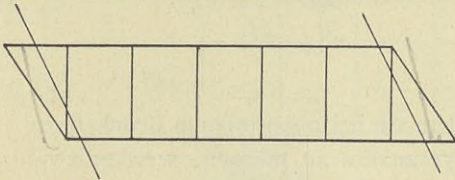


Abb. 858.

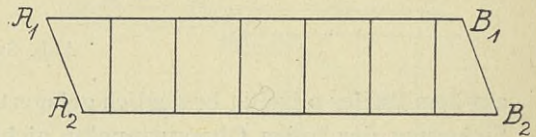


Abb. 859.

Gelingt eine solche Einteilung der Felder nicht, so teile man die Strecke $A_1 B_2$ (Abb. 859) zwischen den äußersten Lagerpunkten in eine gleiche Anzahl solcher Teile, die in ihrer Größe ungefähr der gebräuchlichen Feldweite nahe

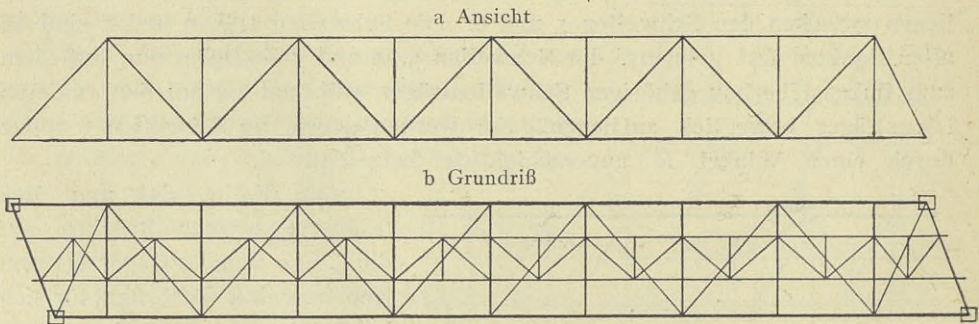


Abb. 860.

*) Vergleiche Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Seite 254. Brabant: Ausbildung schiefwinkliger, oben offener Balkenbrücken.

kommen. In Abb. 860 ist in Grundriß und Aufriß eine derartig entstandene Felderteilung veranschaulicht.

Schließlich kann man auch die Strecke A_2 und B_1 zwischen den inneren Lagerpunkten (Abb. 861) in eine Anzahl gleicher Felder und die überstehenden Teile für sich teilen.

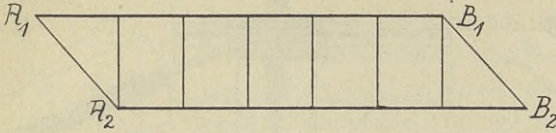


Abb. 861.

Schneiden sich die Achsen der beiden sich kreuzenden Verkehrswege

unter einem sehr spitzen Winkel und können die Hauptträger unter der Fahrbahn angeordnet werden, so ist unter Umständen die in Abb. 862 dargestellte Gestaltung des Grundrisses recht zweckmäßig. Zwischen A und B werden die Träger senkrecht zu der Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges angeordnet. An den äußersten dieser Träger werden die der Achse der Brücke parallel laufenden Träger I und II angeschlossen, welche an

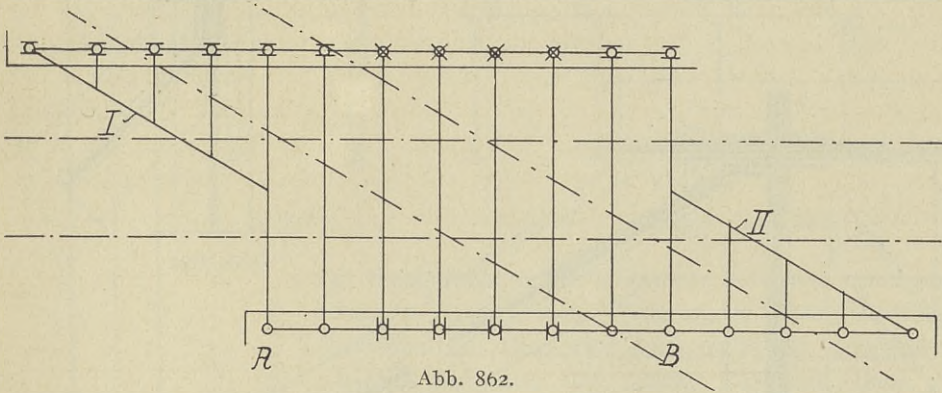


Abb. 862.

ihrem anderen Ende auf den Widerlagern gelagert werden und kleineren Trägern zur Unterstützung dienen. Besondere Aufmerksamkeit muß der Gesamtanordnung der Lager geschenkt werden. Die vier mit einem Kreuz bezeichneten Lager sind fest, die mit zwei Strichen gekennzeichneten in der Richtung der Striche beweglich und schließlich die nur durch einen Kreis hervorgehobenen allseitig beweglich auszubilden. Bei dieser Lageranordnung werden die senkrechten und wagerechten Kräfte mit Sicherheit aufgenommen, und der Überbau kann sich ungehindert ausdehnen. Die vier festen Lager liegen in solch geringen Abständen, daß durch sie die Ausdehnungsfreiheit nur wenig beschränkt wird.

B. Einzelheiten der Anschlüsse schiefer Endquerträger an den Hauptträgern und der Längsträger an den Endquerträgern.

Der Anschluß der schiefen Endquerträger wird vielfach derart bewirkt, daß das Stegblech kurz vor dem Anschluß aus der Systemlinie abgebogen und senkrecht gegen den Hauptträger geführt wird (Abb. 863). Der Anschluß ist sehr einfach auszuführen, ist aber deshalb nicht ganz einwandfrei, weil ein Torsionsmoment entsteht.

Schwieriger in jeder Ausbildung, aber besser in der Wirkung ist der in Abb. 864 dargestellte Anschluß, bei dem das Stegblech nicht aus der Richtung

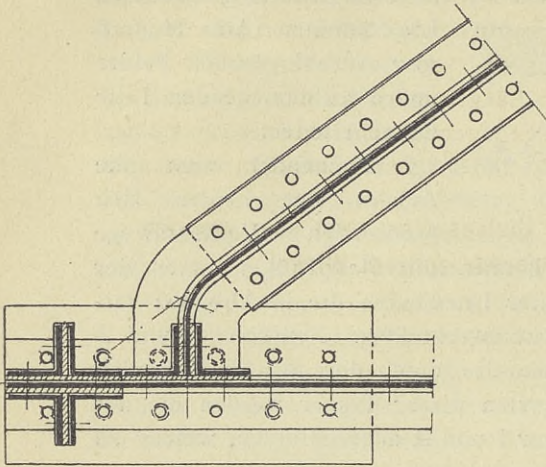


Abb. 863.

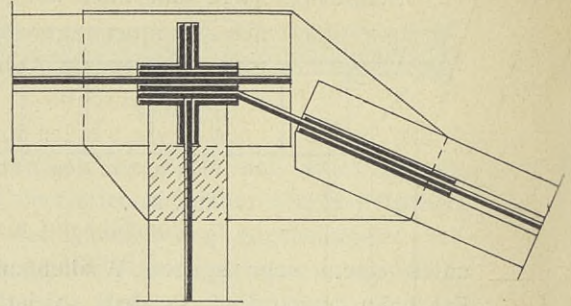


Abb. 865.

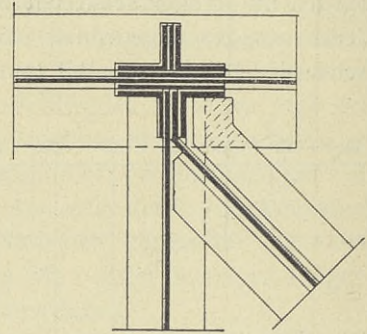


Abb. 866.

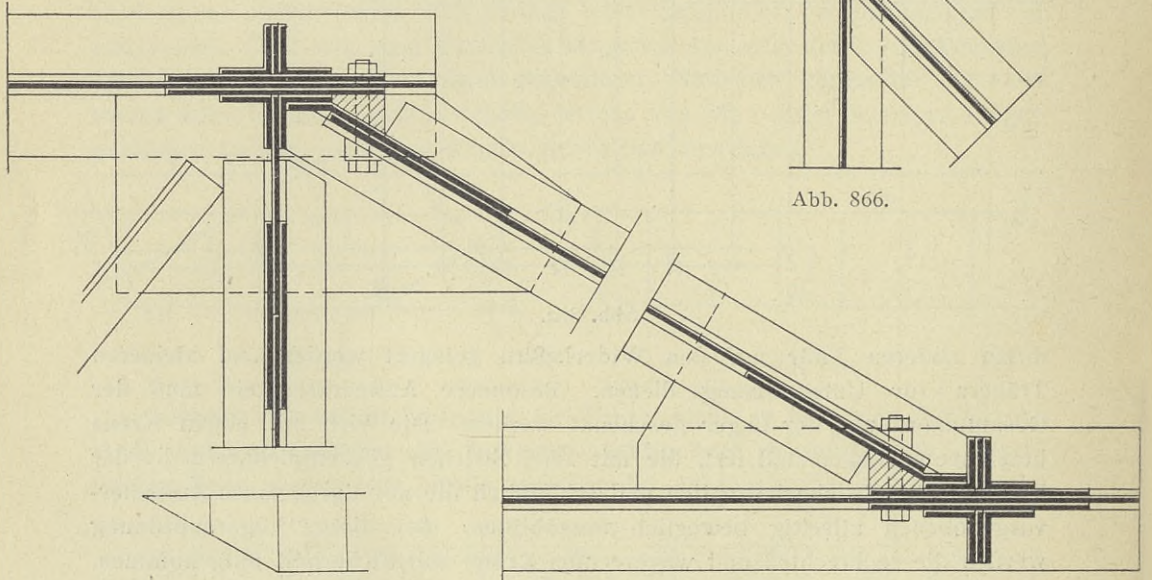


Abb. 864.

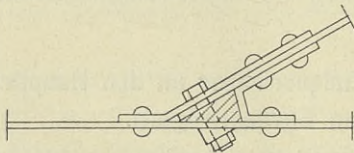


Abb. 867.

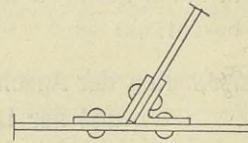


Abb. 868.

abgebogen wird. Mit dem Stegblech des Querträgers wird an jedem Ende eine kräftige Lasche verbunden, die an dem anliegenden Schenkel eines der Aussteifungswinkels des Hauptträgers angeschlossen wird. Außerdem wird das

Stegblech noch durch Schrauben, die durch ein keilförmiges Futter hindurchgreifen, an dem Hauptträgerstegblech befestigt. Zwei andere gute Anschlüsse, bei denen allerdings geringe, den Endquerträger beanspruchende Torsionsmomente auftreten, zeigen die Abb. 865 und 866.

Die Anschlüsse von Längsträgern an den schiefen Endquerträgern werden durch gebogene Flacheisen oder Winkel hergestellt, wie in den Abb. 867 und 868 veranschaulicht worden ist.

C. Überführung eines Gleises über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel.

Die Gleisentwicklung in der Nähe von Bahnhöfen erfordert oft die Lösung der Aufgabe, ein Gleis über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel zu überführen.

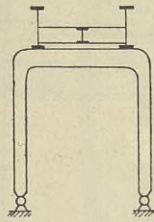
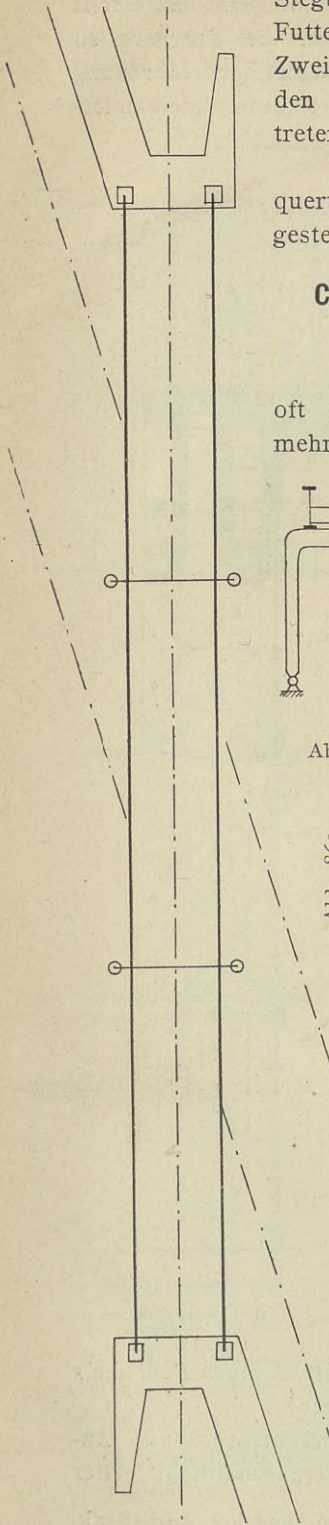


Abb. 870.

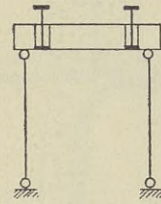


Abb. 871.

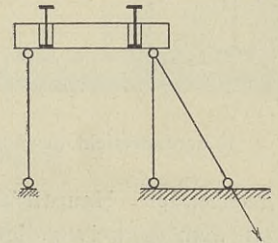


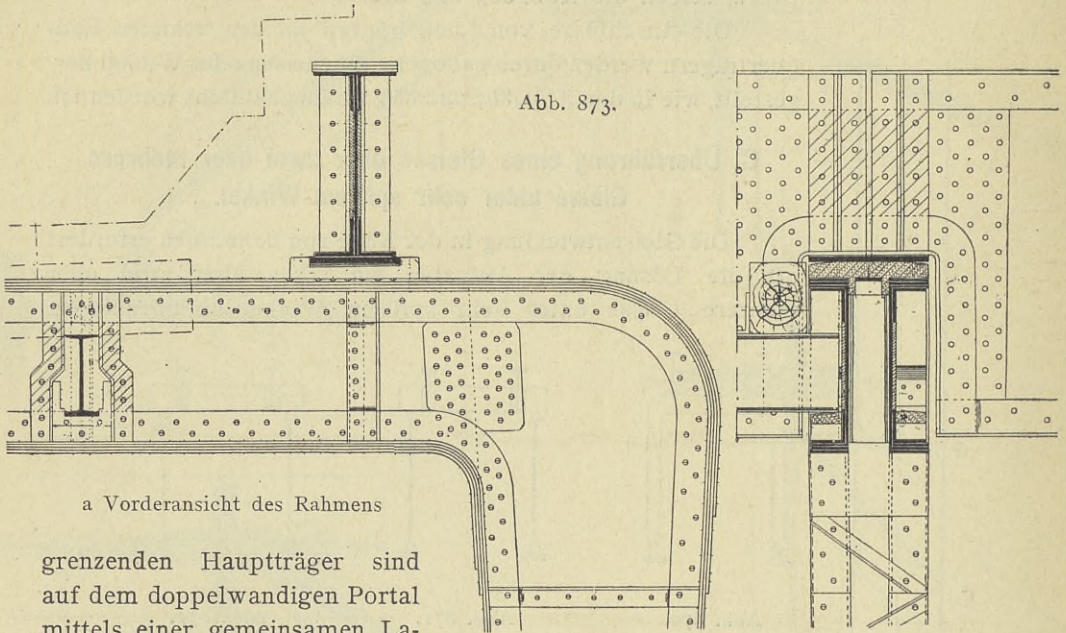
Abb. 872.

Abb. 869.

Zur Einschränkung der Stützweite wird man versuchen, zwischen den beiden Widerlagern Zwischenstützen einzuschalten. Dies wird auch meist bei genügendem Abstand der unter der Brücke liegenden Gleise gelingen (Abb. 869). Allerdings können in der Regel nicht unmittelbar unter den Hauptträgern Säulen angeordnet werden, sondern die Hauptträger müssen auf steifen Zweigelenrahmen (Abb. 870) gelenkig gelagert oder mit einem Unterzug, der von zwei Pendelsäulen getragen wird, in steife Verbindung gebracht werden (Abb. 871). In der Regel werden auch wegen der Länge des Überbaues an den Zwischenstützen Stützpunkte für den Windverband geschaffen. Der Rahmen (Abb. 870) ist imstande, Windkräfte aufzunehmen, während zwei Pendelsäulen allein keine wagerechten Kräfte nach dem Boden leiten können. Hier muß wenigstens die eine der Säulen als Pendelbock ausgebildet werden (Abb. 872), der, falls er verankert ist, nach beiden Richtungen wagerechte, quer zur Brückenachse wirkende Kräfte aufnehmen kann.

Die zur Verfügung stehende Bauhöhe wird in den wenigsten Fällen gestatten, die ganze Brücke

einschließlich der Fahrbahn über dem Rahmen, wie in Abb. 870 dargestellt ist, anzuordnen. Man wird vielmehr oft gezwungen sein, die Fahrbahn so tief wie möglich zu legen. Die Abb. 873 stellt eine zweckmäßige Anordnung mit tiefliegender Fahrbahn dar. Die beiden in der Längsrichtung aneinander-

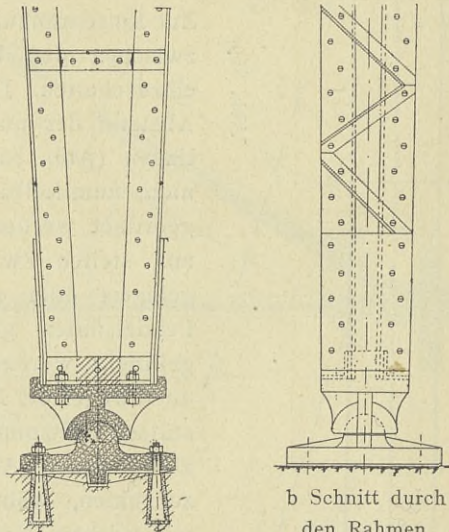


a Vorderansicht des Rahmens

grenzenden Hauptträger sind auf dem doppelwandigen Portal mittels einer gemeinsamen Lagerplatte ungefähr in halber Stegblechhöhe auf einem Linienkipplager gelagert. Durch einen Dorn, welcher die obere Lagerplatte mit dem unteren Lagerkörper verbindet, werden die Hauptträger gegen das Portal festgelegt. Die Längsträger sind besonders auf Lagerkörpern, die mit dem Riegel des Portales verschraubt sind, gelagert.

Zwecks Lagerung des Windverbandes am Portal dürfte es sich empfehlen, die Hauptträgerunterkante mit der Unterkante des oberen Portalriegels in gleiche Höhe zu legen und hier den Windverband mittels eines Schnabels längsbeweglich zu lagern (vergleiche Abb. 699 auf Seite 326).

Eine andersartig ausgebildete, ebenfalls sehr zweckentsprechende Anordnung*) mit tiefliegender Fahrbahn ist in Abb. 874 veranschaulicht. Hier

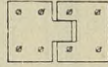


b Schnitt durch den Rahmen

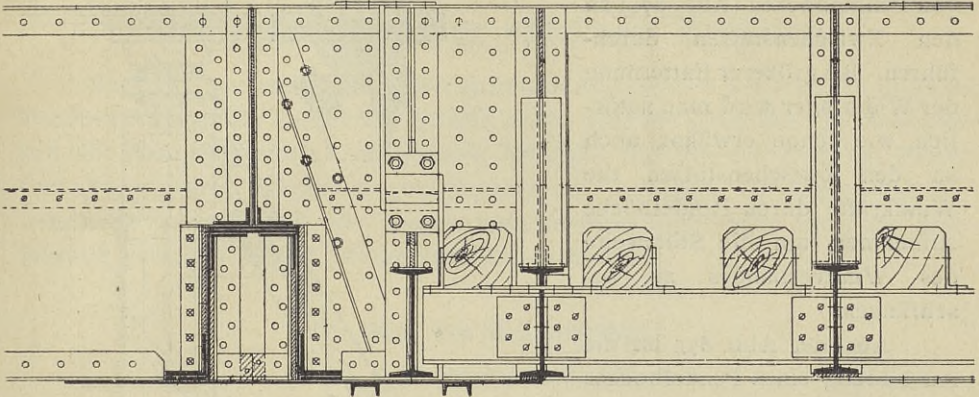
*) Vom Regierungs- und Baurat Labes zuerst bei Brücken im Direktionsbezirk Berlin angewendet.

ist ein Unterzug in den Hauptträger eingeschachtelt, rechts vom Unterzug liegt ein Gelenk, das auf Seite 383 näher erörtert ist. Der Querschnitt des Hauptträgers ist auch über dem Unterzug den hier auftretenden negativen Momenten

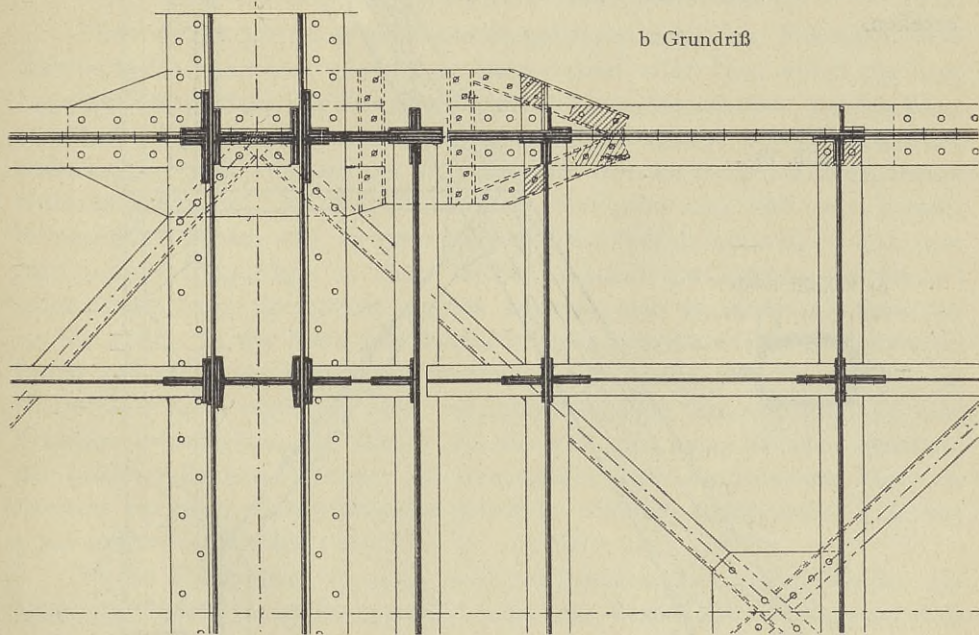
Abb. 874.



a Schnitt durch den Unterzug



b Grundriß

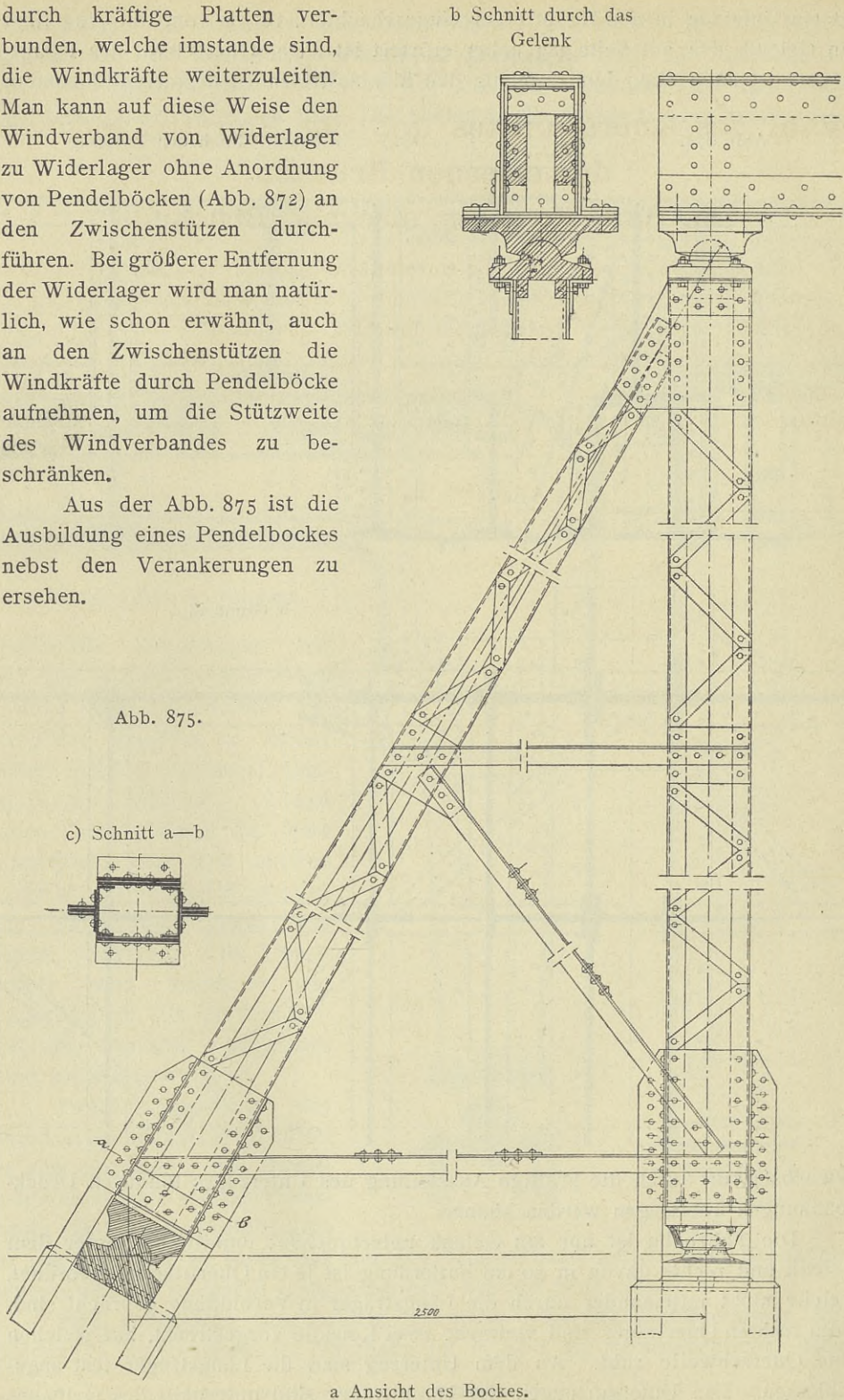


gewachsen, da durch die kräftige Aussteifung des Unterzuges hindurch Druckspannungen übertragen werden können.

Die Fahrbahn ist nur am Gelenk unterbrochen; unmittelbar unter dem Gelenk und rechts davon in 50 cm Entfernung ist je ein Querträger angeordnet, welche nicht miteinander durch die Längsträger in Verbindung gebracht sind. Vom rechten Querträger sind vielmehr zwei Konsolen vorgestreckt, auf welchen eine Querschwelle ruht. An dem Unterzug sind die Längsträger fest angeschlossen. Die Untergurtungen der Hauptträger sind unterhalb des Gelenkes

durch kräftige Platten verbunden, welche imstande sind, die Windkräfte weiterzuleiten. Man kann auf diese Weise den Windverband von Widerlager zu Widerlager ohne Anordnung von Pendelböcken (Abb. 872) an den Zwischenstützen durchführen. Bei größerer Entfernung der Widerlager wird man natürlich, wie schon erwähnt, auch an den Zwischenstützen die Windkräfte durch Pendelböcke aufnehmen, um die Stützweite des Windverbandes zu beschränken.

Aus der Abb. 875 ist die Ausbildung eines Pendelbockes nebst den Verankerungen zu ersehen.



a Ansicht des Bockes.

Abschnitt XV.

Wahl des Querschnittes und der Hauptträgerform der eisernen Brücken.

Die Bauhöhen der eisernen Brücken.

Nachdem im vorstehenden die einzelnen Bestandteile der eisernen Brücken eingehend behandelt sind, erübrigt sich noch, über die Wahl des Querschnittes und der Hauptträgerform der eisernen Brücken, die überall dort am Platze sind, wo steinerne Brücken wegen geringer, zur Verfügung stehender Bauhöhe, wegen zu hoher Kosten oder wegen mangelhaften Baugrundes nicht zur Ausführung gelangen können, einige Angaben zu machen.

A. Wahl des Querschnittes.

1. Eisenbahnbrücken.

a) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Nach Möglichkeit legt man die Hauptträger unter die Fahrbahn, weil hierdurch das Fahrbahnträgergerippe ganz erspart oder doch durch die enge Lage der Hauptträger das Gewicht desselben sehr eingeschränkt werden kann. Mit Vorteil wird bis zu 12 m Lichtweite eine Konstruktion mit **I**-Trägern und Betonkappen (sich Abb. 507 auf Seite 208) aus den auf Seite 208 angegebenen Gründen verwendet. Bei Stützweiten über 12 m geht man, falls die Bettung durchgeführt werden soll, zu einer Bauweise mit Buckelplatten über, und zwar legt man die Hauptträger in einen solchen Abstand voneinander, daß sie mit einer Buckelplatte überspannt werden können, also in einen Abstand von 1,5 bis 2,0 m. In der Nähe von Bahnhöfen, wo mehrere Gleise nebeneinander liegen und diese durch Weichen verbunden sind, reiht man Hauptträger an Hauptträger und erhält so eine zusammenhängende Brückentafel, die eine beliebige Verschiebung der Gleise und die Einlegung neuer Weichen gestattet. Bei größerer Bauhöhe können die Hauptträger auch zur Erzielung einer im Gewicht leichteren Konstruktion in größerem Abstand voneinander, z. B. von 3 m, angeordnet werden (sich Abb. 481 auf Seite 193).

Bis zu Stützweiten von 20 m wird bei Brücken der freien Strecke, auf denen die Bettung nicht durchgeführt wird, mit Vorteil die unmittelbare Auflagerung der Querschwellen auf den als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern, die in einem Abstand von 1,6 bis 1,9 m angeordnet werden, ausgeführt (Abb. 153 auf Seite 71). Der Vorteil dieser Bauweise liegt darin, daß das Fahrbahnträgergerippe vollständig fortfällt.

Bei größeren Stützweiten wird ein besonderes Fahrbahnträgergerippe sowohl bei Durchführung der Bettung, als auch ohne diese notwendig. Vergleiche hierzu die Abb. 542 auf Seite 232 und Abb. 566 auf Seite 244. Bei Brücken der freien Strecke wird entweder für jedes Gleis oder auch für zwei Gleise ein aus zwei Hauptträgern bestehender Überbau vorgesehen. Für je

zwei Gleise einen aus drei Hauptträgern bestehenden Überbau (Abb. 876) anzuordnen, empfiehlt sich nicht, weil in dem Falle, daß nur ein Gleis belastet ist, die beiden unter dem Gleis liegenden Hauptträger wegen ihrer verschiedenen Stärke sich ungleichmäßig durchbiegen und infolgedessen die Anschlüsse der Querträger ungünstig beansprucht werden.

Für eingleisige Überbauten wählt man den Abstand der Hauptträger bei kleineren Stützweiten und bei Lage der Fahrbahn über den Hauptträgern zu 2,3 bis 2,5 m und im übrigen so, daß die wagerecht zu messende Systemhöhe des Windträgers mindestens $\frac{1}{20}$ der Stützweite beträgt. Außerdem ist für die Breite die Standsicherheit des Überbaues gegen Umkippen durch Winddruck maßgebend.

Bei zweigleisigen Überbauten entscheidet für die Breite der Brücken der Umstand, daß man die Schienen ungern weit außerhalb der Hauptträger anordnet, und zwar wohl aus dem Grunde, um verhältnismäßig große Zusatzbelastungen für die Hauptträger durch Winddruck auf den Zug zu vermeiden. Im übrigen ist auch hier das Verhältnis $\frac{1}{20}$ der Breite zur Stützweite maßgebend.

b) Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern.

Gestattet die zur Verfügung stehende Bauhöhe und die erforderliche Höhe der Hauptträger nicht, die Hauptträger unter der Fahrbahn anzuordnen, so wird die Fahrbahn zwischen die Hauptträger gelegt. Hierbei ist der Überstand der Hauptträger über die Fahrbahn ohne weiteres aus der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und aus der für die Hauptträger erforderlichen Höhe zu bestimmen. Durch Einzeichnung des Profiles des freien Raumes, das für das Deutsche Reich durch die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung in seinen Abmessungen festgelegt ist (Abb. 877), ergibt sich alsdann der Abstand der Hauptträger, falls nicht die Rücksicht auf genügende Systemhöhe des Windträgers einen größeren Abstand erfordert.

Eingleisige Eisenbahnbrücken, deren Hauptträger mehr als 1 m über Schienenoberkante hervorragen, erfordern demnach eine von Hauptträgermitte zu Hauptträgermitte gemessene Breite von $4,40 +$ eine Gurtbreite = rd. 4,90 m. Bei weitgespannten eingleisigen Überbauten muß durch

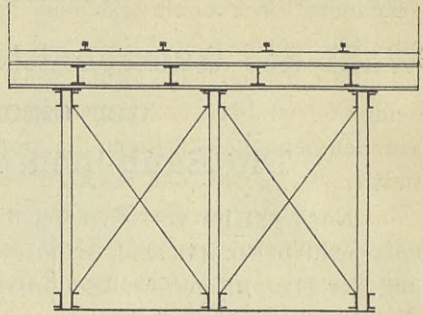


Abb. 876.

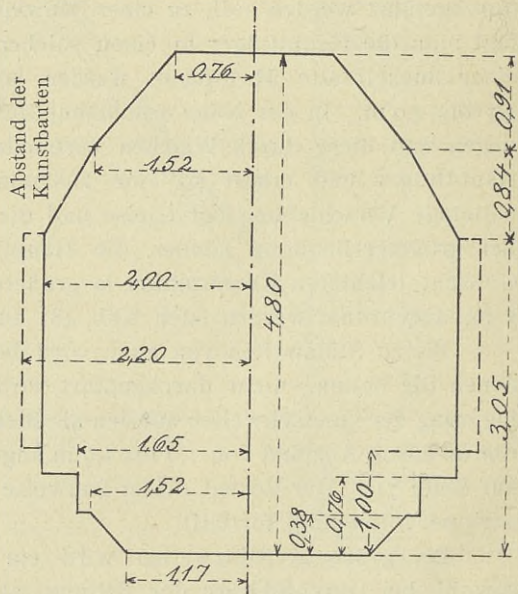


Abb. 877.

Vergleichsrechnungen festgestellt werden, ob nicht größere Breiten als 4,90 m günstigere Abmessungen ergeben. So ist z. B. für die eingleisige, 100 m weit gespannte Eisenbahnbrücke bei Caputh eine Breite von 5,40 m als die günstigste ermittelt worden.

Für zweigleisige Brücken ist die Breite um das Maß des Abstandes der beiden Gleismitten zu vermehren, also im allgemeinen zu $5,00 + 3,50 = 8,50$ m anzunehmen. Bei kräftigen Endportalen, die bei großen Stützweiten notwendig werden, ist dieses Maß noch zu vergrößern.

Zwei eingleisigen Brücken wird oft vor einer zweigleisigen Brücke deshalb der Vorzug gegeben, weil sich bei späterer Erneuerung oder Verstärkung auf den meisten Strecken eine der beiden eingleisigen Brücken zur Vornahme dieser Arbeiten außer Betrieb setzen läßt, während eine zweigleisige Brücke entweder im Betriebe verstärkt oder in einer kurzen Betriebspause ausgewechselt werden muß. Außerdem erfordern zwei eingleisige Brücken eine viel niedrigere Bauhöhe als eine zweigleisige Brücke. Sie beanspruchen aber mehr Raum und breitere Widerlager als ein zweigleisiger Überbau, namentlich auch deshalb, weil die beiden mittleren Hauptträger in einem solchen Abstände voneinander liegen müssen, daß ihre Niete nachgesehen und erneuert werden können. Vergleiche hierzu auch Seite 94. Bei Blechträgern und Fachwerkträgern mit einwandigen Gurtquerschnitten genügt in Anbetracht des Umstandes, daß die Niete von der Brücke aus geschlagen werden können, ein Abstand von 0,55 m von Wand zu Wand. Zweiwandige Gurtquerschnitte erfordern dagegen einen Abstand von Außenwand zu Außenwand der mittleren Hauptträger von rd. 0,75 m, weil die Ersatzniete in den Außenwandungen nur von dem Zwischenraum zwischen den mittleren Hauptträgern geschlagen werden können. Ebenso wie bei der Lage der Fahrbahn über den Hauptträgern ist auch bei tiefer Lage derselben die Anordnung von drei Hauptträgern für zwei Gleise nach Möglichkeit zu vermeiden. In dem Falle, daß die Bauhöhe die Wahl einer zweigleisigen Brücke mit zwei Hauptträgern nicht gestattet, und weiter die Gleise aus irgendwelchen Gründen nicht so weit auseinander gezogen werden können, daß zwei Hauptträger zwischen den beiden Gleisen vorgesehen werden können, kann man jedoch zu einer Anordnung mit drei Hauptträgern gezwungen sein.

*Aufminimierung der Gleise im Querschnitt
zwei Hauptträger*

975

3 Hauptträger

2. Straßenbrücken.

Auch hier ist für kleinere Stützweiten bis 12 m die Bauweise mit Walzträgern und Betonkappen (Abb. 130 auf Seite 60 und Abb. 639 auf Seite 291) zu empfehlen. Bei Stützweiten über 12 m eignen sich auch hier Konstruktionen, bei denen die aus Buckelplatten oder Flachblechen bestehende Fahrbahntafel unmittelbar auf den Hauptträgern gelagert wird, dabei werden bei geringer Bauhöhe die Hauptträger ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken in einen solchen Abstand gelegt, der mit einer Buckelplatte überspannt werden kann (Abb. 635). Für größere Bauhöhen wählt man auch hier einen größeren Abstand, der die Anordnung besonderer Fahrbahnlängsträger erforderlich macht. Ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken ist auch bei den Straßenbrücken danach zu streben, die Hauptträger möglichst unter die Fahrbahn zwecks Verringerung des

Gewichtes des Fahrbahnträgergerippes zu legen. Hierbei können zwei oder mehr Hauptträger angeordnet werden (siehe die Abb. 659, 660 und 661). Bei zwei Hauptträgern ist die Lastverteilung auf diese einfach nach dem Hebelgesetz zu bestimmen, während die genaue Ermittlung der Lastverteilung bei mehr als zwei Hauptträgern, falls nicht durch Einfügung von Gelenken in den Querträgern für statisch bestimmte Lagerung der letzteren gesorgt ist, auf Schwierigkeiten stößt. Durch Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern läßt sich aber in den meisten Fällen ein geringeres Eisengewicht des ganzen Überbaues erzielen als bei Wahl zweier Hauptträger. Unterstützt man die Fahrbahn nur durch zwei Hauptträger, so ist der Abstand derselben dadurch gegeben, daß man die den Fahrdamm der Brücke begrenzenden Bordsteine nicht weit außerhalb der Hauptträgermittellinien legt. Sieht man mehr als zwei Hauptträger vor, so schwankt ihr Abstand zwischen 3 und 4 m. Die Fußsteige wird man bei geringeren Breiten durch ausgekragte Konsole unterstützen, wie es in den Abb. 659 bis 661 veranschaulicht ist.

Sehr breite Fußsteige erfordern besondere Hauptträger (vergleiche die Abb. 647).

Für größere Stützweiten wird die zur Verfügung stehende Bauhöhe in den meisten Fällen nicht gestatten, die Fahrbahn auf den Hauptträgern zu lagern. Man wird vielmehr gezwungen sein, die Hauptträger über die Fahrbahn hervorragend zu lassen. In diesem Falle wird man nur sehr selten bei sehr breiten Überführungen mehr als zwei Hauptträger anordnen. Beispielsweise weist die Straßenbrücke über die Ringbahn in Halensee bei Berlin drei Hauptträger auf. Der mittlere Hauptträger trennt die Gleise der Straßenbahn von dem starken Fuhrwerksverkehr.

Um die Stützweite der Querträger nach Möglichkeit einzuschränken, wird man die Fußsteige außerhalb der Hauptträger anordnen und durch Konsole unterstützen (vergleiche die Abb. 633, 638, 640, 644 und 645).

Über die Breite des Fahrdammes und der Fußsteige lassen sich keine allgemein gültigen Angaben machen. Sie sind von der Stärke und der Art des Verkehrs und auch von den Abmessungen der im Zuge der Brücke liegenden Straße abhängig, da man im allgemeinen die Brücke nicht enger als die Straße ausführen wird. Da aber auf der Brücke nicht wie in der Straße die Fuhrwerke an den Häuserseiten halten, so läßt sich wohl nichts dagegen einwenden, daß man die Brücken zur Ermäßigung der Kosten unter Umständen schmaler als die Straße, in deren Zuge sie liegt, ausführt. Von großer Wichtigkeit ist es, den Bordstein so weit von den über die Fahrbahn hervorragenden Teilen der Hauptträger ab zu legen, daß an den Bordsteinen fahrende Wagen nicht mit den Wagenkasten oder der Ladung gegen diese Teile stoßen. Bei ausgeführten Brücken schwankt das hierfür vorgesehene Maß außerordentlich, wie aus den Abb. 878a bis h, in denen außer diesen Maßen noch die Breiten des Fahrdammes, des Fußsteiges und der über die Fahrbahn hervorragenden Teile des Hauptträgers eingeschrieben sind, zu ersehen ist.

Nach Möglichkeit ist zwischen der Innenkante des Bordsteines und der Innenkante des über die Fahrbahn hervorragenden Hauptträgers ein Abstand von 70 cm zu wahren.

B. Wahl der Hauptträgerform.

Wie bereits in der Abhandlung über die Ausbildung der Hauptträger eingehend erörtert ist, ist der gegliederte Träger an Stelle des vollwandigen Trägers erst dann auszuführen, wenn er dem letzteren wirtschaftlich überlegen ist.

Ob man für eine Brücke nur eine oder mehrere Öffnungen wählt, hängt erstens von den Kosten, dann aber auch von manchen anderen Rücksichten ab. Z. B. wird man bei der Überbrückung eines Flusses die Anzahl der Öffnungen nicht allein durch die Kostenfrage bestimmen können, sondern es sprechen hier die Rücksichten auf das Durchflußprofil und die Schifffahrt mit. Bei Überführungen über Eisenbahngleise in der Nähe von Bahnhöfen, wo eine große Übersichtlichkeit und die Möglichkeit, die Gleisanlage beliebig verändern zu können, sehr erwünscht ist, sind Mittelstützen tunlichst zu vermeiden oder wenigstens in ihrer Anzahl zu beschränken.

Andererseits wird man bei Überführungen

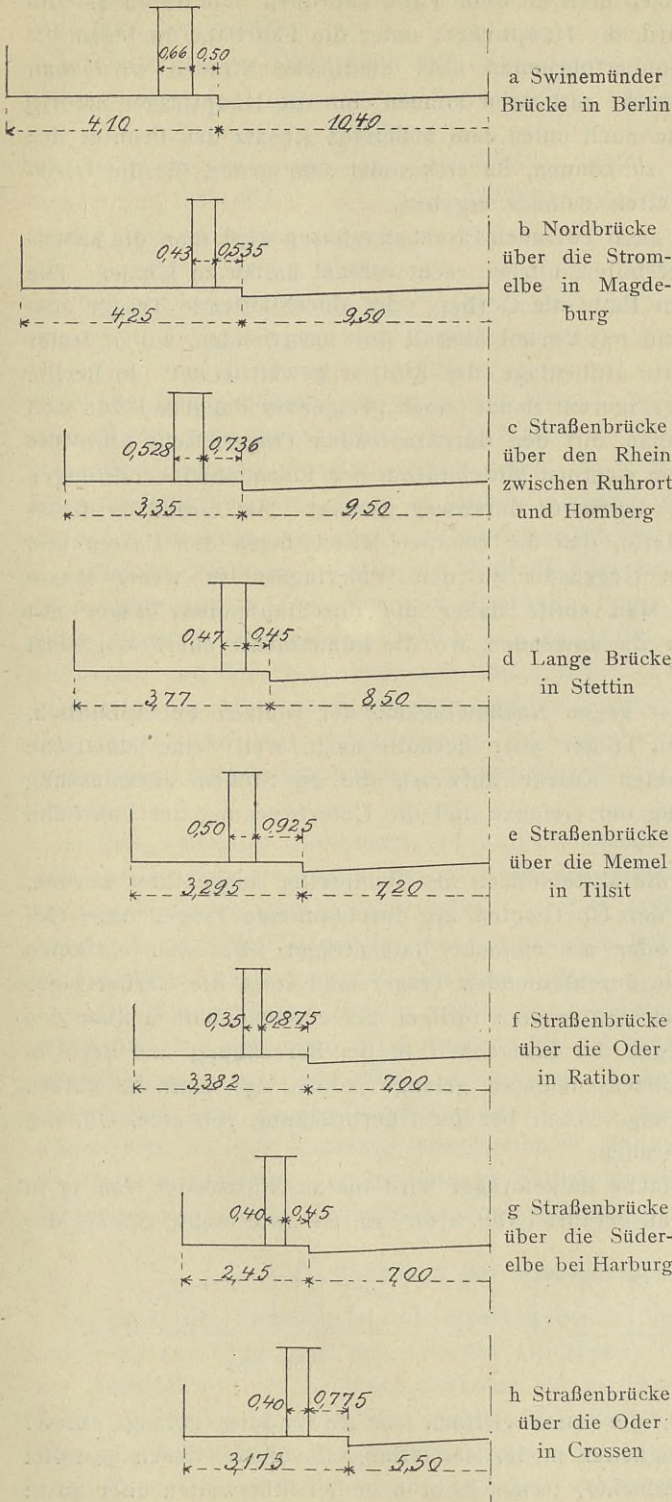


Abb. 878.

von Straßen die Mittelstützen gern in dem Falle anordnen, wo durch sie die Möglichkeit geschaffen wird, die Hauptträger unter die Fahrbahn zu legen.

Auch bei Eisenbahnüberführungen über städtische Straßen wird man häufig die Mittelstützen nicht entbehren können, um die Hauptträger niedrig halten und ihre Oberkante noch unter dem äußersten Absatz des Profiles des freien Raumes anordnen zu können, da sich sonst sehr große, für die Gleisentwicklung unbequeme Gleisabstände ergeben.

In Straßenzügen und auch zwischen Eisenbahngleisen wird man die Mittelstützen gern aus Eisen herstellen, um sie recht schmal halten zu können. Die Träger werden in diesem Falle als Gerber- oder durchlaufende Träger ausgebildet. Die letzteren sind mit Vorteil überall dort anzuwenden, wo ein fester Baugrund die unveränderte Höhenlage der Stützen gewährleistet. In Berlin, wo man in dem gut abgelagerten Sande einen geeigneten Baugrund vor sich zu haben glaubte, hat man mit den durchlaufenden Trägern sehr schlechte Erfahrungen gemacht. Die eisernen Mittelstützen der Eisenbahnüberführungen haben sich im Laufe des Betriebes durchweg gesenkt. Der Grund zu dieser Erscheinung liegt wohl darin, daß die eisernen Mittelstützen den Lasten und Stößen des Betriebes im Gegensatz zu den Widerlagern zu wenig Masse entgegensetzen können. Man sollte daher die durchlaufenden Träger mit eisernen Mittelstützen nur da anwenden, wo die Fundamente auf Fels gesetzt werden können.

Der Gerberträger ist gegen Nachgiebigkeit der Stützen unempfindlich, steht dem durchlaufenden Träger aber deshalb nach, weil seine elastische Linie in den Gelenkpunkten Knicke aufweist, die zu Stößen Veranlassung geben, und die Ausbildung der Gelenke und die Unterbrechung der Fahrbahn Schwierigkeiten bereiten.

In dem Falle, daß die Mittelstützen als Steinpfeiler ausgebildet werden, werden die Hauptträger der Überbauten als durchlaufende Träger ohne Gelenke, als Gerberträger oder als einfache Balkenträger über den einzelnen Öffnungen ausgeführt. Die durchlaufenden Träger sind stets, die Gerberträger aber nur bei sehr großen Stützweiten billiger als einfache Balken über den einzelnen Öffnungen. Wegen der Einfachheit in der Berechnung und der Unempfindlichkeit gegen Stützensenkungen gelangt jedoch der einfache Balken am meisten zur Ausführung. Auch bei der Überbrückung von einer Öffnung ist er am meisten in Gebrauch.

Der gegliederte einfache Balkenträger wird bis zu Stützweiten von 55 m meist als Parallelträger ausgeführt (Abb. 879). Er ist zwar schwerer als der



Abb. 879.

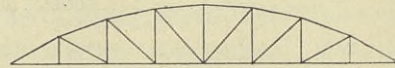


Abb. 880.

Parabelträger (Abb. 880), der auch vielfach zur Anwendung gelangt, bietet aber viel weniger Schwierigkeiten in der Herstellung als dieser. Auch gestaltet sich seine Berechnung einfacher, ferner kann man bei Stützweiten über 40 m einen durchgehenden oberen Windverband anordnen. Der Parallelträger wird

auch mit Vorliebe mit abgeschrägten Enden als sogenannter Trapezträger (Abb. 881) ausgebildet.

Für größere Stützweiten als 55 m eignet sich der Halbparabelträger (Abb. 882 u. 883).

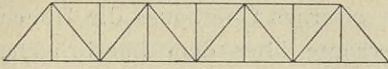


Abb. 881.

Über die Gestaltung des Trägernetzes geben die Erörterungen auf Seite 81 u. f. Aufschluß.

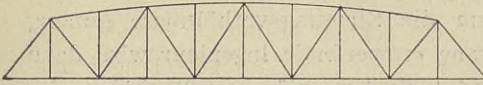


Abb. 882.

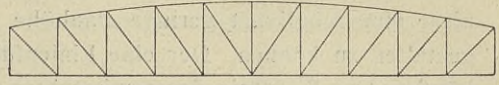


Abb. 883.

Die Bogenbrücken gelangen mit Vorteil dort zur Ausführung, wo es darauf ankommt, bei geringer, in der Mitte der Überführung zur Verfügung stehender Bauhöhe die Hauptträger unter die Fahrbahn zu legen, z. B. bei Eisenbahnüberführungen über städtische Straßen oder Kanäle. Die Träger können vollwandig oder gegliedert gestaltet werden.

Große Öffnungen werden mit Vorliebe dort mittels Bogenträger, die ganz oder zum größten Teil über der Fahrbahn liegen, überbrückt, wo auf ein gutes Aussehen Wert gelegt wird. Am häufigsten ist der Sichelbogenträger (Abb. 402) und der Zweigelenbogen mit aufgehobenem Horizontalschub in den beiden in den Abb. 409 u. 423 dargestellten Formen zur Ausführung gelangt. Der Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub ist überall dort dem Bogenträger mit Horizontalschub vorzuziehen, wo der Baugrund nicht einwandfrei ist.

Der versteifte Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 431 und 432) ist dort am Platze, wo zwischen den Fußsteigen und dem Fahrdamm ein ungehinderter Querverkehr verlangt werden muß, z. B. in dem Falle, wenn auf der Brücke die Haltestelle einer Straßenbahn liegt. Der versteifende Träger muß natürlich ganz unter der Fahrbahn liegen.

Die Hängebrücken zeichnen sich durch ein außerordentlich vorteilhaftes Aussehen aus. Sie sind aber mit Ausnahme für außergewöhnlich große Stützweiten erheblich teurer wie jede andere Trägerform. Außerdem erleiden sie unter der Betriebslast sehr große Durchbiegungen, wenn man nicht dem Versteifungsträger eine für das Aussehen unvorteilhafte Höhe geben will. Sie werden daher im allgemeinen nur in seltenen Fällen ausgeführt, für Eisenbahnüberführungen sind sie in Deutschland noch nicht verwendet worden.

C. Bauhöhen der eisernen Brücken.

Unter der Bauhöhe ist bei Straßenbrücken das Maß von Fahrbahnoberkante bis zur Unterkante des eisernen Überbaues und bei Eisenbahnbrücken der Abstand von der Schienenoberkante bis zur Unterkante des eisernen Überbaues zu verstehen. Nach den eingehenden Erörterungen in der Abhandlung über die Fahrbahn und die Fahrbahnträger wird es dem Konstrukteur leicht sein, für die Höhe der Fahrbahn und der Fahrbahnträger das erwünschte Maß zu wählen und nötigenfalls dieses Maß bis an die erlaubte Grenze einzuschränken.

Da nun ferner aus der Abhandlung über die Ausbildung der Hauptträger die erwünschten und erforderlichen Höhen für die Hauptträger feststehen, so wird sich für jeden Fall ohne Schwierigkeit eine zweckmäßige Bauhöhe bestimmen lassen. Es ist nun aber in den meisten Fällen durchaus erforderlich, schon vor der Ausarbeitung des Sonderentwurfes des eisernen Überbaues die Höhenlage der Straßenkrone oder der Schienenoberkante über dem überbrückten Wasserlauf oder Verkehrsweg festzusetzen und hierdurch auch die Bauhöhe des eisernen Überbaues festzulegen. Sehr oft erfordern die örtlichen Verhältnisse eine möglichst geringe Bauhöhe, um die Steigungsverhältnisse günstig gestalten zu können. Der eine Linienführung entwerfende Ingenieur wird dann häufig ohne Kenntnis der erwünschten und kleinsten zulässigen Bauhöhen der eisernen Brücken, zum Schaden der eisernen Überbauten, die Bauhöhe durch die Wahl der Linienführung zu sehr beschränken. Die folgenden Angaben*) dürften daher besonders bei der Ausarbeitung der Vorarbeiten für eine neue Linie wertvoll sein. Dabei ist nach Möglichkeit die als erwünscht bezeichnete Bauhöhe einzuhalten und nur in besonderen Fällen auf die kleinste Bauhöhe herabzugehen. Auch ist zu beachten, daß zwischen der oberen Begrenzung des unter der Brücke freizuhaltenden Profiles und der Unterkante des eisernen Überbaues ein ausreichender Spielraum für die Durchbiegung des letzteren, die zu $\frac{1}{1000}$ der Stützweite angenommen werden kann, vorgesehen werden muß.

Annahmen für die bauliche Ausbildung.

1. Eisenbahnbrücken.

Die nachstehenden Angaben beziehen sich, mit Ausnahme der unter Nummer b₃ und 4, nur auf eingleisige, in der Geraden liegende Brücken; bei Lage in einer Krümmung tritt meist eine Erhöhung der angegebenen Maße ein.

a) Ohne Durchführung der Bettung.

Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe ist die Schwellenstärke auf 16 cm mit 1 cm Einkämmung über den Schwellenträgern eingeschränkt, für die Schwellenträger sind im allgemeinen breitflanschte Differdinger **I**-Eisen vorgesehen, und der Windverband ist, um an Höhe zu sparen, aus Flacheisen gebildet. Bei den Ausführungen mit tiefliegender Fahrbahn ist die Annahme gemacht, daß nur die Fahrbahnausbildung für die Bauhöhe maßgebend ist, also die Entfernung der Hauptträger so bestimmt wird, daß für sie eine ausreichende Höhe zur Verfügung steht. Die Höhe der Hauptträger ist in den Fällen, in denen sie für die Bauhöhe maßgebend ist, so bestimmt, daß die Durchbiegung infolge Verkehrslast etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Sollte ausnahmsweise eine noch weitergehende Einschränkung der Höhe infolge zwingender örtlicher Umstände nicht zu umgehen sein, so empfiehlt es sich, um mit der Durchbiegung und den Schwingungen in angemessenen Grenzen zu bleiben, die zugelassene Beanspruchung entsprechend zu ermäßigen.

Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe beträgt die Schwellenstärke 26 cm mit 2 cm Einkämmung über den Schwellenträgern, für welche normale **I**-Eisen verwendet sind, soweit deren Widerstandsmoment ausreicht. Die Quer-

*) Aus den Hilfswerten von Dirksen entnommen.

träger sind als genietete Blechträger ausgebildet und zwar bei mittlerer Bauhöhe mit zwei Gurtplatten, bei unbeschränkter Höhe mit einer Platte, die schon aus konstruktiven Gründen erwünscht ist. Für den Windverband sind Winkeleisen, deren senkrechte Schenkel nach oben gerichtet sind, vorgesehen. Das als günstigste Trägerhöhe für Fachwerkträger angenommene Maß setzt Parallelträger voraus, bei Parabelträgern ist es auf $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der Stützweite zu erhöhen.

Zwischen Überbau und Umgrenzung des lichten Raumes und zwischen Querträger und Schienenfuß ist, mit Ausnahme der Bauarten unter 1 und 2, ein Spielraum von etwa 5 cm gewahrt.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu 1. Hauptträger aus normalen **I**-Eisen. Höhe des Querträgers zur zweckmäßigen Ausbildung des Anschlusses nicht unter 15 cm. Des harten Fahrens und der hohen Unterhaltungskosten wegen nur im Notfalle bei aufs äußerste beschränkter Bauhöhe zu verwenden. Bei Stützweiten über 8 m gibt Bauart 3 keine größere Höhe, ist daher vorzuziehen.

Zu 2. Querträger aus Differdinger **I**-Eisen oder zwei Steg an Steg genieteten **U**-Eisen mit Kopfplatten. Des harten Fahrens und der hohen Unterhaltungskosten wegen nur im Notfalle bei aufs äußerste beschränkter Bauhöhe zu verwenden.

Zu 3. Feldweite bei beschränkter Bauhöhe nicht über 1,8 m, so daß das Differdinger **I**-Eisen Nr. 22 ausreicht.

Zu 4. Bei größerer Stützweite empfiehlt es sich, die Trägerhöhe nach den Auflagern zu abnehmen zu lassen, da sonst die Standfestigkeit gegen Winddruck sehr gering wird.

Zu 5. Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe ist die Feldweite zu etwa $\frac{1}{8}$ der Stützweite, entsprechend der günstigsten Strebenneigung von 1 : 1 angenommen worden; bei beschränkter Bauhöhe ist sie, um geringer belastete und somit niedrigere Quer- und Schwellenträger zu erhalten, auf etwa $\frac{1}{14}$ der Stützweite, einer Strebenneigung von 2 : 3 entsprechend, verringert. Bei Stützweiten über 60 m tritt im allgemeinen eine weitere Zunahme der Bauhöhe nicht mehr ein, da dann eine Zwischenteilung der Feldweite in Frage kommt.

Zu 6. Maßgebend ist nur die gesamte Hauptträgerhöhe, von der bei Lage des Obergurtes in der ersten oder zweiten Stufe der Umgrenzung des lichten Raumes das Maß abzuziehen ist, um das der Gurt die Schienenoberkante überragen kann. Ungünstig bei dieser Anordnung ist, daß ein oberer Windverband meist nicht durchgeführt werden kann, die Hauptträger daher durch den Wind eine erhebliche lotrechte Zusatzbelastung erfahren.

Zu 7. Feldweite wie unter 5, bei beschränktester Bauhöhe $\frac{1}{14}$, bei mittlerer und unbeschränkter $\frac{1}{8}$ der Stützweite.

b) Mit Durchführung der Bettung.

Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe sind eiserne Schwellen mit der geringsten zulässigen Bettungsstärke von 15 cm unter Schwellenunterkante vor-

1. Bauhöhen von Eisenbahnbrücken.

$L =$ Stützweite.

Bauart der Brücke	Stützweite* in m	Entfernung der Hauptträger in m	Kleinste cm	Mittlere Bauhöhe cm	Erwünschte cm
a) Ohne Durchführung der Bettung:					
1. Zwillingsträger (Abb. 884).	1—8	0,36—0,45	$\frac{L}{7} + \frac{L}{L} > 30$		
2. Blechträger mit unmittelbarer Auflagerung der Schienen auf den Querträgern (Abb. 885).	≤ 10	1,90—3,20	37—48		
	$\leq 11,5$ $\leq 17,5$	3,3 3,7	50 52		
3. Blechträger mit versenkter Fahrbahn und Holzschwellen auf Schwellenträgern (Abb. 886).	$\leq 15,5$ ≤ 20	3,75 4,80	56 58	86 88	98 100
	≤ 12	1,6—1,8	$\frac{L}{12} + 37$		$\frac{L}{10} + 46$
4. Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung auf den Hauptträgern (Abb. 887).	12—26	1,6—1,8	$\frac{L}{12} + 39$		$\frac{L}{9} + 49$
	20—30 30—40 40—50 > 50	4,8 4,9 5,0 5,0	61 65 71 76	88 100 115 125	100 112 132 148
5. Fachwerkträger mit versenkter Fahrbahn (Abb. 888).	30	2,3	$\frac{L}{12} + 24$		$\frac{L}{8} + 25$
	40 50	3,0 4,0	$\frac{L}{12} - 10$ $\frac{L}{13} - 42$		$\frac{L}{8} - 10$ $\frac{L}{8} - 42$
6. Fachwerkträger mit halbversenkter Fahrbahn (Abb. 889).	30	2,3	$\frac{L}{12} + 76$		$\frac{L}{8} + 102$
	40 50 60	3,0 4,0 4,2	$\frac{L}{12} + 81$ $\frac{L}{13} + 89$ $\frac{L}{13} + 100$		$\frac{L}{8} + 116$ $\frac{L}{8} + 147$ $\frac{L}{8} + 165$
7. Fachwerkträger mit Fahrbahn oben (Querträger auf den Obergurten) (Abb. 890).					

b) Mit Durchführung der Bettung:

1. Blechträger mit versenkter Fahrbahn (Abb. 891).	≤ 13 ≤ 16 20	3,4 3,75 4,8	72,5 75 80	100 105 120
2. Fachwerkträger, Fahrbahn versenkt (Abb. 892).	30 40	4,8 5,0	80 88	116 132
3. Blechträger, Fahrbahn oben (Abb. 893).	≤ 26		$\frac{L}{14} + 46$	$\frac{L}{9} + 58$
4. Blechbogen mit durchgehender, über den Hauptträgern liegender Fahrbahn.			Im Scheitel $\frac{L}{40} + 48$ In $\frac{1}{3}$ der Stützweite $\frac{L}{19} + 48$	Im Scheitel $\frac{L}{40} + 77$ In $\frac{1}{3}$ der Stützweite $\frac{L}{17} + 77$

*) Die angegebenen Stützweiten sollen nur als Anhalt dienen.

2. Bauhöhen von Straßenbrücken.

B = Breite des Fahrdammes.

1. Balkenbrücken.

L = Stützweite.

Bauart	Kleinste				Erwünschte				
	Entfernung der Hauptträger		Stützweite		Bauhöhe in cm		Erwünschte		
	m	m	Fahrbahnabdeckung	Asphalt	Doppelter Bohlenbelag	Chaussierung	Holz- oder Steinpflaster	Asphalt	
a) Blechträger m. Fahrbahn oben. Abdeckung aus Tonblechen oder Buckelplatten	etwa 1,5	10	$\frac{L}{16} + 25 + 100$	$\frac{L}{16} + 20 + 60$	$\frac{L}{16} + 17 + 120$	$\frac{L}{11} + 23 + 100$	$\frac{L}{11} + 18 + 60$	$\frac{L}{11} + 25 + 80$	$\frac{L}{11} + 15 + 120$
		15	$\frac{L}{18} + 27 + 100$	$\frac{L}{18} + 22 + 60$	$\frac{L}{18} + 19 + 120$	$\frac{L}{10} + 24 + 100$	$\frac{L}{10} + 19 + 60$	$\frac{L}{10} + 26 + 80$	$\frac{L}{10} + 16 + 120$
		20	$\frac{L}{20} + 28 + 100$	$\frac{L}{20} + 23 + 60$	$\frac{L}{20} + 20 + 120$	$\frac{L}{9} + 25 + 100$	$\frac{L}{9} + 20 + 60$	$\frac{L}{9} + 27 + 80$	$\frac{L}{9} + 17 + 120$
b) Fahrbahn versenkt	6,4 9,5	Feldweite in m	66	64	57	100	98	103	91
		2,5	69	67	60	110	108	113	101
		3,5	75	73	66	125	122	128	116
		87	85	78	130	128	133	121	
		94	92	85	155	153	158	146	
		105	103	96	168	166	171	159	

2. Bogenbrücken.

Stützweite m		Fahrbahnabdeckung		
		Chaussierung	Pflaster	Asphalt
		Kleinste Bauhöhe		
10	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 27 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 22 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 29 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 27 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 22 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 29 + \frac{B}{120}$
20	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 30 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 30 + \frac{B}{120}$
30	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 30 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 30 + \frac{B}{120}$
40	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 29 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 24 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 31 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 29 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 24 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 31 + \frac{B}{120}$

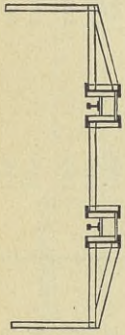


Abb. 884.

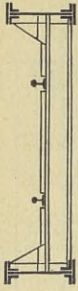


Abb. 885.

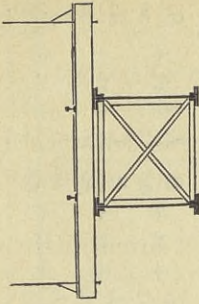


Abb. 887.

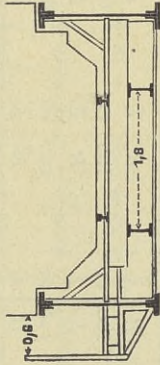


Abb. 886.

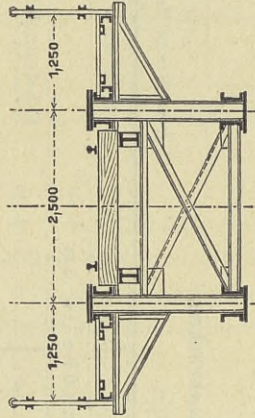


Abb. 889.

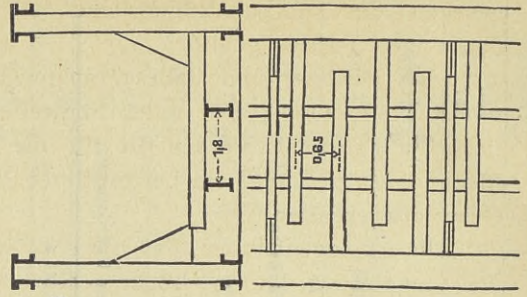


Abb. 888.

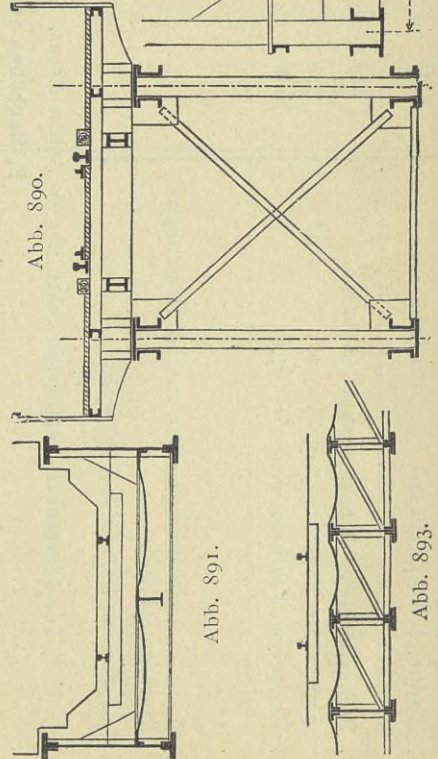


Abb. 890.

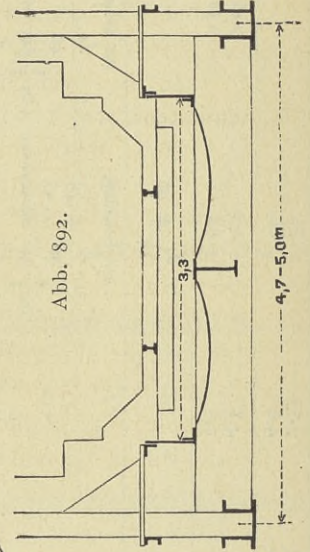


Abb. 892.

Abb. 891.

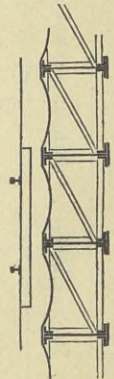


Abb. 893.

gesehen, die Fahrbahnträger sind im allgemeinen aus Differdinger breitflanschigen **I**-Eisen gebildet.

Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe sind normale Holzschwellen mit 20 cm Bettungsstärke unter Schwellenunterkante vorgesehen. Bei untenliegender Fahrbahn werden die für die Höhe maßgebenden Querträger aus Blechträgern gebildet, die bei mittlerer Bauhöhe zwei, bei unbeschränkter eine Gurtplatte erhalten.

Es ist angenommen, daß die Entwässerungsrinnen durch Aussparungen in den Stegblechen der Querträger geführt werden. Sollen sie an die Untergurte der Querträger angehängt werden, so erhöhen sich die angegebenen Werte um 10 bis 20 cm.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu 1. Feldweite etwa 1,5 m.

Zu 2. Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe ist die Feldweite zu etwa $\frac{1}{10}$ der Stützweite angenommen, bei beschränkter Bauhöhe ist sie, um geringer belastete und damit niedrigere Quer- und Schwellenträger zu erhalten, auf $\frac{1}{14}$ der Stützweite beschränkt.

Zu 3. Während bei unbeschränkter Bauhöhe für die Stegblechhöhe der Hauptträger die Erzielung eines möglichst geringen Eisengewichtes maßgebend ist, ist die Stegblechhöhe bei beschränkter Bauhöhe so weit verringert, daß die Durchbiegung infolge Verkehrslast etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Sollte ausnahmsweise eine noch weitergehende Einschränkung der Höhe infolge zwingender örtlicher Umstände nicht zu umgehen sein, so empfiehlt es sich um mit der Durchbiegung und den Schwingungen in angemessenen Grenzen zu bleiben, die zugelassene Beanspruchung entsprechend zu ermäßigen.

Zu 4. Die Stegblechhöhe des Bogens ist zu $\frac{1}{40}$ der Stützweite angenommen. Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe ist auf die Durchführung des Streckgurtes im Scheitel verzichtet und die Pfeilhöhe des Bogens ist zu $\frac{1}{12}$ gewählt worden. Bei mittlerer Bauhöhe ist der Streckgurt durchgeführt, und die Pfeilhöhe beträgt vielen Ausführungen entsprechend $\frac{1}{10}$ der Stützweite. Durch weitere Vergrößerung der Pfeilhöhe läßt sich noch besonders am Widerlagsmauerwerk sparen. Da die geforderte Durchfahrthöhe meist auf eine bestimmte Breite gewahrt werden muß, und dieses Maß bei Straßenunterführungen häufig etwa einem Drittel der ganzen Lichtweite entspricht, so ist die Bauhöhe außer im Scheitel noch in ein Drittel der Lichtweite angegeben. Es ist dabei noch zu beachten, daß bei Straßen die obere Begrenzung des freizuhaltenden Durchfahrtraumes die gleiche Querneigung zeigt wie der Fahrdamm.

2. Straßenbrücken.

Die Bauhöhen sind für vier verschiedene Fahrbahnabdeckungen angegeben:

1. Doppelter Bohlenbelag von 5 und 10 cm Stärke, auf mindestens 5 cm starken Futterhölzern mit einem Quergefälle von $\frac{1}{50}$;
2. Chaussierung mit einer Mindeststärke von 15 cm über Oberkante Fahrbahnträger und einem Quergefälle von $\frac{1}{30}$;
3. Stein- oder Holzpflaster 13 cm stark auf mindestens 5 cm starkem Beton mit einer Zwischenlage aus Sand von 4 cm Höhe. Quergefälle $\frac{1}{40}$;

4. Asphalt 5 cm stark auf einer Betonunterlage von mindestens 8 cm Höhe, Quergefälle $\frac{1}{60}$.

Als Belastung ist die für städtische Straßen vielfach übliche angenommen, nämlich ein schwerer Wagen von 9 Tonnen Achsdruck und 4,5 m Radstand und beliebig viele Wagen mit 2,5 Tonnen Achsdruck und 3,5 m Radstand.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu 1 a. Die geringste zulässige Stegblechhöhe ist so bestimmt, daß die durch die Verkehrslast hervorgerufene Durchbiegung etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Die als erwünscht bezeichnete Höhe ist so bemessen, daß der Materialaufwand unter Berücksichtigung der baulichen Ausbildung (genügende Seitensteifigkeit der Gurte, Durchführung einer Gurtplatte usw.) möglichst gering wird.

Zu 1 b. Die angenommene Entfernung der Hauptträger genügt bei außen liegenden Fußwegen für die Begegnung von zwei oder drei Fuhrwerken. Bei abweichenden Breiten können die Werte unter entsprechender Änderung immer noch als Anhalt dienen. Maßgebend für die Bauhöhe sind nur die als Blechträger ausgebildeten Querträger, die bei beschränktester Bauhöhe drei Gurtplatten erhalten müssen, und deren Höhe so bestimmt ist, daß die Durchbiegung infolge der Verkehrslast $\frac{1}{1400}$ der Stützweite nicht überschreitet.

Zu 2. Die Ausbildung ist die gleiche wie bei den Eisenbahnbrücken (siehe b 4), die Stegblechhöhe der Hauptträger beträgt jedoch nur $\frac{1}{60}$ der Stützweite.

Anhang.

Tabellen.

Die nachstehenden Zusammenstellungen*) enthalten die Abmessungen, Flächeninhalte, Gewichte, Schwerpunktlagen, Trägheits- und Widerstandsmomente der deutschen Normalprofile und der breitflanschigen Differdinger I-Träger und Angaben über die größten Walzlängen und die größten ohne Überpreis erhältlichen Längen derselben.

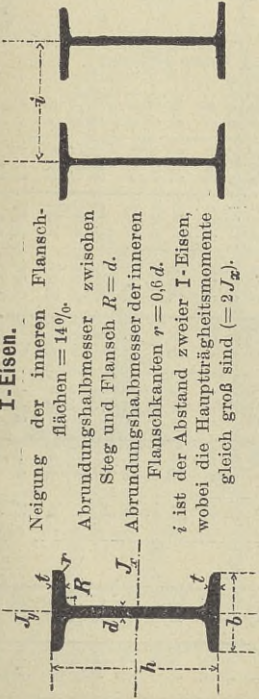
*) Mit Ausnahme der Spalten für die größten Walzlängen und die ohne Überpreis erhältlichen Längen aus dem bekannten Tabellenwerk von Franz Boerner (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) entnommen.

Deutsche Normalprofile.

Die Gewichte sind bezogen auf Flußeisen vom spez Gew. 7.85.

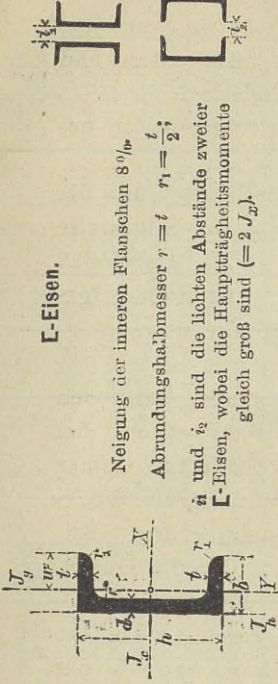
I-Eisen.

Neigung der inneren Flanschflächen = $14 \frac{0}{100}$
 Abrundungshalbmesser zwischen Steg und Flansch $R = d$.
 Abrundungshalbmesser der inneren Flanschkannten $r = 0.6d$.
 i ist der Abstand zweier I-Eisen, wobei die Hauptträgheitsmomente gleich groß sind ($= 2J_x$).



L-Eisen.

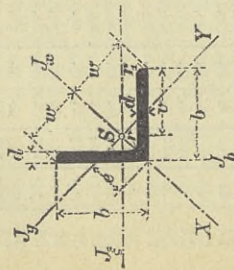
Neigung der inneren Flanschen $8 \frac{0}{100}$
 Abrundungshalbmesser $r = t$ $r_1 = \frac{t}{2}$.
 i_1 und i_2 sind die lichten Abstände zweier L-Eisen, wobei die Hauptträgheitsmomente gleich groß sind ($= 2J_y$).



Profil-Nr.	Höhe h		Breite b		Steg d		Dicke		Flansch t		Querschnitt	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		u = $\frac{W_y}{W_x}$	i	Größe Walzlänge		Profil-Nr.	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³			cm ⁴	cm ⁴		cm ³
8	80	42	39	59	7:57	595	7:77	6:28	194	3:81	6:50	61	6:1	6:90	3:81	6:50	6:1	6:90	3:81	6:50	61	8
9	90	44	42	63	8:06	7:06	7:06	6:28	259	3:81	6:50	69	6:9	6:50	3:81	6:50	6:9	6:50	3:81	6:50	69	9
10	100	45	45	68	10:3	8:33	7:77	7:22	341	4:86	7:91	77	7:7	7:22	3:41	4:86	7:91	7:7	7:22	7:7	77	10
11	110	54	49	74	12:3	10:3	9:63	8:16	433	5:99	7:91	85	8:5	8:16	4:33	5:99	7:91	8:5	8:16	8:5	85	11
12	120	58	51	77	14:15	11:15	9:97	8:16	545	7:38	7:38	93	9:3	7:38	5:45	7:38	7:38	9:3	7:38	9:3	93	12
13	130	62	54	81	16:1	12:64	10:1	8:16	670	8:85	7:57	101	10:1	7:57	6:70	8:85	7:57	10:1	7:57	10:1	101	13
14	140	66	57	86	18:2	14:29	11:15	8:16	817	10:7	7:65	109	10:9	7:65	8:17	10:7	7:65	10:9	7:65	10:9	109	14
15	150	70	60	90	20:4	16:01	12:1	8:16	979	12:5	7:93	116	11:6	7:93	10:7	12:5	7:93	11:6	7:93	11:6	116	15
16	160	74	63	95	23	17:98	13:1	8:16	117	14:7	7:92	124	12:4	7:92	11:7	14:7	7:92	12:4	7:92	12:4	124	16
17	170	78	66	99	25:2	19:78	14:1	8:16	137	17:1	8:02	132	13:2	8:02	13:7	17:1	8:02	13:2	8:02	13:2	132	17
18	180	82	69	104	27:9	21:90	14:44	8:16	161	19:8	8:10	140	14:0	8:10	15:1	19:8	8:10	14:0	8:10	14:0	140	18
19	190	86	72	108	30:5	23:92	15:9	8:16	185	22:6	8:20	148	14:8	8:20	18:5	22:6	8:20	14:8	8:20	14:8	148	19
20	200	90	75	113	33:4	26:22	17:59	9:72	215	25:8	8:26	156	15:6	8:26	21:5	25:8	8:26	15:6	8:26	15:6	156	20
21	210	94	78	117	36:5	28:50	19:17	10:1	244	29:3	8:31	163	16:3	8:31	24:4	29:3	8:31	16:3	8:31	16:3	163	21
22	220	98	81	122	39:5	31:01	20:55	10:7	278	33:3	8:34	171	17:1	8:34	27:8	33:3	8:34	17:1	8:34	17:1	171	22
23	230	102	84	126	42:6	33:44	22:39	11:1	314	36:8	8:50	179	17:9	8:50	30:9	36:8	8:50	17:9	8:50	17:9	179	23
24	240	106	87	131	45:6	36:19	24:39	11:6	353	41:6	8:50	187	18:7	8:50	33:3	41:6	8:50	18:7	8:50	18:7	187	24
25	250	110	90	136	48:7	39:04	26:54	12:1	390	46:4	8:54	194	19:4	8:54	35:9	46:4	8:54	19:4	8:54	19:4	194	25
26	260	113	94	141	51:5	41:84	28:7	12:1	431	50:6	8:72	202	20:2	8:72	38:2	50:6	8:72	20:2	8:72	20:2	202	26
27	270	116	97	147	54:8	44:82	30:5	12:1	471	55:0	8:76	210	21:0	8:76	41:1	55:0	8:76	21:0	8:76	21:0	210	27
28	280	119	101	152	57:6	47:89	32:5	12:1	514	60:8	8:91	217	21:7	8:91	44:1	60:8	8:91	21:7	8:91	21:7	217	28
29	290	122	104	157	60:4	50:87	34:5	12:1	559	66:1	8:99	225	22:5	8:99	46:1	66:1	8:99	22:5	8:99	22:5	225	29
30	300	125	108	162	63:0	54:17	36:5	12:1	604	71:9	9:07	233	23:3	9:07	48:2	71:9	9:07	23:3	9:07	23:3	233	30
31	310	128	111	167	65:9	57:57	38:5	12:1	652	77:9	9:07	241	24:1	9:07	50:4	77:9	9:07	24:1	9:07	24:1	241	31
32	320	131	115	173	68:7	60:99	40:5	12:1	701	84:6	9:23	248	24:8	9:23	52:6	84:6	9:23	24:8	9:23	24:8	248	32
33	330	134	118	178	71:6	64:00	42:5	12:1	751	91:6	9:40	256	25:6	9:40	54:8	91:6	9:40	25:6	9:40	25:6	256	33
34	340	137	122	183	74:7	67:00	44:5	12:1	802	98:7	9:40	263	26:3	9:40	57:0	98:7	9:40	26:3	9:40	26:3	263	34
35	350	140	125	188	77:6	70:14	46:5	12:1	854	105:8	9:53	271	27:1	9:53	59:2	105:8	9:53	27:1	9:53	27:1	271	35
36	360	143	128	193	80:6	73:19	48:5	12:1	907	112:9	9:53	278	27:8	9:53	61:4	112:9	9:53	27:8	9:53	27:8	278	36
37	370	146	131	198	83:6	76:26	50:5	12:1	961	119:9	9:57	286	28:6	9:57	63:6	119:9	9:57	28:6	9:57	28:6	286	37
38	380	149	134	203	86:6	79:32	52:5	12:1	1016	126:8	9:57	293	29:3	9:57	65:8	126:8	9:57	29:3	9:57	29:3	293	38
39	390	152	137	208	89:6	82:39	54:5	12:1	1071	133:8	9:57	301	30:1	9:57	68:0	133:8	9:57	30:1	9:57	30:1	301	39
40	400	155	140	213	92:6	85:44	56:5	12:1	1127	140:7	9:57	308	30:8	9:57	70:2	140:7	9:57	30:8	9:57	30:8	308	40
41	410	158	143	218	95:6	88:49	58:5	12:1	1184	147:6	9:57	316	31:6	9:57	72:4	147:6	9:57	31:6	9:57	31:6	316	41
42	420	161	146	223	98:6	91:54	60:5	12:1	1241	154:5	9:57	323	32:3	9:57	74:6	154:5	9:57	32:3	9:57	32:3	323	42
43	430	164	149	228	101:6	94:59	62:5	12:1	1299	161:4	9:57	331	33:1	9:57	76:8	161:4	9:57	33:1	9:57	33:1	331	43
44	440	167	152	233	104:6	97:64	64:5	12:1	1358	168:3	9:57	338	33:8	9:57	79:0	168:3	9:57	33:8	9:57	33:8	338	44
45	450	170	155	238	107:6	100:68	66:5	12:1	1417	175:2	9:57	346	34:6	9:57	81:2	175:2	9:57	34:6	9:57	34:6	346	45
46	460	173	158	243	110:6	103:73	68:5	12:1	1477	182:1	9:57	353	35:3	9:57	83:4	182:1	9:57	35:3	9:57	35:3	353	46
47	470	176	161	248	113:6	106:78	70:5	12:1	1537	189:0	9:57	361	36:1	9:57	85:6	189:0	9:57	36:1	9:57	36:1	361	47
48	480	179	164	253	116:6	109:83	72:5	12:1	1598	195:9	9:57	368	36:8	9:57	87:8	195:9	9:57	36:8	9:57	36:8	368	48
49	490	182	167	258	119:6	112:88	74:5	12:1	1659	202:8	9:57	376	37:6	9:57	89:0	202:8	9:57	37:6	9:57	37:6	376	49
50	500	185	170	263	122:6	115:93	76:5	12:1	1720	209:7	9:57	383	38:3	9:57	91:2	209:7	9:57	38:3	9:57	38:3	383	50
51	510	188	173	268	125:6	118:98	78:5	12:1	1781	216:6	9:57	391	39:1	9:57	93:4	216:6	9:57	39:1	9:57	39:1	391	51
52	520	191	176	273	128:6	121:103	80:5	12:1	1843	223:5	9:57	398	39:8	9:57	95:6	223:5	9:57	39:8	9:57	39:8	398	52
53	530	194	179	278	131:6	124:108	82:5	12:1	1905	230:4	9:57	406	40:6	9:57	97:8	230:4	9:57	40:6	9:57	40:6	406	53
54	540	197	182	283	134:6	127:113	84:5	12:1	1967	237:3	9:57	413	41:3	9:57	100:0	237:3	9:57	41:3	9:57	41:3	413	54
55	550	200	185	288	137:6	130:118	86:5	12:1	2030	244:2	9:57	421	42:1	9:57	102:2	244:2	9:57	42:1	9:57	42:1	421	55

Profil-Nr.	Höhe h		Breite b		Steg d		Dicke		Flansch t		Querschnitt	Gewicht für 1 m	Abstand des Schwerpunktes w	J _x	W _x	J _y	W _y	$\frac{W_y}{W_x} = u$	i	Größe Walzlänge	Größe ohne Überpreis	Profil-Nr.
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm												
8	80	42	39	59	7:57	595	7:77	6:28	194	3:81	6:50	61	6:1	6:90	3:81	6:50	6:1	6:90	3:81	6:50	61	8
9	90	44	42	63	8:06	7:06	7:06	6:28	259	3:81	6:50	69	6:9	6:50	3:81	6:50	6:9	6:50	3:81	6:50	69	9
10	100	45	45	68	10:3	8:33	7:77	7:22	341	4:86	7:91	77	7:7	7:22	3:41	4:86	7:91	7:7	7:22	7:7	77	10
11	110	54	49	74	12:3	10:3	9:63	8:16	433	5:99	7:91	85	8:5	8:16	4:33	5:99	7:91	8:5	8:16	8:5	85	11
12	120	58	51	77	14:15	11:15	9:97	8:16	545	7:38	7:38	93	9:3	7:38	5:45	7:38	7:38	9:3	7:38	9:3	93	12
13	130	62	54	81	16:1	12:64	10:1	8:16	670	8:85	7:57	101	10:1	7:57	6:70	8:85	7:57	10:1	7			

Gleichschenklige Winkelisen.



Abrundungshalbmesser

$$r = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}; \quad r_1 = \frac{r}{2}$$

Die Hauptachsen sind

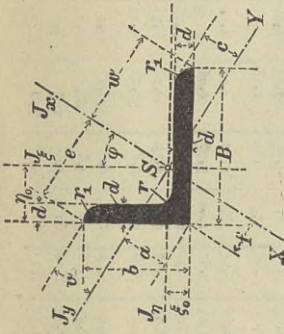
$$xx \text{ als Winkelhalbierende} \\ yy \perp xx$$

$$W_x = \frac{J_x}{w} \\ W_y = \frac{J_y}{e} \\ W_z = \frac{J_z}{v}$$

Profil-Nr.	Breite b mm	Dicke d mm	Querschnitt cm ²	Gewicht für 1 m kg	Abstände der Hauptachsen und des Schwerp. S			J _x = max cm ⁴	W _x cm ³	J _y = min cm ⁴	W _y cm ³	J _z cm ⁴	W _z cm ³	GröÙte Walzlänge	GröÙte Länge ohne Überpreis	Profil-Nr.																																										
					w	e	v																																																			
6	60	6	6,91	5,42	2,39	4,31	36,1	8,51	9,43	3,95	22,7	5,27	6	Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	6																																										
6	60	8	9,03	7,09	4,24	2,50	46,1	10,9	12,1	4,85	29,1	6,88	6				Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	6																																							
6	65	7	8,70	6,83	2,62	4,65	53,0	11,5	13,8	5,25	33,4	7,18	6							Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	6																																				
6	65	10	10,98	8,61	4,60	2,73	65,4	14,2	17,2	6,31	41,3	9,06	6										Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	6																																	
6	65	11	13,17	10,34	4,36	2,83	75,8	16,7	20,7	7,30	48,7	10,8	6													Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	6																														
7	70	7	9,4	7,38	2,79	5,03	67,1	13,6	17,6	6,29	42,3	8,41	7																Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7																											
7	70	9	11,9	9,34	4,95	2,90	83,1	16,8	22,0	7,57	52,5	10,6	7																			Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7																								
7	70	11	14,3	11,23	3,01	4,87	97,6	19,7	26,0	8,65	62,0	12,7	7																						Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7																					
7	75	8	11,5	9,03	3,01	5,37	93,6	17,6	24,4	8,11	59,0	11,0	7																									Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7																		
7	75	10	14,1	11,07	5,30	3,12	113	21,3	29,8	9,54	71,0	13,4	7																												Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7															
7	75	12	16,7	13,11	3,24	5,21	130	24,6	34,7	10,71	82,5	15,8	7																															Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	7												
8	80	8	12,3	9,66	3,20	5,74	115	20,3	29,6	9,25	72,0	12,5	8																																		Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	8									
8	80	10	15,1	11,86	5,66	3,31	139	24,5	35,9	10,8	87,5	15,5	8																																					Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	8						
8	80	12	17,9	14,05	3,41	5,59	161	28,4	43,0	12,6	102	18,2	8																																								Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	8			
9	90	9	15,5	12,17	3,59	6,46	184	28,9	47,8	13,3	116	18,0	9																																											Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	9
9	90	11	18,7	14,68	6,36	3,70	218	34,3	57,1	15,4	137	21,5	9																																													
9	90	13	21,8	17,11	3,81	6,30	250	39,3	65,9	17,3	158	25,1	9	Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	9																																										
10	100	10	19,2	15,07	3,99	7,18	280	39,7	73,3	18,4	177	24,7	10				Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	10																																							
10	100	12	22,7	17,82	7,07	4,10	328	46,3	86,2	21,0	207	29,2	10							Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	10																																				
10	100	14	26,2	20,57	4,21	7,02	372	52,6	98,3	23,4	235	33,5	10										Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	10																																	
11	110	10	21,2	16,64	4,34	7,93	379	48,7	98,6	22,7	239	30,1	11													Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	11																														
11	110	12	25,1	19,70	7,78	4,45	444	57,1	116	26,1	280	35,7	11																Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	11																											
11	110	14	29,0	22,75	4,54	7,79	505	64,8	133	29,2	319	40,9	11																			Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	11																								
12	120	13	25,4	19,93	4,75	8,64	541	63,8	140	29,4	340	39,4	12																						Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	12																					
12	120	15	33,9	26,61	4,96	8,49	705	83,2	186	33,4	493	45,9	12																									Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	12																		
13	130	12	39,0	23,55	5,15	9,36	750	81,6	194	37,8	472	50,4	13																												Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	13															
13	130	14	34,7	27,24	9,19	5,26	857	93,3	223	42,4	540	58,2	13																															Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	13												
13	130	16	39,3	30,85	5,37	9,20	959	104	251	46,7	604	65,7	13																																		Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	13									
14	140	13	35,0	27,48	5,54	10,08	1014	102	262	47,3	638	63,3	14																																					Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	14						
14	140	15	40,0	31,40	9,90	5,66	1148	116	298	52,6	723	72,3	14																																								Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	14			
14	140	17	45,0	35,33	5,77	9,92	1276	129	334	58,0	805	81,1	14																																											Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	14
15	150	14	40,3	31,64	5,95	10,8	1343	127	347	58,3	845	78,2	15																																													
15	150	16	45,7	35,87	10,6	10,7	1507	142	391	64,4	949	88,7	15	Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	15																																										
15	150	18	51,0	40,04	6,17	10,6	1665	157	438	71,1	1052	99,2	15				Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	15																																							
16	160	15	46,1	36,19	6,35	11,5	1745	154	453	71,3	1099	95,7	16							Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	16																																				
16	160	17	51,8	40,66	11,3	6,46	1945	172	506	78,4	1225	107	16										Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	16																																	
16	160	19	57,5	45,14	6,58	11,4	2137	189	558	84,8	1347	118	16													Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	16																														

Profil-Nr.	Breite b mm	Dicke d mm	Querschnitt cm ²	Gewicht für 1 m kg	Abstände der Hauptachsen und des Schwerp. S			J _x = max cm ⁴	W _x cm ³	J _y = min cm ⁴	W _y cm ³	J _z cm ⁴	W _z cm ³	GröÙte Walzlänge	GröÙte Länge ohne Überpreis	Profil-Nr.																																										
					w	e	v																																																			
1	15	3	0,82	0,65	1,02	0,67	0,24	0,23	0,06	0,08	0,15	0,147	0,15	Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	1																																										
1	15	4	1,05	0,83	1,09	0,73	0,29	0,28	0,08	0,10	0,18	0,187	0,18				Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	1																																							
2	20	3	1,12	0,88	1,40	0,85	0,62	0,44	0,15	0,17	0,38	0,275	0,38							Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	2																																				
2	20	4	1,45	1,14	1,90	1,03	0,77	0,55	0,19	0,21	0,48	0,353	0,48										Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	2																																	
2	25	3	1,42	1,11	1,77	1,03	1,27	0,72	0,31	0,30	0,79	0,446	0,79													Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	2																														
2	25	4	1,85	1,45	2,42	1,08	1,61	0,91	0,40	0,37	1,00	0,575	1,00																Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	2																											
3	30	4	2,27	1,78	2,11	1,24	2,85	1,35	0,76	0,61	1,80	0,853	1,80																			Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	3																								
3	30	6	3,27	2,57	2,94	1,36	3,91	1,84	1,06	0,78	2,48	1,22	2,48																						Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	3																					
3	35	4	2,67	2,09	2,47	1,41	4,68	1,90	1,24	0,88	2,96	1,18	2,96																									Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	3																		
3	35	6	3,87	3,04	3,53	1,53	6,50	2,63	1,77	1,24	4,13	1,71	4,13																												Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	3															
4	40	4	3,08	2,42	2,88	1,58	7,09	2,50	1,86	1,17	4,47	1,55	4,47																															Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	4												
4	40	6	4,48	3,51	2,80	1,70	9,98	3,52	2,67	1,57	6,35	2,27	6,35																																		Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	4									
4	40	8	5,80	4,55	1,81	2,72	12,4	4,38	3,38	1,81	7,90	2,9	7,90																																					Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	4						
4	45	5	4,30	3,38	1,81	3,22	12,4	3,91	3,25	1,80	7,85	2,44	7,85																																								Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	4			
4	45	7	5,86	4,60	3,14	1,92	16,4	5,16	4,39	2,28	10,4	3,31	10,4																																											Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	4
5	50	9	7,34	5,76	2,04	3,06	19,8	6,24	5,40	2,65	12,6	4,12	12,6																																													
5	50	5	4,80	3,77	1,98	3,60	17,4	4,91	4,59	2,32	11,0	3,06	11,0	Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																																										
5	50	7	6,56	5,15	3,54	2,11	23,1	6,53	6,02	2,85	14,5	4,13	14,5				Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																																							
5	50	9	8,24	6,47	2,21	3,44	28,1	7,94	7,67	3,47	17,9	5,2	17,9							Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																																				
5	55	6	6,31	4,95	2,21	3,94	27,4	7,04	7,24	3,03	17,3	4,39	17,3										Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																																	
5	55	8	8,23	6,46	3,89	2,32	34,8	8,96	9,35	4,02	22,1	5,73	22,1													Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																														
5	55	10	10,07	7,90	2,43	3,78	41,4	10,64	11,27	4,64	26,3	6,96	26,3																Bedingt durch Transport 16-23 m	13 m	5																											

Ungleichschenklige Winkelisen.



$$\text{Abrundungshalbmesser } r = \frac{d \min + d \max}{2}; r_1 = \frac{r}{2}$$

i ist der lichte Abstand zweier Winkelisen, bei dem die Hauptträgheitsmomente gleich sind ($= 2 J_z$).



$$W_x = \frac{J_x}{b}$$

$$W_y = \frac{J_y}{v}$$

$$W_z = \frac{J_z}{B - \eta_0}$$

$$W_\eta = \frac{J_\eta}{b - \xi_0}$$

Profil-Nr.	Abmessungen in mm		Gewicht in kg	Abstand des Schwerp. ξ_0 η_0 in cm	Abstände von den Hauptachsen						$J_x = \max$ in cm ⁴	$J_y = \min$ in cm ⁴	W_x in cm ³	W_y in cm ³	J_z in cm ⁴	W_z in cm ³	J_η in cm ⁴	W_η in cm ³	i in mm	GröÙte Walzlänge	GröÙte Walz-Überspreis	Profil-Nr.
	b	d			w	e	f	v	a	c												

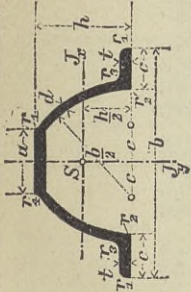
Schenkelverhältnis 2:3.

2/3	3	142	112	1.44	0.49	0.4216	2.04	1.52	0.72	1.07	0.83	0.56	0.70	0.28	0.26	1.25	0.62	0.45	0.30	5.2	8 m	2/3
3/4 1/2	4	185	145	1.45	0.54	0.4214	2.02	1.52	0.74	1.04	0.90	0.57	0.90	0.33	0.32	1.60	0.81	0.55	0.38	4.3	8 m	3/4 1/2
4/6	5	287	225	1.48	0.74	0.4334	3.06	2.26	1.07	1.58	1.27	0.83	2.17	0.19	0.75	5.77	1.91	2.05	0.91	8.0	18 m	4/6
5/7 1/2	6	353	277	1.52	0.78	0.4288	3.05	2.28	1.09	1.58	1.32	0.85	2.03	0.14	0.91	6.99	2.35	2.46	1.11	7.1	18 m	5/7 1/2
6 1/2	7	479	376	1.65	0.97	0.4370	4.10	3.00	1.41	2.12	1.66	1.09	2.98	0.66	1.73	12.3	4.82	6.20	2.05	9.0	18 m	6 1/2
8 1/2	8	635	514	1.85	1.30	0.4275	4.06	3.93	1.46	2.10	1.77	1.14	4.07	0.47	2.20	22.8	5.76	8.10	2.75	10.0	18 m	8 1/2
10 1/5	9	833	654	1.84	1.24	0.4304	5.11	3.76	1.78	2.62	2.12	1.35	5.31	0.44	3.66	46.3	9.2	16.4	4.26	13.1	18 m	10 1/5
12	10	1095	824	1.82	1.22	0.4272	5.07	3.79	1.83	2.60	2.22	1.43	6.54	0.40	4.56	57.2	11.6	20.1	5.46	15.2	18 m	12
14	11	1422	1115	1.95	1.34	0.4074	6.79	4.93	2.46	3.47	2.73	1.75	10.0	0.68	7.73	140	20.9	46.6	9.49	19.5	18 m	14
16	12	1782	1499	1.95	1.32	0.4348	8.19	6.01	2.82	4.24	3.85	2.18	13.9	0.81	9.54	167	25.8	53.3	11.4	21.2	18 m	16
18	12	2247	1782	2.02	1.40	0.4304	8.15	6.03	2.87	4.21	3.44	2.24	17.0	0.75	11.60	323	40.4	97.9	19.2	20.1	18 m	18
20	12	2877	2253	2.42	1.48	0.4361	10.2	7.51	3.51	5.26	4.18	2.71	23.0	1.34	15.4	649	64.2	232	30.7	27.8	18 m	20
22	14	332	3006	2.50	1.49	0.4339	10.2	7.55	3.57	5.27	4.27	2.78	25.4	1.33	15.9	744	74.2	203	35.1	29.1	18 m	22

Schenkelverhältnis 1:2.

2/4	3	172	135	1.43	0.44	0.42575	2.60	1.77	1.27	1.19	0.78	0.47	1.14	0.31	0.26	2.81	1.09	0.46	0.29	14.6	8 m	2/4
3/6	4	225	177	1.47	0.47	0.4258	2.57	1.80	1.31	1.17	0.83	0.50	1.47	0.40	0.34	3.58	1.42	0.90	0.29	13.4	8 m	3/6
4/8	5	337	268	1.53	0.68	0.42544	3.01	2.64	1.91	1.78	1.10	0.71	1.65	0.42	0.96	15.6	4.05	2.61	0.32	11.2	8 m	4/8
5/10	6	459	358	1.53	0.76	0.42479	3.83	2.71	1.99	1.74	1.28	0.70	2.18	0.59	1.31	20.6	5.48	3.42	0.35	10.1	8 m	5/10
6 1/2	6	689	540	1.88	0.88	0.42568	5.21	3.83	2.84	2.38	1.56	0.93	4.76	0.92	2.10	44.9	8.72	7.66	0.46	28.9	18 m	6 1/2
8 1/6	8	901	708	1.96	0.96	0.42518	5.14	3.60	2.62	2.35	1.65	1.20	6.08	1.18	2.73	57.5	11.4	9.70	0.39	26.9	18 m	8 1/6
10 1/15	8	115	903	1.12	1.39	0.42565	6.49	4.44	3.20	2.97	1.97	1.22	12.3	1.89	4.31	116	18.1	10.6	0.56	35.5	18 m	10 1/15
12	10	141	1107	1.20	1.67	0.42638	6.42	4.34	3.84	3.99	2.93	1.41	15.0	2.33	4.93	141	22.3	23.5	0.68	33.7	18 m	12
14	10	186	1460	1.45	1.65	0.42569	8.45	5.76	4.74	3.86	2.56	1.52	33.9	4.92	9.16	320	38.3	54.4	1.08	46.6	18 m	14
16	12	221	1735	1.53	1.75	0.42549	8.38	5.83	4.22	3.82	2.65	1.60	39.5	4.72	10.8	374	45.3	62.8	1.26	44.4	18 m	16
18	12	275	2159	1.77	1.72	0.42586	10.4	7.10	5.10	4.76	3.14	1.88	76.2	7.34	16.7	719	69.8	122	1.96	57.8	18 m	18
20	14	318	2490	1.81	1.81	0.42679	10.3	8.86	6.34	4.95	3.29	2.05	87.5	84.8	18.5	822	80.7	139	2.26	55.7	18 m	20
22	14	403	3164	2.18	1.72	0.42668	13.0	8.00	6.40	5.95	3.91	2.32	175.4	135	39.6	1654	128	282	36.1	73.1	18 m	22
24	16	457	3587	2.26	1.80	0.42586	13.0	8.00	6.40	5.93	3.99	2.41	197.3	152	34.5	1863	146	315	40.7	71.2	18 m	24

Belagseisen.



$r_1 = d; r_2 = d - 0,5 \text{ mm}; r_3 = t; r_4 = 0,6 d + 1,5 \text{ mm}.$

$W_x = \frac{J_x}{h}; W_y = \frac{J_y}{\frac{1}{2}b}; W_b = \frac{J_b}{h}.$

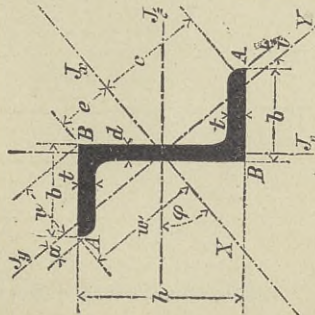
Profil-Nr.	Höhe h	Breite b	Breite a	Dicke d	Steg d	Dicke Fuß und Kopf t	Querschnitt	Gewicht für 1 m	J_x	J_y	W_y	$\frac{W_x}{W_y} = u$	J_b	W_b	Größe Walz	Größe ohne	Größe Walz	Profil-Nr.
5	50	120	33	3	3	5	6,71	5,27	23,2	86,4	14,4	1,55	64	12,8	16-23 m	8 m	8 m	5
6	60	140	38	3,5	3,5	6	9,34	7,33	47,2	15,8	23,4	1,48	130	21,7				6
7 $\frac{1}{2}$	75	170	45,5	4	4	7	13,2	10,36	105	27,9	40,8	1,46	290	38,7				7 $\frac{1}{2}$
9	90	200	53	4,5	4,5	8	17,9	14,05	206	45,8	65,1	1,42	570	63,3				9
11	110	240	63	5	5	9	24,1	18,92	421	76,5	106	1,39	1147	104				11

Z-Eisen.

Abrundungshalbmesser am Stege $R = d.$

Abrundungshalbmesser an den Flanschen $r = 0,5 d.$

$W_z =$ Widerstandsmoment für lotrechte Belastung (in der Richtung des Steges) bei freier Ausbiegung zur Seite.



Profil-Nr.	Höhe h	Breite b	Dicke		Flansch	Steg d	Dicke	Gewicht	f. 1 m	ts	Abstände von den Hauptachsen:						J_x	J_y	W_x	W_y	J_z	W_z	Größe Walz	Länge ohne	Überspreis	Profil-Nr.
			w	e							c	v	a	i	von der XX-Achse	von der YY-Achse										
3	30	38	4	4,5	4,5	4,32	3,39	1,655	3,86	0,61	3,54	1,39	0,87	0,58	18,1	4,69	4,69	1,11	4,22	5,94	13,7	1,26				3
4	40	40	4,5	5	5	5,43	4,26	1,181	4,17	1,12	3,82	1,67	1,19	0,91	28,0	6,72	6,72	1,83	3,07	13,4	17,6	2,26				4
5	50	43	5	5,5	5,5	6,77	5,21	0,939	4,60	1,65	4,21	1,89	1,49	1,24	44,9	9,76	9,76	2,76	3,54	25,7	24,4	3,64				5
6	60	45	5	6	6	7,91	6,21	0,779	4,98	2,21	4,56	2,04	1,76	1,51	67,2	13,5	13,5	3,73	3,62	44,0	30,8	5,24				6
8	80	50	6	7	7	11,1	8,73	0,588	5,83	3,30	5,35	2,29	2,25	2,02	142	24,4	24,4	6,44	3,79	108	48,7	10,1				8
10	100	55	6,5	8	8	14,5	11,37	0,492	6,77	4,34	6,24	2,50	2,65	2,43	270	39,8	39,8	9,26	4,30	220	74,5	16,8				10
12	120	60	7	9	9	18,2	14,29	0,433	7,75	5,37	7,16	2,70	3,02	2,80	470	60,6	60,6	12,5	4,86	400	108	25,6				12
14	140	65	8	10	10	22,9	17,98	0,385	8,72	6,39	8,08	2,89	3,39	3,18	768	88,0	88,0	16,6	5,29	671	154	38,0				14
16	160	70	8,5	11	11	27,5	21,59	0,357	9,74	7,39	9,04	3,09	3,72	3,51	1184	121	121	21,4	5,69	1055	209	52,9				16
18	180	75	9,5	12	12	33,3	26,14	0,329	10,7	8,40	9,99	3,27	4,08	3,86	1759	164	164	27,0	6,06	1594	275	72,4				18
20	200	80	10	13	13	38,7	30,38	0,313	11,8	9,39	11,0	3,47	4,39	4,17	2509	213	213	33,4	6,34	2289	367	94,1				20

Breitflanschige Differdinger Spezial-Träger-Profile

(System Grey)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft.

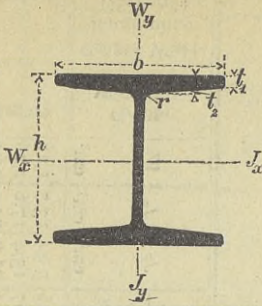
(Flußeisen.)

Neigung der inneren Flanschflächen = 90/100.

Abrundungshalbmesser zwischen Steg und Flansch: $r = d$.

Werden zwei I-Grey-Profile zu einer II-Stütze zusammengestellt, so ist stets

$$J_x < J_y$$



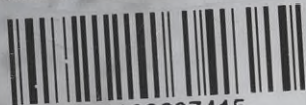
Profil-Nr.	Höhe h		Breite b		Flanschstärke		Steg d	Querschnitt	Gewicht für 1 m		Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		Größte Walzlänge	Größte Walzlänge ohne Überpreis	Profil-Nr.
	mm	mm	t1	t2	mm	mm			cm ³	kg	Jy	Jx	Wy	Wx			
18B	180	180	9	16,72	8,5	59,9	47	1073	3512	119	390	3,28					18B
20B	200	200	9,5	18,12	8,5	70,4	55,3	1568	5171	157	517	3,29					20B
22B	220	220	10	19,5	9	82,6	64,8	2216	7379	201	671	3,34					22B
24B	240	240	10,5	20,85	10,0	96,8	76,0	3043	10260	254	855	3,37					24B
25B	250	250	10,9	21,7	10,5	105,1	82,5	3575	12066	286	965	3,37					25B
26B	260	260	11,7	22,9	11,0	115,6	90,7	4261	14352	328	1104	3,37					26B
27B	270	270	11,95	23,6	11,25	123,2	96,7	4920	16529	365	1224	3,35					27B
28B	280	280	12,35	24,4	11,5	131,8	103,4	5671	19052	405	1361	3,36					28B
29B	290	290	12,7	25,2	12,0	141,1	110,8	6417	21866	443	1508	3,40					29B
30B	300	300	13,25	26,25	12,5	152,1	119,4	7494	25201	500	1680	3,36					30B
32B	320	300	14,1	27,0	13,0	160,7	126,2	7867	30119	524	1882	3,59			23 m		32B
34B	340	300	14,6	27,5	13,4	167,4	131,4	8097	35241	540	2073	3,84			12 m		34B
36B	360	300	16,15	29,0	14,2	181,5	142,5	8793	42479	586	2360	4,03					36B
38B	380	300	17,0	29,8	14,8	191,2	150,1	9175	49496	612	2605	4,26					38B
40B	400	300	18,2	31,0	15,5	203,6	159,8	9721	57834	648	2892	4,46					40B
42 1/2 B	425	300	19,0	31,75	16,0	213,9	167,9	10078	68249	672	3212	4,78					42 1/2 B
45B	450	300	20,3	33,0	17,0	229,3	180,0	10668	80887	711	3595	5,06					45B
47 1/2 B	475	300	21,35	34,0	17,6	242,0	190,0	11142	94811	743	3992	5,37					47 1/2 B
50B	500	300	22,6	35,2	19,4	261,8	205,5	11718	111283	781	4451	5,70					50B
55B	550	300	24,5	37,0	20,6	288,0	226,1	12582	145957	839	5308	6,32					55B
60B	600	300	24,7	37,2	20,8	300,6	236,0	12672	179303	845	5977	7,07					60B
65B	650	300	25,0	37,5	21,1	314,5	246,9	12814	217402	854	6690	7,84			20 m		65B
70B	700	300	25,0	37,5	21,1	325,2	255,3	12818	258106	854	7374	8,63					70B
75B	750	300	25,0	37,5	21,1	335,7	263,4	12823	302560	855	8068	9,43					75B

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

8-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297415