DIE EISERNEN BRÜCKEN.

EIN HANDBUCH

ZUM

GEBRAUCHE BEIM ENTWERFEN EISERNER BRÜCKEN

SOWIE

BEIM UNTERRICHTE AN TECHNISCHEN LEHRANSTALTEN.

VON

E. HÄSELER,
Professor an der Herzogl. Technischen Hochschule in Braunschweig.

MIT IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN FIGUREN UND ANGEHEFTETEN FIGUREN-TAFELN.

BRAUNSCHWEIG,
DRUCK UND VERLAG VON FRIEDRICH VIEWEG UND SOHN.
1888.

80942

Alle Rechte vorbehalten.

Erstes Kapitel.

Hauptbestandteile, allgemeine Einteilung und Anordnung der eisernen Brücken.

§. 1.

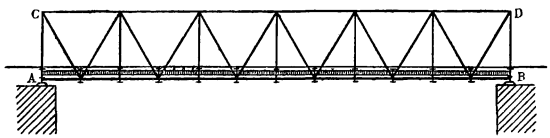
Hauptbestandteile der eisernen Brücken.

Jede eiserne Brücke besteht aus den Pfeilern und dem Überbau. Letzterer überspannt die lichte Öffnung zwischen den Pfeilern und hat folgende Hauptteile:

1. Die Hauptträger.

Diese übertragen das Eigengewicht und die Betriebslast des Überbaues auf die Pfeiler der Brücke. An dem Hauptträger unterscheidet man die untere und obere Gurtung, AB, bezw. CD (Fig. 1), und die Wand $ABCD$. Letztere verbindet beide Gurtungen miteinander und ist entweder voll, oder aus einzelnen Stäben zusammengesetzt.

Fig. 1.

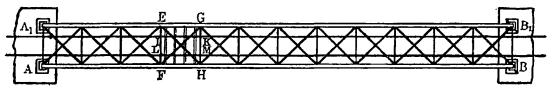


Die Gurtungen sind stabförmige Körper, bezw. Bänder, welche sich durch den ganzen Träger erstrecken und denselben nach unten und oben in seiner Längenrichtung begrenzen.

2. Die Auflager.

Dieselben nehmen die Gesamtlast des Überbaues an den Enden der Hauptträger auf und verteilen sie über die Pfeiler, A, A_1 und B, B_1 in Fig. 1a. Aufserdem dienen sie dazu, den Trägerenden eine gewisse Beweglichkeit zu ermöglichen und den Angriffspunkt des Auflagerdruckes möglichst an einer Stelle zu halten.

Fig. 1a.



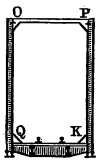
3. Die Fahrbahn mit den Fufswegen und dem Geländer.

Dieselbe bildet die Fortsetzung des sich an die Brücke schliefsenden Weges und besteht im allgemeinen aus zwei Theilen: der Brückendecke und dem Brückenbelage (Brückentafel). Erstere ist der Einwirkung der Verkehrslasten direkt ausgesetzt, während der Belag zur Unterstützung der Decke dient.

4. Die Fahrbahnträger.

Diese nehmen die auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte auf und übertragen sie auf die Hauptträger. So werden z. B. in Fig. 1a die Querschwellen des Eisenbahngleises von den Längsträgern IK, LM etc. getragen und diese wieder von den Querträgern EF, GH etc. In dem Falle, dafs die Fahrbahn direkt auf den Hauptträgern ruht, sind die in Rede stehenden Träger meistens nicht erforderlich.

Fig. 1b.



5. Die Querausteifungen des Überbaues.

Diese sollen das Umkanten der Hauptträger verhindern, sowie dem Querprofile des Überbaues Steifigkeit verleihen. In Fig. 1b werden dieselben durch die Blechdreiecke Q, K und den oberen Querriegel OP dargestellt.

6. Den Horizontalverband.

Derselbe hat den Winddruck und die durch die Betriebslasten verursachten Seitenschwankungen in sich aufzunehmen und auf die Auflager zu übertragen.

§. 2.

Allgemeine Einteilung der eisernen Brücken.

Nach dem Konstruktionssysteme der Hauptträger unterscheidet man:

1. Balkenbrücken.

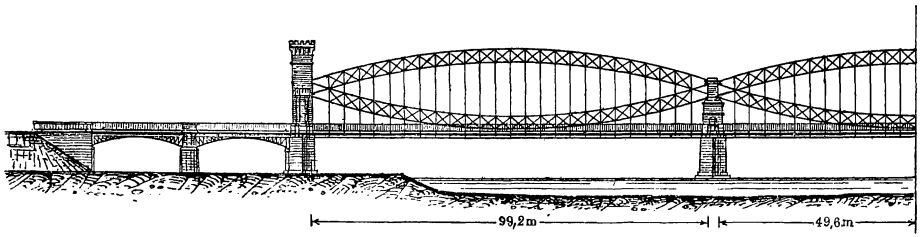
Die Hauptträger sind Balkenträger. Letztere üben auf ihre Auflager bei Vertikalbelastung und absolut glatter, horizontaler Auflagerung nur Vertikaldruck aus.

2. Bogen-, bezw. Sprengewerksbrücken.

Als Hauptträger fungieren hier Bogen-, bezw. Sprengewerksträger. Dieselben üben auf ihre Lager, auch bei lotrechter Belastung, einen gegen den Horizont geneigten Druck

aus. Verbindet man die Bogenanfänge durch eine Zugstange, oder vereinigt man zwei Bogenträger gleicher Spannweite und Pfeilhöhe zu einem sogenannten Fischträger (Fig. 2), so wird

Fig. 2.



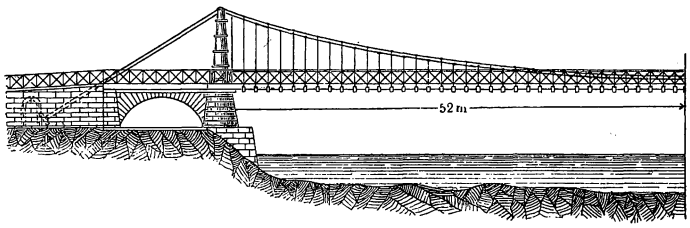
Elb-Brücke bei Hamburg (Venlo-Hamburger-Eisenbahn).

der Horizontalschub auf die Pfeiler aufgehoben und verhalten sich die Träger hinsichtlich ihrer Auflagerdrücke wie die Balkenträger.

3. Hängebrücken.

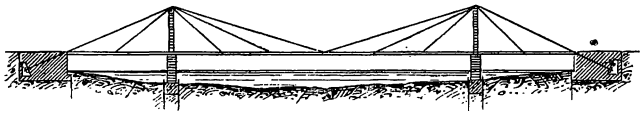
Das wesentliche Element der Hauptträger ist entweder ein Bogen, dessen Scheitel tiefer als seine Auflager liegt, oder ein System von Zugbändern, bezw. Spannseilen, durch welche die einzelnen Knotenpunkte der Fahrbahn direkt an den Pfeilern aufgehängt werden. Hängebrücken der ersten Art heifsen Bogenhängebrücken (Fig. 3); die der zweiten, Diagonalhängebrücken (Fig. 4). Auf die Pfeiler derselben wirken bei Belastung der Brücke stets nur Zugkräfte.

Fig. 3.



Kettenbrücke über die Maas bei Seraing.

Fig. 4.



Eine weitere Einteilung ergiebt sich aus dem Umstande, dafs bei Brücken mit mehreren Öffnungen die Hauptträger entweder getrennt für jede Öffnung, oder ohne Unterbrechung für sämtliche, oder eine bestimmte Zahl der Öffnungen angeordnet werden.

Hiernach unterscheidet man:

Brücken mit getrennten Hauptträgern und solche mit durchgehenden (kontinuierlichen) Hauptträgern.

Je nach der Gestaltung der Wand der Hauptträger unterscheidet man:

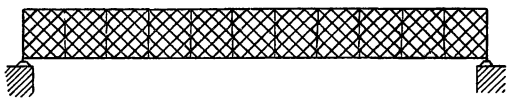
1. Blechbrücken.

Die Wand der Hauptträger wird durch eine Blechwand gebildet.

2. Gitterbrücken.

Die Wand der Hauptträger besteht aus Systemen sich kreuzender Flachstäbe, die engmaschig angeordnet sind. Diese Stäbe werden in bestimmten Entfernungen durch Ver-

Fig. 5.

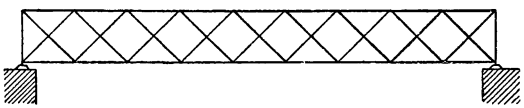


tikalen ausgesteift, indem andernfalls die Wand keine genügende Festigkeit gegen Zerknicken haben würde (Fig. 5).

3. Netzwerkbrücken.

Die Wand besteht aus einem weitmaschigen Netze geneigter Stäbe, welche entsprechend den Zug- und Druckkräften, die sie aufzunehmen haben, konstruiert sind (Fig. 6).

Fig. 6.



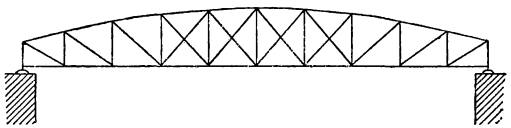
Das einfachste, aus gleichschenkeligen Dreiecken bestehende Netzwerk hat der sogenannte Warren-Träger.

4. Fachwerkbrücken.

Die Wand wird aus einem weitmaschigen Netze von Vertikalen und Diagonalen gebildet (Fig. 7).

Vorstehende, unter 1. bis 4. aufgeführte Bezeichnungen, werden hauptsächlich auf Balkenbrücken angewandt.

Fig. 7.



Ferner hat man, je nachdem der Überbau stets fest mit den Pfeilern verbunden, oder zeitweise ganz oder zum Teil davon gelöst ist:

Feste und bewegliche Brücken.

Endlich unterscheidet man noch gerade und schiefe Brücken, je nachdem die Längenachse der Brücke diejenige der Pfeiler normal oder schief überkreuzt.

§. 3.

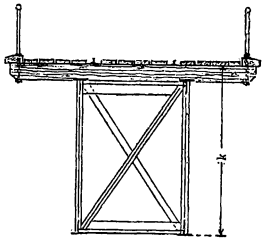
Konstruktionshöhe, lichte Weite und Stützweite eines Überbaues.

1. Konstruktionshöhe.

Unter Konstruktionshöhe versteht man die Höhendifferenz zwischen der Fahrbahnoberkante und dem tiefsten Punkte des Querprofiles der Brücke, k in Fig. 8.

Bei Eisenbahnbrücken rechnet man k entweder von der Schienenunterkante oder Oberkante, bei Strassenbrücken dagegen stets von der Krone des Fahrweges ab.

Fig. 8.



Die Konstruktionshöhe kann beschränkt, gerade ausreichend und unbeschränkt sein.

Beschränkt ist dieselbe, wenn die unter der Brücke frei zu lassende Höhe für k einen kleineren Wert als die Hauptträgerhöhe bedingt. Die Fahrbahn kommt alsdann zwischen die Hauptträger zu liegen.

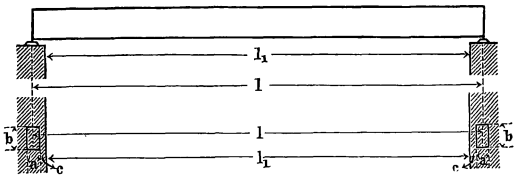
Gerade ausreichend nennt man jene Höhe, wenn dieselbe eben noch gestattet, die Fahrbahn auf die Hauptträger zu legen.

Tritt endlich der Fall ein, dafs die fragliche Höhe gröfser als die Hauptträgerhöhe genommen werden kann, ohne den freien Raum unter der Brücke über das zulässige Mafs einzuschränken, so nennt man dieselbe unbeschränkt.

2. Lichte Weite und Stützweite eines Überbaues.

Mit lichter Weite eines Überbaues, bezw. einer Brücke, bezeichnet man im allgemeinen die normale Entfernung zwischen den inneren Pfeilerkanten in Höhe der Auflagerschuhe gemessen. Bei schiefen Brücken unterscheidet man aufser der normalen, die schiefe lichte Weite, von denen die erstere, wie vorhin, und die letztere parallel zur Längenachse der Brücke gemessen wird.

Fig. 9.



Stützweite ist die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerschuhe eines Hauptträgers. Gewöhnlich ist die lichte Weite des Überbaues gegeben und daher die Stützweite erst zu ermitteln. Für eine Balkenbrücke mit zwei Hauptträgern hat man, wenn bezeichnet, Fig. 9:

l_1 die lichte Weite des Überbaues, in Metern;

l die Stützweite desfelben, in Metern;

a die Länge der Grundplatte des Auflagerschuhes, in Richtung des Hauptträgers gemessen, in Metern;

b die Breite der Grundplatte, in Metern;

c den Abstand der Vorderkante des Auflagerschuhes von der Pfeilerkante, in Metern;

p das Eigengewicht des Überbaues für das laufende Meter in Kilogrammen;

q die fremde Last desselben für das laufende Meter in Kilogrammen;

D den gröfsten Auflagerdruck für jedes der vier Lager, in Kilogrammen;

s die zulässige Druckspannung für den Auflagerquader, in Kilogrammen für das Quadratmeter:

$$D = (p+q)\frac{l}{4};\ \text{oder angenähert}$$

$$D = (p+q)\frac{l_1}{4}.$$

Ferner gilt für D:

$$D = abs;\ \text{oder wenn}\ b = \varepsilon a$$

$$D = \varepsilon a^2 s,\ \text{daher}\ a = \sqrt{\frac{D}{\varepsilon s}}\ \text{oder}$$

$$a = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{\varepsilon s}(p+q)\,l_1}.$$

Für die Stützweite hat man sonach:

$$l = l_1 + 2c + a$$

$$1 \ldots\ l = l_1 + 2c + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{\varepsilon s}(p+q)\,l_1}.$$

Wenn der Auflagerquader aus Granit oder aus sehr festem Sandstein besteht, kann man $s = 200\,000$ kg für das Quadratmeter annehmen; setzt man ferner noch $\varepsilon = \frac{2}{3}$, so ergiebt sich

$$a = 0{,}0014\sqrt{(p+q)\,l_1}\ \text{und}$$

$$2 \ldots\ l = l_1 + 2c + 0{,}0014\sqrt{(p+q)\,l_1}.$$

Die Werte von p und q sind hauptsächlich abhängig von der Art und Gröfse des sich auf der Brücke bewegenden Verkehres und von der Stützweite der letzteren. Für das Eigengewicht einer Eisenbahnbrücke hat man z. B. im Mittel:

$$p = 800 + 30\,l_1 \text{ in Kilogrammen für das Meter und Gleis.}$$

Ferner ergiebt sich an den Auflagern des Hauptträgers für die Belastungsgleichwerte der fremden Last:

$l_1 =$	2	5	10	20	30	40	50	80	Meter
$q =$	17200	11000	7400	6000	5400	5200	5000	4400	kg für das Meter und Gleis.

Beispiel. Wie grofs ist die Stützweite einer zweigleisigen Brücke von 50 m lichter Weite zu machen?

Hier hat man: $l_1 = 50$ m; $p = 2\,(800 + 30\,l_1) = 4600$ kg pro Meter; $q = 2 \cdot 5000 = 10\,000$ kg pro Meter. Nimmt man nun $c = 0{,}15$ m, so folgt nach Gleichung 2 für die Stützweite

$$l = 50 + 2 \cdot 0{,}15 + 0{,}0014\sqrt{(4600 + 10\,000)\,50}$$

$$l = 51{,}5\,\text{m}.$$

§. 4.

Anzahl der Hauptträger.

I. Eisenbahnbrücken.

Wenn die Brücke eingleisig ist, giebt man ihr im allgemeinen zwei Hauptträger; nur bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe und kleinerer Stützweite wendet man vier Hauptträger an, von denen je zwei, sogenannte Zwillingsträger, einen Schienenstrang zwischen sich nehmen.

Bei zweigleisiger Bahn hat man die Wahl zwischen zwei, drei und vier Hauptträgern.

Zwei Hauptträger ordnet man gewöhnlich bei beschränkter Konstruktionshöhe an; jedoch findet sich diese Trägerzahl auch bei unbeschränkter Konstruktionshöhe, z. B. bei Viadukten mit eisernen Pfeilern, um letztere ohne eine mittlere Säulenreihe bauen zu können.

Das Eisengewicht des zweigleisigen Überbaues mit unten liegender Fahrbahn stellt sich bei gröfseren Spannweiten im allgemeinen geringer als dasjenige zweier eingleisiger Überbaue derselben Weite; bei kleineren dagegen etwa ebenso grofs, bezw. etwas höher. Es bedürfen nämlich die Hauptträger, Queraussteifungen und Horizontalverbände bei ersterer Anordnung weniger Material, indem die Zusätze für Nietschwächung, Zerknickungsgefahr der gedrückten Stäbe, Verlaschung der Stöfse, sowie für Knotenbleche kleinere als bei zwei getrennten Überbauen sind. Andererseits wiegen die Querträger der letzteren weniger, indem die Hauptträger einen etwa nur halb so grofsen Abstand als bei dem zweigleisigen Überbau haben. Näheres giebt die graphische Darstellung (Taf. I, Fig. 10), von Gewichten ein- und zweigleisiger, bei der Aktiengesellschaft Harkort in Duisburg am Rhein ausgeführter Brücken. Auf derselben liegen die Kurven der Minimal- und Maximalgewichte der zweigleisigen Brücken, von 40 m Stützweite an, unter den zugehörigen eingleisigen; so liegt z. B. das Gewicht einer zweigleisigen Brücke von 86 m Stützweite pro Gleis zwischen 217 und 286 t, während das entsprechende Gewicht einer eingleisigen Brücke 293 bis 350 t beträgt.

Bedenkt man weiter, dafs die Kosten der Pfeiler bei zweigleisigem Überbau der geringeren Länge wegen (normal zur Längenachse der Brücke gemessen) kleinere sind, so erkennt man, dafs sich bei beschränkter Konstruktionshöhe eine Brücke mit zweigleisigem Überbau im allgemeinen billiger stellen wird als eine solche mit zwei eingleisigen Überbauen. Hiervon ausgenommen ist nur der Fall, in welchem die Legung des zweiten Gleises erst nach einer Reihe von Jahren, nachdem sich der Verkehr entsprechend gehoben, zu erwarten ist. Man wird alsdann den Unterbau der Brücke gleich für beide Gleise, den Überbau aber zunächst nur für ein Gleis herstellen, indem man hierdurch die Zinsen für die Mehrkosten der zweigleisigen Anlage während jener Jahre spart und bei Ausführung des zweiten Überbaues die Fortschritte ausnutzen kann, welche eventuell der Brückenbau in der Zwischenzeit gemacht hat.

Drei Hauptträger empfehlen sich nicht für einen zweigleisigen Überbau, indem der mittlere doppelt so stark gebaut werden mufs, als jeder der beiden seitlichen. Ist nun blofs das eine Gleis mit fremder Last bedeckt, so biegt sich der mittlere Hauptträger in anderer Weise durch als die beiden äufseren und wird hierdurch zu Verwindungen in den Anschlufsstellen der Querträger und sonstigen Querverbindungen Veranlassung gegeben.

Was endlich die Anordnung von vier Hauptträgern bei zweigleisiger Bahn anlangt, so wählt man dieselbe gewöhnlich bei oben liegender Bahn und stellt entweder zwei getrennt nebeneinander liegende Überbaue her, oder setzt dieselben zur Vermehrung der Quersteifigkeit durch Diagonalkreuze miteinander in Verbindung.

II. Strafsenbrücken.

Bei oben liegender Fahrbahn und kleineren Stützweiten der Hauptträger bestimmt man die erforderliche Anzahl der letzteren meistens nach der zulässigen freitragenden Weite des Brückenbelages und kommt dem entsprechend auf Abstände der Hauptträger von 1 bis 2 m.

Will man genauer verfahren, so hat man diejenige Entfernung der Hauptträger zu ermitteln, für welche der Kostenaufwand der Hauptträger, des Zwischensystemes und des Brückenbelages ein Minimum wird. Diese Rechnung führt bei Strafsenbrücken gröfserer Spannweite dazu, die Anzahl der Hauptträger zu beschränken und zur Unterstützung des Belages ein besonderes Quer- und Längsträgersystem einzuschalten. Es ist dieses z. B. bei der Strafsenbrücke über den Rhein bei Mainz geschehen, deren Bogenträger bei rund 100 m Stützweite, im Abstande von 3,2 m, bezw. 3,98 m angeordnet sind, sowie bei der 4 m breiten Fufsgängerbrücke über die Oker an der Ottmerstrafse in Braunschweig, deren 24 m weit gespannte Dreigelenk-Bogenträger einen Abstand von 3,6 m haben.

Ist bei einer Strafsenbrücke die Konstruktionshöhe eine beschränkte, kommt also die Fahrbahn zwischen die Hauptträger zu liegen, so ordnet man gewöhnlich zu jeder Seite der Bahn einen Hauptträger an und kragt die Fufswege auf Konsolen aus.

Näheres hierüber wird in dem Kapitel über die Fahrbahn der Wegebrücken gegeben werden.

§. 5.

Querprofil der eisernen Brücken.

Die Breiten- und Höhendimensionen des Querprofiles der eisernen Brücken sind hauptsächlich von der Art und Gröfse des sich über dieselben bewegenden Verkehres, sowie von der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe abhängig.

I. Querprofil der Eisenbahnbrücken in der Geraden.

Sämtliche Teile der Brücke, welche an die Fahrbahn grenzen, sind so anzuordnen, dafs sie nicht in das sogenannte Normalprofil des lichten Bahnraumes ragen. Dasselbe hat nach den technischen Vereinbarungen deutscher Eisenbahn-Verwaltungen, für Hauptbahnen sowie für normalspurige Nebenbahnen die in Fig. 11, Taf. I, angegebene Form. An Stelle der beiden untersten Stufen wird für Neubauten die Abgrenzung nach der schräg gezogenen Linie empfohlen.

Für Nebenbahnen von 1,00 m, bezw. 0,75 m Spurweite gelten die Normalprofile (Taf. I, Fig. 12, bezw. 13).

Hiernach ergiebt sich als kleinstes zulässiges Maſs für den lichten Abstand der Geländer einer eingleisigen Brücke mit oben liegender Fahrbahn:

4,0 m bei normaler Spurweite,
2,9 „ „ 1 m Spurweite,
2,1 „ „ 0,75 m Spurweite.

In Rücksicht auf unvermeidliche Fehler in der Ausführung des Überbaues sowie auf Ungenauigkeiten in der Lage des Gleises empfiehlt es sich, diesen Maſsen noch 0,1 bis 0,2 m hinzuzusetzen. Derselbe Zusatz zu den Breitendimensionen empfiehlt sich auch für alle anderen an das Normalprofil grenzenden Teile der Fahrbahn und der Hauptträger.

Erhebt sich ein Träger mit seiner oberen Gurtung nur bis zu den unteren Absätzen, bezw. der unteren Schräge des genannten Profiles, so erscheint es rätlich, mit der Oberkante der Gurtung etwa 5 cm unter dem betreffenden Absatze zu bleiben.

Was die Höhe des Querprofiles anlangt, von welcher an dasselbe durch eine obere Querverbindung geschlossen werden kann, so sind dazu über Schienenoberkante mindestens erforderlich:

4,80 m bei normaler Spurweite,
3,75 „ „ 1 m Spurweite,
3,10 „ „ 0,75 m Spurweite.

Soll es möglich sein, daſs ein Mann an der Trägerwand, bezw. dem Geländer, stehend Platz neben einem vorbeifahrenden Zuge findet, so hat man der Breite des Normalprofiles zu beiden Seiten der Bahnachse 0,3 m hinzuzufügen, so daſs z. B. eine Brücke, welche zufolge dem Normalprofile 4 m Breite zwischen den Hauptträgern erfordert, auf 4,6 m zu erbreitern wäre. Gewöhnlich ist indessen eine derartige Verbreiterung nicht vorgenommen. Man hat entweder besondere Fuſswege an den Hauptträgern ausgekragt, oder einzelne Austritte angelegt. Bei Trägern, deren Gitterwand einem Manne Platz zum Stehen bietet, hat man auch darauf gerechnet, daſs der Bahnwärter beim Herannahen des Zuges in den Träger treten kann.

Querprofil der zweigleisigen Brücken.

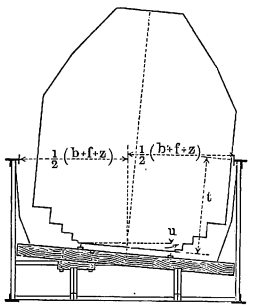
Auf freier Strecke einer zweigleisigen Eisenbahn dürfen die Gleise nicht weniger als 3,5 m von Mitte zu Mitte entfernt sein, jedoch wird für Neubauten ein Abstand von wenigstens 4,0 m empfohlen, damit die Normalprofile des lichten Bahnraumes beider Gleise nebeneinander Platz finden.

Daſselbe gilt auch für zweigleisige Brücken. Als geringste lichte Entfernung der Hauptträger ergiebt sich hier demnach, wenn dieselben mehr als 0,76 m über Schienenoberkante hoch sind, das Maſs von $4 + 2 \cdot 2 = 8$ m (für Neubauten). Hierzu sind noch aus den früher angegebenen Gründen 0,1 bis 0,2 m zu setzen.

II. Querprofil der Eisenbahnbrücken in der Kurve.

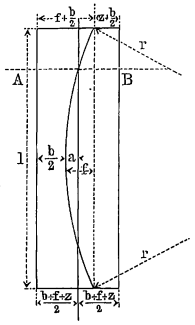
Gewöhnlich werden die Eisenbahnbrücken in der Kurve in der Weise angeordnet, dafs die Hauptträger und das Geländer jeder Öffnung parallel zu der entsprechenden Bogensehne liegen. Den Breiten des Normalprofiles des lichten Bahnraumes ist daher an der inneren Seite der Kurve eine bestimmte Länge zuzusetzen, welche der Pfeilhöhe des Bogens und der schrägen Stellung der Wagen infolge der Überhöhung des Gleises entspricht.

Fig. 14.



Schnitt nach AB

Fig. 14a.



Bezeichnet Fig. 14 und 14a:

l die Stützweite des Überbaues, in Metern;

r den Kurvenhalbmesser, in Metern;

f die Pfeilhöhe des der Stützweite l entsprechenden Bogens, in Metern;

s den Abstand von Mitte zu Mitte der beiden Fahrschienen, in Metern;

u die Überhöhung des Gleises, in Metern;

t den Abstand der am weitesten gegen das Normalprofil vortretenden Trägerkante von der Lauffläche des Gleises, gemessen normal zu letzterer, in Metern;

z den Zusatz zur Breite des Querprofiles infolge der Schrägstellung der Wagen, in Metern;

b die bei geradliniger Bahnlinie erforderliche Breite des Querprofiles, in Metern;

so ergiebt sich für die fragliche Pfeilhöhe angenähert:

$$f = \frac{1}{8}\frac{l^2}{r}.$$

Der Zusatz z wegen Schrägstellung der Wagen hängt von der Höhe t und der Form des Normalprofiles des lichten Bahnraumes ab. Liegt z. B. bei einer Hauptbahn die Höhe t zwischen 0,76 und 3,05 m, so gilt für die Erbreiterung:

$$z = \frac{u}{s} \cdot t \text{ angenähert.}$$

Ist dagegen $t \geqq 3{,}05$ m, so folgt

$$z = 3{,}05 \cdot \frac{u}{s}.$$

Ebenso hat man für eine Nebenbahn von

1,00 m Spurweite, wenn $t \geqq 2{,}9$ m . . . $z = 2{,}9 \cdot \frac{u}{s}$,

„ „ „ „ $t \geqq \frac{0{,}2}{2{,}9}$ m . . . $z = t \cdot \frac{u}{s}$,

0,75 m Spurweite, wenn $t \geqq 2{,}5$ m . . . $z = 2{,}5 \cdot \frac{u}{s}$,

„ „ „ „ $t < 2{,}5$ m . . . $z = t \cdot \frac{u}{s}$.

Wenn der Hauptträger mit seinem Obergurte unter einen der Absätze des Normalprofiles tritt, so ist zu beachten, dafs letztere infolge der schrägen Stellung des Normalprofiles in der Kurve, an der inneren Seite tiefer als an der äufseren liegen. Es kann daher der Fall eintreten, dafs man in der Kurve den inneren Hauptträger um die Breite eines Absatzes verschieben mufs, während man in der Geraden ohne dieselbe hätte auskommen können.

Unter Berücksichtigung der Grenzen für die Trägerhöhe t ergiebt sich daher für die Breite des Querprofiles eines Überbaues in der Kurve:

$$3 \ldots\ldots b_1 = b + \frac{1}{8}\frac{l^2}{r} + \frac{u}{s}t.$$

Der Scheitel der Kurve hat von der Längenachse des Überbaues den Abstand

$$4 \ldots\ldots a = \frac{1}{2}(f + z) = \frac{1}{16}\frac{l^2}{r} + \frac{u}{2s}t.$$

Bei der im vorstehenden erörterten Anordnung des Gleises werden im allgemeinen die gröfsten Biegungsmomente der beiden Hauptträger des Überbaues einander nicht gleich sein, indem sich die Last des Eisenbahnzuges ungleich über dieselben verteilt. Letzterer Umstand ist in der auftretenden Zentrifugalkraft und der Abweichung der gekrümmten Mittellinie des Gleises von der geraden Längsachse des Überbaues begründet. Sollen nun jene gröfsten Biegungsmomente einander gleich sein, um den Hauptträgern denselben Querschnitt geben zu können, so mufs jeder derselben einen ganz bestimmten Abstand von dem Scheitel der Kurve haben. Die betreffende Rechnung wird in dem Kapitel über die konstruktive Anordnung der Eisenbahnbrücken in der Kurve gegeben werden.

III. Querprofil der Straßenbrücken.

Die Anordnung des Querprofiles der Straßenbrücken ist verschieden, je nachdem die Brücke dem Fufsgänger- und Wagenverkehre, oder nur dem Fufsgängerverkehre dient. Im ersteren Falle werden die Fufswege zweckmäfsig erhöht gegen die Fahrbahn angelegt, um dieselben gegen die Bahn sicher abzugrenzen und leichter schmutzfrei halten zu können.

Bei untergeordneten Brücken ist oft nur eine Bahn vorhanden, welche gleichzeitig den Personen- und Wagenverkehr aufnimmt.

Die Breitenverhältnisse der Fahrbahn und Fufswege richten sich nach der Gröfse des Verkehres, sowie nach der Art der Fuhrwerke, welche die Brücke passieren. In nachfolgender Tabelle sind einige Angaben über die gröfsten Breiten und Höhen verschiedener Fuhrwerke zusammengestellt.

Art des Fuhrwerkes	Gröfste Breite	Gröfste Höhe
	m	m
Gewöhnliches Landfuhrwerk	1,8—2,1	1,6—2,3
Heu- und Erntewagen	3,0—3,5	3,8—4,5
Droschken und Kutschen	1,7—1,8	2,0—2,2
Möbelwagen	2,1—2,3	3,1—3,5
Pferdebahnwagen	2,0—2,7	2,7—4,5
Sechssitziger Wagen der Deutschen Reichspost	1,86	2,60
Desgleichen mit Koffern auf dem Verdecke	—	3,60

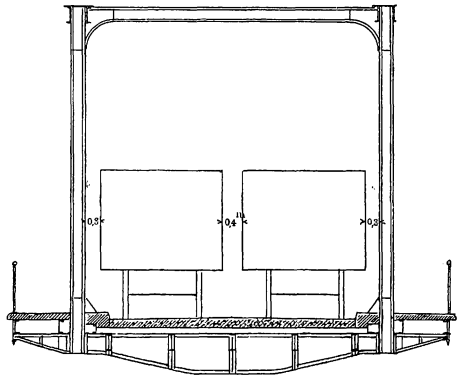
Die Spurweite der Fuhrwerke, abgesehen von den Pferdebahnwagen, beträgt im allgemeinen 1,5 m von Mitte zu Mitte der Radkränze gemessen.

Der vorstehenden Tabelle zufolge ergiebt sich für den lichten Abstand der Hauptträger einer Brücke mit unten liegender Fahrbahn und seitlich ausgekragten Fufswegen, wenn sich auf derselben zwei Fuhrwerke der angeführten Art in der Weise begegnen sollen, dafs zwischen denselben mindestens 0,4 m und an den äufseren Seiten je 0,3 m frei bleiben (Fig. 15):

Erntewagen	3,0 m	breit	7,0 m	lichter	Abstand	der	Hauptträger
Lastwagen	2,5 „	„	6,0 „	„	„	„	„
Möbelwagen	2,1 „	„	5,2 „	„	„	„	„
Gewöhnliches Landfuhrwerk	2,0 „	„	5,0 „	„	„	„	„

Um an Kosten zu sparen, ist man in einzelnen Fällen mit der Breite noch weiter heruntergegangen. So hat die Brücke über die Aare bei Bern, welche zur Zeit ihrer Erbauung nur den Verkehr einiger vereinzelter Häuser jenseits der Aare mit der Stadt zu vermitteln hatte, die geringe Breite von 4,43 m zwischen den Hauptträgern und 3,60 m zwischen den Bordschwellen erhalten und war dabei nicht einmal mit seitlich ausgekragten Fufswegen versehen.

Fig. 15.



Infolge der erleichterten Verbindung beider Ufer der Aare durch die Brücke entstand aber aus jenen Häusern nach und nach ein neues Stadtviertel, welches jetzt 3300 Einwohner zählt. Die Brückenbreite ist nunmehr vollständig ungenügend und wird schon seit langem untersucht, wie dem gegenwärtigen Zustande, sei es durch Anlage von Fufswegen aufsen an den Hauptträgern, sei es durch Erstellung einer zweiten Brücke neben der alten, abgeholfen werden könne.

Die Breite, auf welche die Befestigung der Fahrbahn mindestens vorgenommen werden mufs, berechnet sich unter den obigen Annahmen, wenn zwei Wagen einander ausweichen

sollen, deren Räder 10 cm breite Felgen haben, zu

$$d = 0{,}1 + 1{,}5 + 0{,}4 + a = 2{,}0\,\text{m} + a,$$

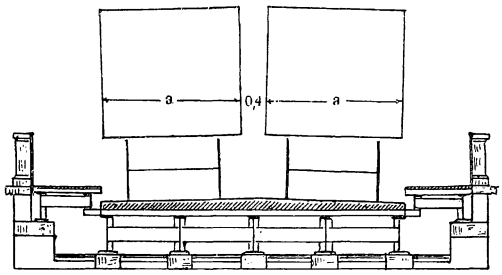
worin a die Wagenbreite in Metern bezeichnet.

Hiernach hat man, wenn sich Erntewagen von 3,0 m Breite auf der Brücke kreuzen sollen,

$$d = 2 + 3 = 5\,\text{m}.$$

Ordnet man die Fufswege innerhalb der Hauptträger an, oder liegt die Fahrbahn auf den Hauptträgern, so mufs die Fahrbahnbreite, damit zwei sich begegnende Wagen die Fufswege nicht einengen, mindestens betragen (Fig. 16):

Fig. 16.



$$b = 0{,}4\,\text{m} + 2\,a.$$

Für ganz untergeordnete Brücken, welche zeitweise nur von einem Fuhrwerke befahren werden sollen, genügt die Breite zwischen den Geländern, bezw. Hauptträgern

$$b = 0{,}6\,\text{m} + a.$$

Was noch die Höhe anlangt, welche das Profil im Lichten über Fahrbahnoberkante haben mufs, um die Anbringung einer oberen Querverbindung zu ermöglichen, so beträgt die gröfste Höhe der Wagen 4,5 m, und wird man daher die fragliche lichte Höhe in Rücksicht auf Ungenauigkeiten in der Ausführung der Brücke, sowie in bezug auf kleine Differenzen in der Ladungshöhe der Erntewagen mindestens zu 4,6 bis 5,0 m annehmen.

Die Fufswege der Brücken erhalten je nach der Bedeutung des überzuführenden Weges eine Breite von 1 bis etwa 2 m; Breiten über 2 m kommen nur ausnahmsweise bei sehr belebten Strafsen in grofsen Städten vor.

Fufsgängerbrücken.

Bei der Bestimmung der Breite dieser Brücken kommt aufser der Bewältigung des Verkehres noch die Stabilität des Überbaues gegen Umkanten durch Winddruck in Frage, indem der Abstand der Hauptträger im allgemeinen nur wenige Meter beträgt. Unter 1,5 m wird man mit der Breite der Fufsgängerbahn nur in ganz bestimmten Fällen gehen können, während andererseits etwa 4 m als obere Grenze für dieselbe anzusehen sein dürften.

IV. Querprofil der vereinigten Strafsen- und Eisenbahnbrücken.

Durch Anlage einer gemeinsamen Brücke für eine Strafse und Eisenbahn läfst sich im allgemeinen an Baukosten sparen. Vor allem kommen hierbei die Pfeiler in Betracht, indem diese bei zwei getrennten Brücken wesentlich länger ausfallen. Je nach der Höhenlage der beiden Verkehrswege zu einander sind hauptsächlich folgende Anordnungen möglich:

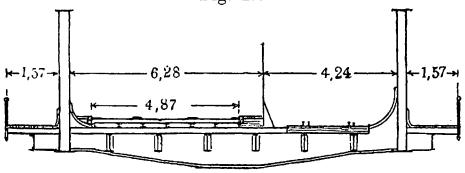
1) Die Strafse und Eisenbahn liegen in derselben oder annähernd gleicher Höhe.

In diesem Falle ordnet man bei unbeschränkter Konstruktionshöhe zwei getrennt nebeneinander stehende Überbaue auf demselben Unterbau an; bei beschränkter Konstruktionshöhe

wendet man dagegen, je nach den örtlichen Verhältnissen, entweder dieselbe Konstruktion an, oder man vereinigt beide Verkehrswege in demselben Überbau.

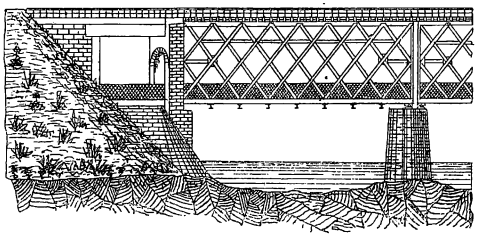
Letztere Anordnung ist z. B. bei der Weichselbrücke bei Thorn gewählt. Im Querprofile derselben (Fig. 17), sind verwandt: 4,24 m auf zwei verschlungene Eisenbahngleise;

Fig. 17.



Weichselbrücke bei Thorn (Flutbrücke).

Fig. 18.



Moselbrücke bei Bullay.

Fig. 18a.

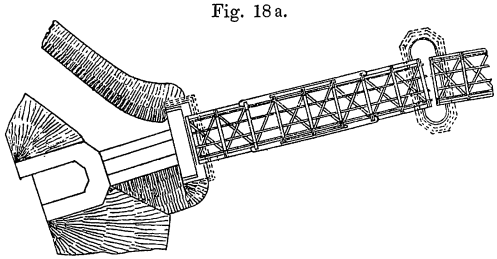
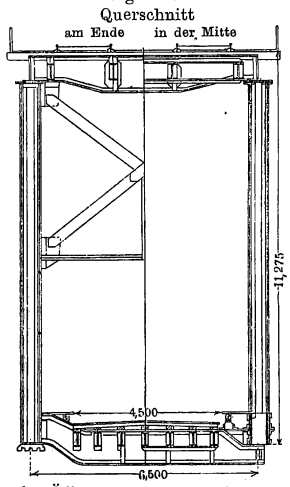
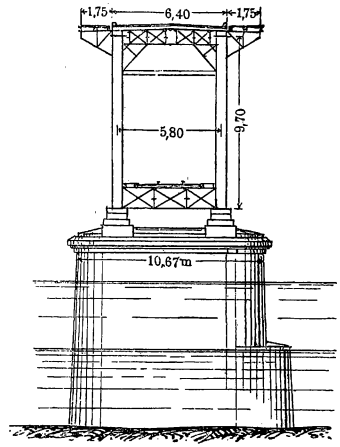


Fig. 18b.



Grofse Öffnung von 88,6 m Stützweite.

Fig. 19.



Dnieperbrücke bei Jekaterinoslow.

6,28 m auf die Fahrbahn der Straſsenfuhrwerke und 1,57 m auf jeden der beiden ausgekragten Fufswege.

2) Die Eisenhahn liegt über der Straſse (Fig. 18).

Die vorstehende Anordnung hat den Vorteil, dafs die Pfeilerkosten gegenüber denjenigen von zwei getrennten Brücken wesentlich geringere sind. Wir finden dieselbe z. B. ausgeführt bei der Moselbrücke bei Bullay (Fig. 18 bis 18b), sowie bei der Elbbrücke bei Aufsig.

3) Die Straſse liegt über der Eisenbahn.

Hinsichtlich der Pfeiler gilt das unter 2) Gesagte. Beide Anordnungen stellen sich

günstig in bezug auf den Materialaufwand für die Eisenkonstruktion und sind am einfachsten bei Anwendung von Parallelträgern zu den Hauptträgern auszuführen. Die Anordnung 3) ist gemacht z. B. bei der Dnieperbrücke zu Jekaterinoslaw (Fig. 19) und der Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis.

Litteratur zu Kapitel I.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band. Der Brückenbau. VII. Kapitel bearbeitet von J. E. Brik: Allgemeine Anordnung, Material und Konstruktionselemente der eisernen Brücken. Leipzig 1882.
Winkler: Die Querkonstruktionen der eisernen Brücken. Wien 1884.
Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. Erste Abteilung. Die eisernen Brücken. Aachen 1876.
M. Becker: Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange und mit besonderer Rücksicht auf die neuesten Konstruktionen. Stuttgart 1869.
v. Kaven: Vorträge über Eisenbahnbau am Polytechnikum zu Aachen. I. Disposition von Brücken und praktische Details.

Zweites Kapitel.

Material, Erhaltung und zulässige Beanspruchung der eisernen Brücken.

---

§. 6.

Wahl des Eisenmateriales.

Die tragenden Konstruktionsteile der eisernen Brücken, als: die Hauptträger, Querträger, Zwischenträger sowie alle auf Biegung beanspruchten Glieder stellt man zur Zeit im allgemeinen aus Schweifseisen her.

Gufseisen ist nur für untergeordnete, vorzugsweise gedrückte Teile, z. B. für Auflager und Gelenke, vorteilhaft zu verwenden, sowie auch für dekorative Zwecke; weniger ist dasselbe zu Säulen oder den Pfosten gegliederter Pfeiler von Eisenbahnbrücken geeignet, indem es seiner spröden Natur wegen Stöfse schlecht ertragen kann und leicht mit hohen inneren Spannungen behaftet ist.

Stark beanspruchte kleinere Teile, z. B. Bolzen, Keile, Stützplatten etc., hat man, um die Dimensionen zu reduzieren, vielfach aus Stahl hergestellt.

In neuerer Zeit sind auch ganze Brücken in Stahl ausgeführt, so z. B. die 1866 bei Trollhätta erbaute Götha-Elf-Brücke in Schweifsstahl. Weiter wurden in den Jahren 1866 bis 1878 verschiedene Drehbrücken auf den niederländischen Staatsbahnen ganz aus Flufsstahl konstruiert und ist dasselbe Material bei vielen nordamerikanischen Brücken verwandt, z. B. bei den Brücken über den Monongahela in Pittsburg und über den Missouri bei Glasgow;

auch wird die jetzt im Bau begriffene mächtige Brücke über den Firth of Forth bei Queensferry aus Flufsstahl gebaut. Letzteres Material und Flufseisen sind indessen bei dem zeitigen Stande der Fabrikation mit Vorsicht zu verwenden, indem sie gegen die Bearbeitung im kalten Zustande eine grofse Empfindlichkeit zeigen.

Wie die Erfahrung dargethan, entstehen beim Lochen der genannten Materialien leicht Kantenrisse und haben aus Flufsmetall hergestellte Schienen, sobald sie eingeklinkt oder gebohrt waren unter Einwirkung von Stöfsen oder von Schlagproben oft die widersprechendsten Resultate bezüglich der Festigkeit geliefert.

Eine Abnahme der Festigkeit des kalt bearbeiteten Flufsmetalles gegenüber dem unbearbeiteten bethätigten auch die Versuche, welche im Auftrage der holländischen Regierung auf dem vormals Harkort'schen Werke in Duisburg mit genieteten I-Trägern aus Schweifseisen, Flufseisen und Flufsstahl vorgenommen wurden. Die Versuchsträger wurden mit Hilfe der Harkort'schen Trägerprobiermaschine bis zum Bruche belastet und ergaben hierbei folgende Resultate:

Material des Trägers	Durchschnittliche Festigkeit der Versuchsstücke	Durchschnittliche Kontraktion der Versuchsstücke	Durchschnittliche Dehnung der Versuchsstücke	Wirkliche Tragfähigkeit, ausgedrückt in Bruchteilen der theoretischen
	kg per qmm	Proz.	Proz.	
Flufsstahl	84	32	14	0,81
	66	39	16	0,63
Flufseisen	46	46	22	0,82
Schweifseisen	39	26	20	0,96

In Fig. 20 auf Taf. II ist das spezielle Verhalten einiger der Versuchsträger während der Probebelastung graphisch dargestellt und sind dieser Darstellung Angaben über die chemische Zusammensetzung sowie die Festigkeit der verwandten Materialien beigegeben.

Der Tabelle zufolge haben die Träger aus Schweifseisen, wenn man beim Vergleiche das Produkt aus dem Festigkeitskoeffizienten des Versuchstückes und der wirklichen Tragkraft des aus demselben Material gefertigten Trägers zu Grunde legt, nahezu dasfelbe geleistet, wie die aus dem festeren und zäheren Flufsmetall. Es ergiebt sich:

Schweifseisen . . 0,96 . 39 = 37,4
Flufseisen. . . . 0,82 . 46 = 37,7
Flufsstahl. . . . $\begin{cases} 0{,}63 \cdot 66 = 41{,}6 \\ 0{,}81 \cdot 84 = 68{,}0 \end{cases}$

Noch ungünstiger stellten sich die Resultate, welche die Dortmunder Union bei Prüfung der stählernen Längs- und Querträger der Rheinbrücke bei Arnheim und der Waalbrücke bei Nymwegen erzielte. Obgleich das Material in bezug auf Festigkeit und Zähigkeit von vorzüglicher Qualität war, so blieb die Tragfähigkeit der daraus hergestellten genieteten Träger weit hinter den Festigkeitskoeffizienten der Materialproben zurück. Die Bleche und Winkel der Träger aus Flufsmetall rissen oft in so willkürlicher Weise und an verschiedenen Stellen, dafs keinerlei Schlüsse aus der Bruchform abgeleitet werden konnten; dagegen waren die schweifseisernen Träger entweder nur stark deformiert oder zum Teil eingerissen. Das

Endresultat der Prüfung war denn auch die Zurückweisung fast aller Stahlträger und Ersatz derselben durch solche aus Schweifseisen.

Als ein weiterer Nachteil des Flufsmetalles gegenüber dem Schweifseisen ist die schwere Schweifsbarkeit (bezw. Nichtschweifsbarkeit) desfelben anzuführen.

Neuerdings in Nordamerika mit Bessemerstahl angestellte Proben sind wenig befriedigend ausgefallen, und sah man sich meistens veranlafst, selbst wenn ursprünglich seitens des Fabrikanten die Verwendung von diesem Metall in Aussicht genommen war, zum Martinstahl überzugehen. Es war nicht möglich, den Bessemerstahl mit Sicherheit genügend gleichmäfsig herzustellen. Aber auch der Martinstahl erfüllte oft die vorgeschriebenen Bedingungen nicht, so dafs, wie Krohn in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1885, S. 382 berichtet, in einem Falle von 230 Füllungen, welche zum Teil in festen Martinöfen, zum Teil in Pernotöfen von der Spang Steel and Iron Co., Pittsburg, Pa. gemacht wurden, 116 verworfen werden mufsten.

Endlich soll hier noch darauf hingewiesen werden, dafs der zu dem Überbau der Forth-Brücke verwandte Siemens-Landore-Stahl nicht ganz den gehegten Erwartungen entsprochen hat. Bleche aus diesem Metall zersprangen bei dem Versuche, sie kalt zu biegen, wie Gufseisen; jedoch ergaben Bruchstücke derselben, nachdem sie ausgeglüht waren, die normalen Festigkeiten und Längenänderungen.

Aus dem Gesagten dürfte hervorgehen, dafs man alle Ursache hat, bei der Verwendung von Flufsmetall die gröfste Vorsicht walten zu lassen und dafs man nur dann eine Garantie für die Sicherheit des daraus errichteten Bauwerkes leisten kann, wenn man jeder Füllung des Bessemerkonverters oder Martinofens eine Materialprobe entnimmt und diese einer strengen Prüfung in bezug auf Festigkeit und Zähigkeit unterwirft. Nur wenn die Materialproben die vorgeschriebenen Bedingungen erfüllen, darf man die betreffenden Füllungen für die weitere Verwendung zulassen.

§. 7.

Qualität des Eisens.

Für die Qualität des im Brückenbau zu verwendenden Eisens sind in erster Linie Zerreifsungs- und Dehnungsproben mafsgebend. Aufserdem kommen die chemische Zusammensetzung und die Struktur desfelben in Betracht.

Fremde Beimengungen, wie Schwefel und Phosphor, spielen in ersterer Beziehung eine grofse Rolle, indem ein Gehalt an Schwefel von 0,01 Proz. und darüber das Eisen warmbrüchig und ein solcher an Phosphor von 0,5 Proz. und darüber dasfelbe kaltbrüchig macht.

Im Querbruche mufs das Eisen von gleichmäfsigem Korne und frei von unganzen Stellen oder eingeschlossenen Schlackenteilen sein.

Walzeisen mufs eine glatte Oberfläche zeigen und darf keine fehlerhafte Stellen, wie Kantenrisse, offene Schweifsnähte, Beulen etc., haben.

Was die an die Festigkeit, Dehnbarkeit und Zähigkeit des Eisenmateriales für Brückenbau zu stellenden Anforderungen anlangt, so giebt es darüber bei uns keine allgemein gültigen Vorschriften; jedoch hat neuerdings der Verband der deutschen Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher

Eisenhüttenleute „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau“ aufgestellt, von welchen zu hoffen steht, dafs sie bei Behörden und Privaten bald die weiteste Verbreitung finden werden. Als geringste Werte für die Zugfestigkeit und die derselben entsprechende Dehnung, sowie für die Zähigkeit kann man, diesen Bedingungen zufolge, für Schweifs- und Gufseisen (Angaben über Flufsmetall fehlen noch) die folgenden annehmen:

1. Schweifseisen.

a) Niete und solche Schrauben, welche auf Abscheren beansprucht werden:

Zugfestigkeit 3800 kg pro qcm,
Dehnung . . 18 Proz.

b) Flacheisen, Winkeleisen, Façoneisen und solche Bleche, welche vorwiegend in einer Richtung beansprucht werden, bei 1,0 cm Dicke und darunter:

Zugfestigkeit 3600 kg pro qcm,
Dehnung . . 12 Proz.;

bei 1,0 bis 1,5 cm Dicke 3500 kg pro qcm
„ 1,5 „ 2,5 „ „ 3400 „ „ „
Dehnung in beiden Fällen 12 Proz.

c) Bleche mit ausgesprochener Längsrichtung, welche vorwiegend Biegungsspannungen aufzunehmen haben, z. B. die Wand von Blechträgern:

Zugfestigkeit in der Längsrichtung 3500 kg pro qcm,
Dehnung . . . . . 10 Proz.;
Zugfestigkeit in der Querrichtung 2800 kg pro qcm,
Dehnung . . . . . 3 Proz.

d) Bleche ohne ausgesprochene Längsrichtung, welche vorwiegend durch Spannungen in verschiedenen Richtungen beansprucht werden, z. B. Knotenbleche, Anschlufsplatten etc.:

Zugfestigkeit in der Längsrichtung 3500 kg pro qcm,
Dehnung . . . . . 10 Proz.;
Zugfestigkeit in der Querrichtung 3200 kg pro qcm,
Dehnung . . . . . 4 Proz.

Um zu ersehen, ob das Eisen die erforderliche Zähigkeit habe (d. i. weder kalt noch warmbrüchig sei), wird dasfelbe im kalten und warmen Zustande gebogen, gehämmert, gespalten und durchlocht. Hierbei dürfen weder Kantenrisse, noch Trennungen im Gefüge entstehen.

Die Biegeproben werden in der Weise angestellt, dafs von dem zu untersuchenden Bleche, Winkel- oder Façoneisen etc. ein Längsstreifen von 3,0 bis 5,0 cm Breite abgetrennt und im kalten wie im dunkelkirschroten Zustande um eine Kante von 1,3 cm Radius in nachfolgende Winkel α gebogen werden:

Kalt gebogen bei

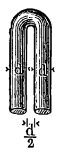
Eisenstärken von 8,0 bis 1,1 cm . . . $\alpha = 50^0$,
„ „ 1,2 „ 1,5 „ . . . $\alpha = 35^0$,
„ „ 1,6 „ 2,0 „ . . . $\alpha = 25^0$,
„ „ 2,1 „ 2,5 „ . . . $\alpha = 15^0$.

Dunkelkirschrot gebogen bei

Eisenstärken bis 2,5 cm . . . $\alpha = 120^0$,
„ über 2,5 „ . . . $\alpha = 90^0$.

Im rotwarmen Zustande mufs ein auf kaltem Wege abgetrennter Streifen eines Flacheisens, Winkeleisens oder Bleches mit der parallel zur Faser geführten, unten nach einem Halbmesser von 1,5 cm abgerundeten Hammerfinne bis auf das $1^1/_2$ fache seiner Breite ausgearbeitet werden können, ohne Spuren von Trennung im Eisen zu zeigen.

Fig. 21.



Nieteisen soll kalt gebogen und mit dem Hammer zusammengeschlagen eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich dem halben Durchmesser des Rundeisens bilden können, ohne dafs sich Risse an der Biegungsstelle bilden (Fig. 21).

Ein Stück Nieteisen von einer Länge gleich dem doppelten Durchmesser mufs sich im rotwarmen Zustande bis auf ein Drittel dieser Länge stauchen lassen, ohne am Rande Risse zu zeigen.

2. Flufseisen.

Zugfestigkeit 3800 kg pro qcm,
Dehnung . . 25 Proz.

3. Flufsstahl.

Zugfestigkeit 5000 kg pro qcm,
Dehnung . . 15 Proz.

In Nordamerika hat man für Flufsstahl zu Brücken vielfach nachfolgende Bedingungen aufgestellt:

Stahl für gedrückte Konstruktionsteile, z. B. Bolzen und Walzen, soll nicht weniger als 0,24 Proz. Kohlenstoff und höchstens 0,1 Proz. Phosphor enthalten. Ein Probestab von 2 cm Durchmesser soll um einen Cylinder gleichen Durchmessers bis zu 180° kalt gebogen werden können, ohne Spuren von Rissen zu zeigen.

Die Bruchfestigkeit des Materiales soll zwischen 5600 und 6300 kg pro qcm und die Elastizitätsgrenze zwischen 3500 und 4200 kg pro qcm liegen.

Bei einer Länge des Probestabes von 20 cm mufs die Dehnung mindestens 15 Proz. und die Querkontraktion mindestens 25 Proz. betragen.

In gezogenen Konstruktionssteilen und in Nieten darf der Stahl nicht mehr als 0,25 Proz. Kohlenstoff und 0,1 Proz. Phosphor aufweisen. Ein Probestab von 2 cm Durchmesser soll um einen Cylinder von gleichem Durchmesser bis auf 180° und wieder zurück, bezw. bis auf 360° kalt gebogen werden können, ohne Spuren eines Risses zu zeigen.

Die Zugfestigkeit soll zwischen 4900 und 5600 kg und die Elastizitätsgrenze zwischen 2800 und 3500 kg liegen. Bei einem Probestabe von 20 cm Länge mufs die Dehnung mindestens 18 Proz. und die Querkontraktion mindestens 40 Proz. betragen.

Das Stahlmaterial für die Brücke über den Firth of Forth bei Queensferry mufs folgende Bedingungen erfüllen:

Zugfestigkeit . . . 4720 bis 5200 kg pro qcm,
Dehnung . . . . 20 Proz.
Druckfestigkeit . . 5340 bis 5800 kg pro qcm,
Dehnung . . . . 17 Proz.

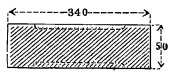
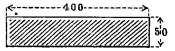
Für Niete: Stahl von 4250 kg pro qcm Zugfestigkeit, 3460 bis 3780 kg pro qcm Scherfestigkeit und 30 Proz. Dehnung.

Der Gufsstahl für die Ankerplatten etc. soll eine Zugfestigkeit von 4720 kg pro qcm, und 8 bis 10 Proz. Dehnung haben.

Neuerdings in Nippes, der Hauptwerkstatt der königl. Eisenbahndirektion Köln (linksrheinisch), nach folgendem Arbeitsplane mit Flufs- und Schweifseisen angestellte Festigkeits- und Schweifsversuche, haben nach Mitteilung des Herrn Regierungsbauführer Grosse in Glasers Annalen 1887, S. 21 bis 23 die nachfolgenden Resultate ergeben:

Arbeitsplan

für die Untersuchung der Hörder Lokomotiv-Kesselbleche in Holzkohlenqualität aus Martinflufseisen hergestellt.

Post.					Bezeichnung der Stäbe
1*	3	Zerreifsstäbe im Zustande der angelieferten Blechtafel 			K_1 K_2 K_3
2	3	Zerreifsstäbe ausgeglüht und unter Asche erkalten gelassen	zur Untersuchung der Härtung	die Stäbe sind roh aus den Blechen zu arbeiten, und erst nach dem Glühen, welche Arbeit in Gegenwart des Leiters der Versuche auszuführen ist, sind die Stäbe für die Zerreifsmaschine herzurichten	A_1 A_2 A_3
3	3	Zerreifsstäbe blauwarm erhitzt und im Wasser abgekühlt			B_1 B_2 B_3
4	3	Zerreifsstäbe rotwarm erhitzt und im Wasser abgekühlt			R_1 R_2 R_3
5*	3	Stäbe 		zur Kaltbiegeprobe	KB_1 KB_2 KB_3
6*	3	Stäbe	desgl.	zur Biegeprobe im rotwarmen Zustande	RB_1 RB_2 RB_3
7*	3	Stäbe	desgl.	zur Biegeprobe im blauwarmen Zustande	BB_1 BB_2 BB_3
8*	3	Stäbe	desgl.	kalt gestreckt	KS_1 KS_2 KS_3
9*	3	Stäbe	desgl.	blauwarm gestreckt	BS_1 BS_2 BS_3
10*	3	Stäbe	desgl.	rotwarm gestreckt	RS_1 RS_2 RS_3

(und dann für Zerreifsversuche hergerichtet)

Die mit einem * versehenen Posten sind des Vergleiches halber auch für bisher benutztes Schweifseisen auszuführen und mit denselben Zeichen zu versehen unter Hinzufügung eines S unter der Bezeichnung, z. B. K_1, K_2 u. s. w. — Die Stäbe für die Biege- und Streckversuche sind an den Langkanten abzurunden 

Alle Versuche sind in Gegenwart des leitenden Beamten auszuführen.

1. Biegeversuche im kalten Zustande (Post. 1 und 5 des Arbeitsplanes).

Die im Zustande der angelieferten Blechtafeln um 180° gebogenen Stäbe aus Flufseisen liefsen sich unter dem Dampfhammer platt übereinander schlagen, ohne irgend einen Anbruch zu zeigen, während der eine Stab aus Schweifseisen (⊣) um eine Rundung von 20 mm Radius gebogen bei 40°, der andere (†) bei 90° Anbruch aufwies, trat bei dem dritten (⊣) vollständiger Bruch bei 60° ein.

Die Zerreifsversuche mit Stäben im Zustande der angelieferten Blechtafeln ergaben im Mittel:

	Festigkeit	Zusammenziehung	Dehnung
Flufseisen	38,1 kg	59,206 Proz.	28,33 Proz.
Schweifseisen † . . .	37,23 „	30,49 „	20,5 „
„ ⊣ . . .	35,26 „	14,67 „	11,6 „

2. Streckversuche im kalten Zustande (Post. 8 des Arbeitsplanes).

Die Streckversuche mittels einer Finne von 15 mm Radius unter dem Dampfhammer ausgeführt, fielen bei dem Flufseisen gut aus, Kantenrisse zeigten sich nicht, dagegen hielten zwei Stäbe aus Schweifseisen (⊣) dieselbe Bearbeitung nicht aus, bei beiden traten viele Kantenrisse und bei einem sogar grofser Queranbruch auf, nur der eine Stab (†) liefs sich gut strecken, ohne Rifsbildung zu zeigen, und konnte derselbe ebenso wie die erst erwähnten Stäbe aus Flufseisen zu Zerreifsversuchen herangezogen werden, und zwar ergeben die Versuche im Mittel:

	Festigkeit	Zusammenziehung	Dehnung
Flufseisen	60,06	35,46	2,66
Schweifseisen †	36,98	25,31	2,00

Es folgt, die Werte für den angelieferten Zustand gleich 100 gesetzt:

Flufseisen . .	57,63 Proz.	Zunahme	40,11 Proz.	Abnahme	90,61 Proz. Abnahme
Schweifseisen .	0,67 „	Abnahme	16,98 „	Abnahme	90,24 „ Abnahme

3. Biegeversuche im blauwarmen Zustande (Post. 6 des Arbeitsplanes).

Die Stäbe wurden im blauwarmen Zustande durch Hammerschläge um eine Rundung von 20 mm Radius bis zum Bruch gebogen, der für Flufseisen bei 50° bezw. bei 120° bezw. bei 140° eintrat, bei ersterem Stabe schon bei Gelbwärme; das eine Bruchstück dieses selben Stabes wurde weiter bis zur Blauwärme erhitzt und brach ohne bedeutende Biegung bei dem ersten Schlage kurz ab; bei einem der anderen Stäbe sprang gleichzeitig mit dem Bruch ein gröfseres Stück an der Bruchfläche aus. Die Bruchfläche dieses Stückes ist glatt glänzend, von muscheligem Gefüge und lebhaft blauer Farbe.

Beim Schweifseisen zeigte sich bei einem Stabe (†) bei 80° Anbruch, bei dem zweiten (ebenfalls Längsrichtung [†]) bei 155° Bruch und ebenso bei dem dritten Stabe (⊣), mit dem zwei Biegeversuche vorgenommen wurden, wobei bei 15° bezw. 45° Bruch eintrat; eines dieser

Bruchstücke wurde nochmals auf Blauwärme gebracht, und sprang gleich beim ersten Schlage fast ohne Biegung das eine Ende kurz ab. Die Bruchfläche erscheint feinblätterig, braunviolett bezw. dunkelblau.

4. Streckversuche im blauwarmen Zustande (Post. 9 des Arbeitsplanes).

Bei den Streckversuchen im blauwarmen Zustande mittels einer Finne von 15 mm Radius unter dem Dampfhammer entstanden bei den Stäben aus Flufseisen an den Kanten hier und da kleine Risse; der eine Stab brach beim Geraderichten im erkalteten Zustande und zeigte hellen grobkörnigen Bruch. Die Stäbe wurden zu Zerreifsversuchen hergerichtet.

Bei dem Schweifseisen zeigte der eine Stab (⊣) viele Queranbrüche, der andere (†) viele gröfsere Kantenrisse; der dritte Stab (†) bewährte sich während der Bearbeitung gut, brach jedoch bei dem späteren Geraderichten und hatte grobkörniges Aussehen bei blätterigem Gefüge; ein solches Bruchstück wurde einer Zerreifsprobe unterworfen, und zeigten sich im Mittel folgende Ergebnisse:

	Festigkeit	Zusammenziehung	Dehnung
Flufseisen	66,81	32,86	2,6
das heifst: .	75,35 Proz. Zunahme	44,50 Proz. Abnahme	90,82 Proz. Abnahme
Schweifseisen †	22,72	6,31	1
das heifst: .	38,97 Proz. Abnahme	13,70 Proz. Abnahme	95,12 Proz. Abnahme

5. Biegeversuche im rotwarmen Zustande (Post. 7 des Arbeitsplanes).

Die Stäbe aus Flufseisen, um 180° gebogen und unter dem Dampfhammer platt geschlagen, zeigten an der Biegestelle keinerlei Beschädigung, während bei den Stäben aus Schweifseisen bei einer Biegung von 180° um einen Dorn von 26 mm Durchmesser schon Anbrüche entstanden; bei einem Stabe (†) öffneten sich die Schweifslagen.

6. Streckversuche im rotwarmen Zustande (Post. 10 des Arbeitsplanes).

Diese Versuche hielten beide Materialien vollständig aus, ohne Anbrüche oder Kantenrisse zu zeigen, und konnten daher die Stäbe ebenfalls zu Zerreifsversuchen herangezogen werden; die Versuche ergaben im Mittel:

	Festigkeit	Zusammenziehung	Dehnung
Flufseisen	52,2	48,07	11,6
das heifst: .	37,00 Proz. Zunahme	18,81 Proz. Abnahme	59,05 Proz. Abnahme
Schweifseisen † . . .	39,28	24,24	12,0
das heifst: .	5,50 Proz. Zunahme	20,49 Proz. Abnahme	41,46 Proz. Abnahme
Schweifseisen ⊣ . . .	38,65	15,82	6,75
das heifst: .	9,61 Proz. Zunahme	7,83 Proz. Zunahme	42,67 Proz. Abnahme

Zerreifsversuche
mit Kesselblechen aus Flufseisen vom Hörderverein. (Jahreslieferung 1886/87.)

Posten des Arbeitsplanes	Bezeichnung des Stabes	Elastizitätsgrenze kg pro qmm	Zugfestigkeit kg pro qmm	Zusammenziehung in Proz. der ursprünglichen Querschnitte	Dehnung in Proz.	Aussehen der Bruchfläche und Bemerkungen
1	K_1	22,25	39,03	59,25	25,5	Feinkörnig grau.
	K_2	21,94	39,87	53,04	25,5	Feinkörnig, einige kleine Längsrisse vom Bruch aus an der äufseren Schmalseite.
	K_3	23,00	35,40	65,33	34,0	Feinkörnig, äufsere Längsrisse und kleine Spalte in der Bruchfläche (Rohrwandblech).
		23,396	38,1	59,206	28,33	Im Mittel.
2	A_1	21,18	36,13	63,30	31,0	Feinkörnig grau.
	A_2	21,84	36,75	58,75	28,0	Feinkörnig grau.
	A_3	20,58	37,31	59,17	28,5	Feinkörnig grau (Rohrwandblech).
		21,20	36,73	60,406	29,16	Im Mittel.
3	B_1	22,80	39,14	58,40	26,0	Feinkörnig grau, äufserlich Längsrisse.
	B_2	20,78	36,60	62,40	27,0	Ebenso.
	B_3	21,15	39,90	53,90	27,0	Feinkörnig grau (Rohrwandblech).
		21,58	38,54	58,23	26,6	Im Mittel.
4	R_1	—	47,39	48,78	18,5	Feinkörnig grau.
	R_2	—	50,33	43,07	14,0	Ebenso, teilweise grobkörnig.
	R_3	32,46	46,19	51,68	27,5	Feinkörnig grau (Rohrwandblech).
		32,46	47,97	47,84	20,0	Im Mittel.
8	KS_1	—	58,57	36,11	3,5	Feinkörnig grau.
	KS_2	—	61,33	37,88	3,5	Ebenso.
	KS_3	—	60,30	32,38	1,0	Ebenso, aufserhalb der Körner gerissen.
		—	60,06	35,46	2,66	Im Mittel.
9	BS_1	—	57,72	40,67	—	Hinter dem Körner plötzliche Einschnürung und Bruch; feinkörnig grau, teilweise grobkörnig.
	BS_2	—	68,25	38,52	6,0	Feinkörnig grau, teilweise grobkörnig.
	BS_3	—	74,46	19,38	2,0	Grobkörnig, teilweise feinkörnig grau.
		—	66,81	32,86	2,6	Im Mittel.
10	RS_1	40,81	49,82	50,91	9,5	Feinkörnig grau, in der Bruchfläche kleine Risse.
	RS_2	40,98	59,17	47,13	11,5	Ebenso.
	RS_3	38,09	47,61	46,17	14,0	Ebenso.
		39,96	52,20	48,07	11,6	Im Mittel.

Schweifsversuche.

Posten des Arbeits-planes	Bezeich-nung des Stabes	Elastizi-täts-grenze kg pro qmm	Zug-festigkeit kg pro qmm	Zusammenzie-hung in Proz. der ursprünglichen Querschnitte	Deh-nung in Proz.	Aussehen der Bruchfläche und Bemerkungen
	SKB_1	25,52	42,11	53,72	23,5	In der feinkörnig grauen Bruchfläche öffnet sich die Schweifsfuge, äufserlich einige Kantenrisse.
	SKB_2	26,72	41,59	50,82	23,5	Schweifsfuge öffnet sich in der feinkörnig grauen Bruchfläche.
	SZF	20,21	43,00	62,61	23,5	Ebenso. (Bruchstücke zweier schon einmal zerrissener Stäbe übereinander geschweifst.)
		24,15	42,23	55,72	23,5	Im Mittel.

7. Schweifsversuche.

Von den Versuchsstücken aus Flufseisen, die der Kaltbiegeprobe unterworfen waren, wurden je zwei der Länge nach übereinander geschweifst, unter dem Dampfhammer gestreckt und zu Zerreifsversuchen hergerichtet; ebenso wurde mit den Bruchstücken eines zerrissenen Stabes verfahren. Die Schweifsung gelang vollständig, nur entstanden einige kleine Kantenbrüche, die sich nicht durch Hämmern schliefsen liefsen. Der in der Zerreifsmaschine zerrissene Stab liefs äufserlich die Schweifsfuge nicht erkennen, nur in der Bruchfläche wurde sie bemerkbar, während sie bei zwei entsprechenden Proben aus Schweifseisen deutlich auf der ganzen Länge des Zerreifsstabes zum Vorschein kam. Diese letzten Stäbe waren in ähnlicher Weise, wie oben beschrieben, aus Versuchsstücken hergerichtet, die einer Streckprobe unterworfen waren und zu Zerreifsversuchen infolge der Anbrüche nicht benutzt werden konnten.

Die Zerreifsversuche der zusammengeschweifsten Stäbe ergaben folgende Werte:

	Festigkeit	Zusammenziehung	Dehnung
Flufseisen i. Mit. . . .	42,23	55,72	23,5
das heifst: .	10,84 Proz. Zunahme	5,89 Proz. Abnahme	17,05 Proz. Abnahme
Schweifseisen + . . .	39,06	24,84	19
das heifst: .	10,77 Proz. Zunahme	69,32 Proz. Zunahme	64,65 Proz. Zunahme
Schweifseisen † . . .	38,38	47,03	25
das heifst: .	3,09 Proz. Zunahme	54,24 Proz. Zunahme	21,95 Proz. Zunahme

Aus dieser Zusammenstellung sämtlicher vorgenommenen Zerreifsversuche ist unter anderem folgendes ersichtlich:

a) Das Schweifseisen steht in allen Festigkeitseigenschaften hinter dem Flufseisen zurück mit Ausnahme der Elastizitätsgrenze, welche im angelieferten Zustande der Materialien beim Schweifseisen höher als beim Flufseisen liegt.

b) Das ausgeglühte und langsam erkalten gelassene Flufseisen zeigt geringere Festigkeit dagegen gröfsere Zusammenziehung und Dehnung wie das im Zustande der angelieferten Blechtafel. (Posten 2 des Arbeitsplanes.)

Für den Vergleich.

Zerreifsversuche

mit Kesselblechen aus Schweifseisen der „Gute Hoffnungs-Hütte“ bei Oberhausen.
(Jahreslieferung 1884/85.)

Posten des Arbeitsplanes	Bezeichnung des Stabes	Elastizitätsgrenze kg pro qmm	Zugfestigkeit kg pro qmm	Zusammenziehung in Proz. der ursprünglichen Querschnitte	Dehnung in Proz.	Aussehen der Bruchfläche und Bemerkungen
1	K_1 s †	27,42	37,90	38,50	20,0	Schweifsfuge äufserlich sichtbar; Bruch blätterig.
	K_2 s †	26,16	37,22	26,38	20,0	Ebenso.
	K_3 s †	25,75	36,62	26,61	21,5	Ebenso.
		26,443	37,23	30,49	20,50	Im Mittel.
	⊣ K_1 s	28,27	37,55	17,71	12,5	Bruchfläche blätterig, äufserlich einige Risse.
	⊣ K_2 s	24,63	34,32	14,44	11,5	Ebenso, äufserlich viele Kantenrisse.
	⊣ K_3 s	24,70	33,92	11,86	9,5	Ebenso, äufserlich viele Sprünge.
		25,866	35,26	14,67	11,16	Im Mittel.
8	KS_1 s					
	KS_2 s					
	KS_3 s †	—	36,98	25,31	2,0	Bruchfläche blätterig.
		—	36,98	25,31	2,0	Im Mittel †.
9	BS_1 s †		22,72	6,31	1,0	Bruchfläche halb grobkörnig, halb blätterig.
	BS_2 s					
	BS_3 s					
			22,72	6,31	1,0	Im Mittel †.
10	RS_1 s ⊣	30,83	37,92	14,58	6,0	Bruchfläche blätterig.
	RS_2 s ⊣	31,79	39,38	17,06	7,5	Ebenso.
		31,31	38,65	15,82	6,75	Im Mittel ⊣.
	RS_3 s †	32,73	39,28	24,24	12,0	Bruchfläche blätterig.
		32,73	39,28	24,24	12,0	Im Mittel †.

Schweifsversuche.

Posten des Arbeitsplanes	Bezeichnung des Stabes	Elastizitätsgrenze kg pro qmm	Zugfestigkeit kg pro qmm	Zusammenziehung in Proz. der ursprünglichen Querschnitte	Dehnung in Proz.	Aussehen der Bruchfläche und Bemerkungen
	SKS_1 S +	26,48	39,06	24,84	19,0	Schweifsfuge öffnet sich in der blätterigen Bruchfläche und bleibt äufserlich auf der ganzen Länge des Stabes sichtbar, aufserdem äufserlich viele kleine Sprünge.
	SKS_2 S †	26,34	38,38	47,03	25,0	

c) Das im Zustande der Blauwärme plötzlich abgekühlte Flufseisen nimmt an Festigkeit etwas zu und an Dehnung und Zusammenziehung ab. (Posten 3 des Arbeitsplanes.)

d) Das im rotwarmen Zustande plötzlich abgeschreckte Flufseisen nimmt zwar an Festigkeit bedeutend zu, aber auch ebenso an Dehnung und Zusammenziehung ab; das Material ist so hoch kohlenstoffhaltig, dafs es sich härten läfst, hat also dem Stahl nahetretende Eigenschaften.

Leider können die zu b), c) und d) entsprechenden Ergebnisse für Schweifseisen nicht angegeben werden, da die dahin zielenden Versuche unterblieben sind.

Wenn nun zwar aus den vorliegenden Versuchen hervorgeht, dafs das zu den Versuchen herangezogene Flufseisen mit seinen vielen Vorzügen weit eher zum Brücken- und Kesselbau geeignet erscheint, als das bisher benutzte Schweifseisen, so kann deshalb doch nicht mit Sicherheit angenommen werden, dafs eine Brücke oder ein Kessel aus diesem gleichförmigen Material sich ebenso lange im Betriebe erhält, wie solche aus Schweifseisen; es fehlen in dieser Hinsicht noch Erfahrungen.

Was jene Erscheinungen betrifft, die an Schiffskesseln und auch an Lokomotivkesseln beobachtet wurden, wenn, wie in jenen als bekannt vorausgesetzten Fällen[1]), Dampfkessel, die gar nicht einmal lange im Betriebe waren, im erkalteten Zustande teilweise oder gänzlich untauglich wurden, der Art, dafs ohne jede Veranlassung plötzlich in den Blechen Risse entstanden oder doch durch geringe Erschütterungen mittels Hammerschläge hervorgerufen werden konnten, so dürfte die Ursache dieser Erscheinungen auf die grofse Festigkeit zurückzuführen sein, die man für das gleichartige Material in der ersten Zeit seiner Herstellung in Anspruch nehmen zu können glaubte. Die Erfahrung lehrte bald, wie empfindlich sich Flufseisen bei schroffem Temperaturwechsel erwies, indem innere Spannungen zerstörend auftraten, sei es nun, dafs sie infolge fehlerhafter Verarbeitung der Bleche aus diesem eigentümlichen Material eine Veranlassung zum Bruch schon vorfanden, sei es, dafs sie durch ihre Intensität allein Deformation oder Trennung verursachten.

Man hat deshalb in neuester Zeit bei Verwendung von Flufseisen von den hohen Festigkeitseigenschaften abgesehen und verlangt in den Lieferungsbedingungen nahezu dieselben

[1]) Siehe „Stahl und Eisen“ 1885, Heft V, Seite 255; 1886, Heft IX, Seite 593.

Festigkeitseigenschaften, wie für bestes Schweifseisen in Holzkohlenqualität. Daher dürften bei der Weichheit dieses den Versuchen zu Grunde gelegten Flufseisens oben erwähnte Erscheinungen nicht zu befürchten sein.

4. Gufseisen.

Zugfestigkeit . . . 1200 kg pro qcm
Druckfestigkeit. . . 6000 „ „ „

Ein auf zwei Stützen von 1 m Abstand frei aufliegender quadratischer Stab von 3 cm Seite mufs eine allmählich bis auf 450 kg zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, ehe er bricht.

Die aus Gufseisen zu bildenden Teile müssen, sofern nicht Hartgufs oder andere Gattierungen ausdrücklich vorgeschrieben, aus grauem, weichem Eisen bestehen. — Es mufs möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinkelige Kante des Gufsstückes mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne dafs die Kante abspringt.

Qualitätskoeffizient.

Um das Eisen je nach seiner Festigkeit und Zähigkeit zu klassifizieren, hat man die Bildung sogenannter Qualitätskoeffizienten vorgeschlagen. Zu einer allgemein für letztere anerkannten Methode ist man indessen bisher noch nicht gelangt, indem bei den Fachtechnikern grofse Meinungsverschiedenheiten über wesentliche, hierbei in Frage kommende Punkte existieren.

Der Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen hat z. B. nach dem Vorschlage Wöhlers den folgenden Qualitätskoeffizienten angenommen: Zugfestigkeit in Kilogrammen für das Quadratmillimeter + Kontraktion des Bruchquerschnittes in Prozenten des ursprünglichen Querschnittes.

Speziell für Schienen aus Flufsstahl verlangt letzterer Verein als geringsten Qualitätskoeffizienten n:

$$n_{\text{mini}} = 85,$$

worin die Zugfestigkeit mindestens 50 kg pro qmm und die Kontraktion 20 Proz. betragen müssen. Wäre z. B. die Zugfestigkeit 62 kg pro qmm und die Kontraktion 25 Proz., so betrüge hiernach

$$n = 62 + 25 = 87.$$

Diese Art der Bildung des Qualitätskoeffizienten wird von anderer Seite (z. B. dem Vereine deutscher Eisenhüttentechniker) verworfen, indem man behauptet, dafs die Kontraktion des Bruchquerschnittes in hohem Grade durch eine stellenweise Weichheit des Materiales beeinflufst werde und der Zusammenhang zwischen Arbeitsfähigkeit des Materiales und Kontraktion nicht bekannt sei. Als Mafs für die Zähigkeit schlägt der genannte Verein vielmehr die Dehnung bis zum Bruche, bezw. Schlag und Biegeproben vor.

Professor Tetmajer in Zürich vertritt auf Grund vieler Versuche dieselbe Ansicht und weist darauf hin, dafs die Dehnung (angenähert) der Arbeitsfähigkeit proportional sei und vor der Kontraktion bei Façoneisen, Blechen etc. den Vorzug der leichteren Bestimmbarkeit besitze.

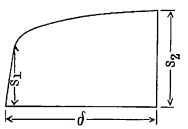
Als Qualitätskoeffizienten schlägt Tetmajer, ausgehend von der Arbeitsfähigkeit des Materiales, das Produkt vor: Zugfestigkeit in Tonnen für das Quadratzentimeter mal Dehnung beim Bruch in Prozenten der ursprünglichen Länge. Betrüge z. B. die Zugfestigkeit eines schweifseisernen Stabes 3500 kg pro qcm und die Dehnung beim Bruche 15 Proz. so wäre

$$n = 3{,}5 \,.\, 15 = 52{,}5.$$

Letztere Art der Bildung des Qualitätskoeffizienten dürfte der ersteren vorzuziehen sein, indem die Arbeitsfähigkeit des Materiales bei den meisten Eisenkonstruktionen eine Hauptrolle spielt.

Das Arbeitsvermögen des Materiales giebt übrigens an und für sich keinen Mafsstab für die Güte und Brauchbarkeit desfelben; denn wäre dieses zutreffend, so würde ein sehr weiches Material mit niedriger Bruchgrenze, aber grofser Fläche des Arbeitsdiagrammes, unter allen Umständen ein besseres Material als ein solches mit höherer Bruchgrenze und kleinerer Arbeitsfläche sein. Letztere erhält man, indem man die Dehnungen, welche ein Stab des Materiales bis zum Bruche erleidet, als Abszissen und die zugehörigen Spannungen als Ordinaten aufträgt. Berücksichtigt man nun, dass die Ausdehnung bis zur Elastizitätsgrenze klein ist gegenüber derjenigen bis zum Bruche, und nimmt die Arbeitsfläche von der Elastizitäts- bis zur Bruchgrenze als durch eine Parabel begrenzt an, so ergiebt sich für das Arbeitsvermögen eines Würfels von 1 cm Seite (das sogenannte spezifische Arbeitsvermögen des Materiales), wenn bezeichnet (Fig. 22):

Fig. 22.



A die Arbeitsfläche, in Quadratzentimetern;

s_1 die Spannung an der Elastizitätsgrenze, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_2 die Spannung an der Bruchgrenze, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

δ die Dehnung bis zum Bruche, in Zentimetern:

$$5 \ldots A = \frac{\delta}{3}(s_1 + 2\,s_2).$$

Für Schweifseisen von $s_1 = 1500$ kg pro qcm; $s_2 = 3500$; $\delta = 0{,}15$ cm hätte man:

$$A = \frac{15}{100.3}(1500 + 2.3500) = 425 \text{ qcm};$$

dagegen für Kupfer von $s_1 = 600$ kg per qcm; $s_2 = 2000$; $\delta = 0{,}36$ cm

$$A = \frac{36}{100.3}(600 + 2.2000) = 552 \text{ qcm}.$$

Hiernach wäre das Kupfer, wenn nur das Arbeitsvermögen in Frage käme, ein besseres Konstruktionsmaterial als das Schweifseisen. Es geht hieraus hervor, dafs man bei Beurteilung der Frage, welches Material in einem besonderen Falle das bessere ist, nicht allein von der Arbeitsfähigkeit ausgehen darf. Vielmehr mufs man, entsprechend dem Zwecke, welchem das Material dienen soll, als Vorbedingungen untere Grenzen für die Zugfestigkeit und Dehnung festsetzen. Bei dieser Beschränkung dürfte (abgesehen vom Preise) das Material vorzuziehen sein, welches das gröfste Arbeitsvermögen besitzt.

§. 8.

Erhaltung der eisernen Brücken.

Die Dauer des Eisens wird durch das Rosten stark beeinflufst. Letzteres beruht auf der grofsen chemischen Verwandtschaft des Eisens zum Sauerstoff und geht in der Weise vor sich, dafs sich das Eisen mit dem Sauerstoff der umgebenden, bezw. der im Wasser enthaltenen, Luft verbindet und an seiner Oberfläche eine Schicht von Eisenoxydul oder Eisenoxyd bildet. Diese Oxyde gehen sehr bald in kohlensaures Eisenoxydul, bezw. Eisenoxyd, über und bilden so den eigentlichen Rost.

Die entstandene Rostschicht frifst sich immer tiefer in das Eisen, indem sie an das darunter liegende metallische Eisen Sauerstoff abgiebt und denselben aus der Luft, bezw. dem Wasser, wieder ergänzt.

Wenn das Eisen starken Erschütterungen ausgesetzt ist, so hat es weniger vom Roste zu leiden. Befahrene Eisenbahnschienen rosten daher weniger als nicht befahrene. Ferner rostet das Eisen um so weniger, je mehr Kohlenstoff es enthält, weshalb die Rostbildung bei Gufseisen weniger schnell als bei Schweifseisen oder Stahl vor sich geht.

Zur Verhinderung des Rostens versieht man das Eisen, nachdem dasfelbe von Staub sowie von Rost und Glühspan gereinigt und hierdurch die metallisch reine Oberfläche blofsgelegt ist, mit möglichst luft- und wasserdichten Überzügen. Die Reinigung erfolgt entweder trocken mit Hilfe von Stahlbürsten, oder nafs durch Beizen mit verdünnter Salzsäure. Im letzteren Falle ist die nach dem Beizen etwa noch anhaftende Säure durch Eintauchen der Teile in Kalkwasser zu beseitigen. Hierauf werden dieselben mit kochendem Wasser abgespült und sodann mit heifsem Leinölfirnis, der dünnflüssig und schnell trocknend sein mufs, gestrichen. Bis letzterer genügend angetrocknet ist, sind die Eisenteile in bedeckten Räumen aufzustellen. Auch wenn die Reinigung auf trockenem Wege erfolgt, empfiehlt es sich, den Eisenteilen, gleich nachdem dieselbe erfolgt ist, einen Anstrich von heifsem Leinölfirnis zu geben.

Welche der beiden Reinigungsmethoden den Vorzug verdient, ist zur Zeit noch nicht entschieden, indessen dürfte die rein metallische Oberfläche des Eisens mit Hilfe des Beizens leichter zu erzielen sein, wenn nur bei der Entfernung der Säure mit Vorsicht verfahren wird.

Die Überzüge anlangend, welche man dem Eisen zum Schutze gegen den Rost giebt, so bestehen dieselben entweder aus Anstrichen von Ölfarbe, Leinölfirnis, Lackfirnis, Harzlösungen in Theerdestillations-Produkten, Theer etc., oder aus metallischen Überzügen von Zink und Zinn. Bei Brückenträgern ist das gewöhnliche Schutzmittel Ölfarbe und das Verfahren beim Anfbringen der Anstriche das folgende:

Die einzelnen Teile des Trägers werden, nachdem sie, wie vorhin angegeben, gereinigt und gefirnifst sind, gemäfs der Zeichnung bearbeitet und soweit als thunlich miteinander verbunden. Hierauf erhalten dieselben eine Grundierung aus Bleimennige und werden dann nach der Baustelle gesandt, woselbst sie eingebaut werden. Nach beendigter Aufstellung des Überbaues werden die Fugen desfelben sorgfältig mit Kitt aus Bleiweifs und Leinölfirnis verstrichen und erhalten die Köpfe der auf der Baustelle eingeschlagenen Niete sowie sämtliche

Stellen, welche etwa noch keinen Anstrich erhalten haben, oder an denen derselbe beschädigt ist, zunächst einen Anstrich aus heifsem Leinölfirnis und, nachdem dieser getrocknet, die Grundierung aus Bleimennige.

Es folgen nun noch zwei Ölfarbenanstriche, von denen der letzte, wenn es nicht Schönheitsrücksichten anders verlangen, zweckmäfsig in einem hellen Farbetone ausgeführt wird. Man erreicht hierdurch, dafs einerseits Rostflecke leicht zu erkennen sind, anderseits die Sonnenstrahlen nicht so sehr aufgesogen werden. Beobachtungen, welche man beim Bau der Rhonebrücke zu Tarascon über die Erwärmung des Gufseisens, je nach dem Farbentone des gewählten Ölfarbenanstriches, machte, ergaben bei 46° C. des nicht angestrichenen Eisens das folgende Resultat:

Farbeton	weifs	gelb	rost-farbig	rot	olivgrün	schwarz
Grad Celsius	39	45	49	52	53	55

In den Grundierungsanstrichen hat man die Bleimennige vielfach durch Mineralfarben ersetzt, deren Hauptbestandteil Eisenoxyd ist. Hierher gehören der sogen. Totenkopf, Berliner Braunrot, Eisenmennige, Königsrot etc. Von diesen Farben sind der sogen. Totenkopf und Berliner Braunrot zu Anstrichen auf Eisen ganz zu verwerfen, indem sie stets etwas freie Schwefelsäure enthalten; besser geeignet ist Eisenmennige, wenn sie nicht über 20 Proz. Thon enthält. Ein gröfserer Gehalt, namentlich an fettem Thone, macht die Eisenmennige völlig unbrauchbar, da die Farbe in hohem Grade wasseraufsaugend wird und eine weiche Beschaffenheit erhält.

Von den sonstigen Eisenoxyd führenden Mineralfarben sind Königsrot und das sogen. Kaiserrot vielfach mit gutem Erfolge zu Grundierungsanstrichen benutzt. Alle diese Farben vermögen aber die Bleimennige nicht zu ersetzen.

Nach Mulder ist die Wirkung der Bleimennige eine unmittelbare Folge des chemischen Verhaltens ihres Bleisuperoxydes und Bleioxydes zur Ölsäure des Leinöles. Das Bleioxyd der Mennige oxydiert in Berührung mit Leinöl die Ölsäure desselben; die oxydierte Leinölsäure aber geht mit dem in der Mennige teils ursprünglich vorhandenen, teils durch Sauerstoffabgabe aus dem Bleisuperoxyd gebildeten Bleioxyd eine sehr harte, äufserst widerstandsfähige Verbindung ein.

Der Anstrich der eisernen Brücken mufs sorgfältig unterhalten werden und bedarf etwa alle fünf Jahre der Erneuerung.

Bei der Britannia-Brücke hat man eine Arbeiterkolonne organisiert, welche bei ununterbrochener Thätigkeit in der erwähnten Zeit den aus Bleiweifs bestehenden Anstrich einmal erneuert und dann bei der zuerst in Angriff genommenen Stelle wieder beginnt.

Rein metallische Überzüge wendet man bei Brückenträgern nicht an; nur die Wellbleche nnd Buckelplatten der Fahrbahnen eiserner Wegebrücken hat man wohl verzinkt. Beim Verzinken des Eisens entsteht zwischen dem Eisen und der Zinkschicht ein galvanischer Strom und zwar wird das Eisen negativ und das Zink positiv elektrisch. Dringt nun Wasser zwischen beide Metalle, so wird dasselbe durch den galvanischen Strom zersetzt und es geht der Sauerstoff, da er negativ elektrisch ist, zum Zink, der Wasserstoff zum Eisen. Das Rosten

des Eisens wird hierdurch verhindert. Zwar zeigt sich die deckende Zinkschicht häufig spaltbar, so dafs namentlich Bleche beim Biegen und Falzen die obere Zinkschicht stellenweise verlieren; aber auch die abgeblätterten Stellen erweisen sich noch gegen Rostbildung geschützt, indem das Zink nicht nur mechanisch auf dem Eisen haftet, sondern sich mit demselben bei dem Prozesse des Verzinkens legiert hat. Unter den abgeblätterten Zinkschichten verbleibt daher noch eine Zink-Eisenlegierung, welche den Rost erzeugenden Stoffen einen genügenden Widerstand bietet und ihnen den Zutritt zum Eisen verwehrt.

Die Wirksamkeit des Schutzes durch Verzinkung erhellt am besten aus der Thatsache, dafs 1 qm Gufseisen, einen Monat lang der Einwirkung von 100 Liter Meerwasser ausgesetzt, 27,37 g, 1 qm Stahl 29,16 g von seinem ursprünglichen Gewichte verliert, während 1 qm verzinktes Eisen nur 1,12 g einbüfst.

Bei allen Vorteilen hat die Verzinkung jedoch den Nachteil, dafs ihre Erneuerung auf den eisernen Konstruktionsteilen der Brücken unthunlich ist.

Für die Erhaltung der Eisenkonstruktionen ist es endlich noch von besonderer Wichtigkeit, dafs alle zwischen den Konstruktionsteilen frei bleibenden Räume, in denen sich Wasser ansammeln kann, gut in Anstrich erhalten und durch entsprechend gebohrte Löcher entwässert werden. Ist letzteres unthunlich, so mufs man den Raum mit Asphaltkitt, Bleimennige oder sonst einem geeigneten Materiale dicht ausfüllen bezw. mit einem Futterstücke schliefsen. Letztere Anordnung ist zwar teurer aber auch sicherer in bezug auf dichten Abschlufs, indem die Ausfüllungsmasse, wenn ihr Ausdehnungskoeffizient ein anderer als der des Eisens ist, sich bei Temperaturdifferenzen leicht von demselben trennt und dann durch die gebildete Fuge die Feuchtigkeit an das Eisen treten läfst.

§. 9.

Zulässige Beanspruchung der Konstruktionsteile einer eisernen Brücke.

Die Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahme der einzelnen Konstruktionsteile einer eisernen Brücke kann nicht allein auf theoretischem Wege erfolgen, indem dieselbe durch mancherlei Faktoren beeinflufst wird, welche sich der Rechnung zum Teil oder ganz entziehen. Hierher gehören:

1. Die Stofswirkungen der Verkehrslast.
2. Die veränderlichen Achsbelastungen der Lokomotiven während der Schnellfahrt.
3. Das regellose Vorkommen von Material- und Fabrikationsfehlern.
4. Die Verminderung der Festigkeit des Eisens durch die Bearbeitung im kalten Zustande: Lochen, Bohren etc.
5. Die Zusammensetzung vieler Konstruktionsteile aus verschiedenen Walzeisensorten (Flacheisen, Blech, Winkeleisen etc.), wobei die Verteilung der Spannung vom Elastizitätsmodul der Teile und der Güte der Verbindung abhängig ist.

Vernietet man z. B. Blech mit Flacheisen und nötigt beide Teile durch eine Zugkraft, sich um gleiche Längen auszudehnen, so ergiebt sich für die Beanspruchung beider Teile, da der Elastizitätsmodul für Blech 1 700 000 und für Flacheisen 2 000 000 kg für das Quadratzentimeter beträgt:

$$\frac{s_{\text{Blech}}}{s_{\text{Flacheisen}}} = \frac{1{,}7}{2{,}0}; \quad s_{\text{Blech}} = 0{,}85 \cdot s_{\text{Flacheisen}}.$$

Das Blech wird also geringer als das Flacheisen beansprucht.

6. Die Querschnittsverminderung durch das Rosten.

Weiter kommt in Betracht, dafs man sich oft bei Berechnung der Träger Vernachlässigungen erlaubt, welche unter Umständen sehr ins Gewicht fallen können.

a) Träger mit mehrfachem Wandsysteme pflegt man, um die Rechnung zu vereinfachen, in ihre Einzelsysteme zu zerlegen und auf jedes der Systeme den gleichen Anteil an der Gesamtlast des Überbaues zu rechnen. Diese Berechnungsweise führt namentlich bei Trägern, deren Gurtungen sich an den Auflagern vereinigen, zu nicht unbedeutenden Abweichungen von den in Wahrheit auftretenden Spannungen.

b) Vernietete gegliederte Träger werden meistens so berechnet, als wären die in den Knotenpunkten zusammentreffenden Teile durch reibungslose Gelenke verbunden, während sie in Wirklichkeit durch die Vernietung an der freien Beweglichkeit gehindert sind und daher bei der Deformation des Trägers Biegungsspannungen aufzunehmen haben. Letztere, Neben- oder Sekundärspannungen genannt, können bei einem Träger auf zwei Stützen leicht 30 Proz. der statisch berechneten Hauptspannungen betragen.

c) Von dem Überbau ist nur ein Teil den Strahlen der Sonne direkt ausgesetzt, der übrige aber denselben durch die Fahrbahn oder sonst überdeckende Teile entzogen und daher weniger erwärmt. Hierdurch entstehen Nebenspannungen, welche namentlich bei durchgehenden Trägern von Belang sind.

d) Bei Eisenbahnbrücken in Bremsgefällen wird meistens die Wirkung der gebremsten Räder auf die Brücke aufser acht gelassen, obgleich die Bremswirkung mit der Maximalbelastung zusammenfällt.

Die spezielle Berücksichtigung all dieser Faktoren bei der Querschnittsbestimmung würde sehr schwierig und trotzdem mit mehr oder weniger zutreffenden Voraussetzungen behaftet sein; man hat daher in der Praxis auf ein Eingehen ins Einzelne im allgemeinen verzichtet und nur die Spannungen infolge der ungünstigsten Laststellungen und des Eigengewichtes statisch ermittelt, alle Neben- und sonstigen Zuschlagspannungen aber, durch erfahrungsmäfsig festgestellte Sicherheitskoeffizienten berücksichtigt. Dem entsprechend nahmen viele Ingenieure bis auf die neueste Zeit für eine bestimmte Gattung von Konstruktionen eine konstante zulässige Spannung für die Quadrateinheit an, welche einem gewissen Teile der Bruchspannung oder der Spannung an der Elastizitätsgrenze entsprach.

Für Eisenkonstruktionen des Hochbaues hielt man etwa ein Viertel der Bruchspannung als zulässig, während man bei Eisenbahnbrücken in Rücksicht darauf, dafs die stofsende Masse der Lokomotiven und Wagen im Verhältnis zum Brückengewichte bei kleineren Brücken mehr von Belang als bei gröfseren ist, die Inanspruchnahme der Träger mit der Spannweite wachsen liefs und zwar bei Ausführung in Schweifseisen von 550 auf etwa 850 kg pro qcm.

Präzisere Annahmen hinsichtlich der durch die Verkehrslast erzeugten Spannungen machte zuerst Gerber, indem er die zulässige Inanspruchnahme in der Weise bestimmte, dafs das Eigengewicht der Brücke und die dreifache Verkehrslast das Eisen bis zur Elastizitätsgrenze anstrengen. Bezeichnen für einen beliebigen Konstruktionsteil:

P die Stabkraft in Folge des Eigengewichtes der Brücke, in Kilogrammen;

Q die durch die Verkehrslast erzeugte Stabkraft, in Kilogrammen;

F den Querschnitt, in Quadratzentimetern;

s die Beanspruchung bei ruhender Last, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter, so setzt Gerber für Schweifseisen:

$$6 \quad . \quad . \quad . \quad F = \frac{P + 3Q}{1600} = \frac{P}{1600} + \frac{Q}{533}, \text{ oder da } F = \frac{P+Q}{s}$$

$$7 \quad . \quad . \quad . \quad s = 1600 \cdot \frac{P+Q}{P+3Q}.$$

Hiernach hat man für Eisenbahnbrücken:

$l =$	10	15	20	40	60	80	100	150 m.
$Q =$	5,60	4,15	3,58	2,28	1,80	1,45	1,10	0,60 P.
$s =$	593	613	624	670	700	733	781	914 kg pro qcm.

Neuerdings haben die Ergebnisse der Wöhlerschen Versuche über die wiederholte Beanspruchung des Eisens einen wesentlichen Einfluſs auf die Wahl der zulässigen Inanspruchnahme ausgeübt, indem aus denselben hervorging, daſs die Zerstörung des Materials durch wiederholte, wesentlich unter der Bruchlast liegende Anstrengungen herbeigeführt werden kann. Die Differenzen der Spannungen sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhanges maſsgebend. Je gröſser dieselben sind, um so kleiner ist der Absolutwert der oberen Spannung, welche den Bruch des Materiales herbeiführt.

Die Wöhlerschen Versuche zeigten ferner, daſs jeder Spannungsdifferenz eine Maximalspannung entspricht, durch welche der Bruch des Materiales niemals erzeugt wird, man möge die Anzahl der Beanspruchungen so groſs wählen als man wolle. Diese Grenzspannung nennt Launhardt die Arbeitsfestigkeit.

Von verschiedenen Seiten wurde nun versucht, die Wöhlerschen Versuche für die Dimensionierung von Eisenkonstruktionen, welche wiederholt beansprucht werden, nutzbar zu machen, und waren es besonders Launhardt, Weyrauch und Gerber, die Formeln von allgemeinerer Bedeutung aufstellten. Launhardt dehnte seine Untersuchungen nur auf Stäbe aus, welche entweder auf Zug oder auf Druck beansprucht wurden, während Weyrauch und Gerber auch den Fall mit in ihre Betrachtung zogen, in welchem die Beanspruchung kurz hintereinander auf Zug und Druck erfolgte.

Für Schweifseisen lautet die Launhardt-Weyrauchsche Formel:

$$8 \quad . \quad . \quad . \quad s_a = 2200 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right),$$

worin bedeuten:

s_a die Arbeitsfestigkeit, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

$S_{\min}$ die absolut kleinste, $S_{\max}$ die absolut gröfste } auf den Stab wirkende Kraft, in Kilogrammen.

Sind beide Kräfte von gleichem Sinne, so ist der Quotient $\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$ positiv, ist dagegen die eine eine Druck-, die andere eine Zugkraft, so ist derselbe negativ. In dem Falle, daſs der Stab eine ruhende Last zu tragen hat, ist $S_{\min} = S_{\max}$, daher $s_a = 3300$ kg pro Quadratzentimeter = der Bruchfestigkeit. Den kleinsten Wert erreicht die Arbeitsfestigkeit, wenn die Stabkräfte einander gleich, aber von verschiedenen Vorzeichen sind, also $\frac{S_{\min}}{S_{\max}} = -1$, $s_a = 1100$ kg pro Quadratzentimeter.

Als zulässige Beanspruchung für die schweifseisernen Brücken nahm Weyrauch ungefähr den dritten Teil der Arbeitsfestigkeit an und setzte demgemäfs:

$$9 \ldots s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right).$$

Gegen die Anwendung der vorstehenden Formel läfst sich der schwer wiegende Einwand machen, dafs man die zulässige Inanspruchnahme auf Grund von Erscheinungen festsetzte, welche sich im allgemeinen nur bei Spannungen über der Elastizitätsgrenze zeigen. Selbst die mit der Spannung Null beginnenden, auf Zug bezw. auf Druck (ohne Zerknickungsgefahr) angestellten Dauerversuche haben jedoch bei noch so ofter Wiederholung erst dann den Bruch bewirkt, wenn die obere Spannung entschieden über der Elastizitätsgrenze lag. Für Bauteile sind aber nur unter jener Grenze liegende Spannungen zulässig, da bleibende Formveränderungen vermieden werden müssen, und ist daher die Zahl der Wiederholungen gleichgültig, sofern die Spannungen in einem Sinne wirken.

Eine Bestätigung findet diese Anschauung durch die neuerdings von Bauschinger in München nach Wöhlerschem Muster angestellten Versuche, bei welchen die Stäbe in einer Richtung, aber stets von Null ausgehend, beansprucht wurden. Nach fünf- bis neunmillionenfacher und noch weiter öfterer Wiederholung der Spannung hatte das Material, sofern die Elastizitätsgrenze nicht überschritten wurde, nie eine Verminderung, eher eine Zunahme der Bruchfestigkeit gezeigt, und fand dabei stets eine bedeutende Erhöhung der Elastizitätsgrenze statt. Neue Anstrengungen, welche unter der erhöhten, aber über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze lagen, konnten in gleicher Weise ebensoviele millionenmal wiederholt werden, ohne dafs eine Verminderung der Bruchlast oder der erhöhten Elastizitätsgrenze eintrat. Ebenso blieben auch die Querschnittseinengungen und bleibenden Dehnungen bei all diesen Dauerversuchen ziemlich gleich. (Centralblatt der Bauverwaltung, 1885, Nr. 14.)

Abweichend hiervon verhalten sich Stäbe, welche in rascher Aufeinanderfolge starken Zug- und Druckspannungen ausgesetzt sind, indem bei diesen der Bruch schon bei Spannungen erfolgt, welche unterhalb der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegen. Auf derartig beanspruchte Konstruktionsteile verdienen daher die Wöhlerschen Versuche Anwendung.

Aus dem bisher über die zulässige Inanspruchnahme Gesagten geht hervor, dafs man, um die einzelnen Konstruktionsteile einer eisernen Brücke richtig zu dimensionieren, zunächst die gröfste und event. kleinste Spannung in denselben auf Grund der zugehörigen ungünstigsten Stellungen der Verkehrslast auf statischem Wege zu ermitteln und hierauf noch folgende Punkte zu erörtern hat:

I. Den Einfluſs der Stofswirkungen der Verkehrslast.

II. Die Nebenspannungen infolge der gehinderten freien Beweglichkeit der einzelnen Konstruktionsglieder.

III. Die Zusatzspannungen, entsprechend den unvermeidlichen Material- und Fabrikationsfehlern, der mangelhaften Kraftübertragung durch die Niete, ungenauer Aufstellung, der Festigkeitsverminderung des Eisens infolge der Bearbeitung im kalten Zustande, als Lochen, Bohren etc., sowie endlich der Verminderung des Querschnittes durch das Rosten.

Zu I. Die durch die Stofswirkungen der Verkehrslast hervorgerufenen Spannungen berücksichtigt man gewöhnlich in der Weise, dafs man die Verkehrslast entsprechend gröfser nimmt, indem man sie mit einem sogenannten Stofskoeffizienten multipliziert. Gerber nimmt letzteren für Eisenbahnbrücken zu 1,5, Winkler dagegen zu 1,3 an. Mehr den thatsächlichen

Verhältnissen entsprechend dürfte es indessen sein, den Stofskoeffizienten veränderlich, je nach der Anzahl von Achsen, welche sich auf dem Überbau befinden, anzunehmen. Bezeichnet ε den erwähnten Koeffizienten und n die Anzahl der für die gröfste Beanspruchung eines Konstruktionsteiles in Frage kommenden Achsen, so kann man setzen:

$$\mathbf{10} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \varepsilon = 1{,}2 + \frac{1}{n}.$$

Derselbe Wert kann auch für Strafsenbrücken benutzt werden, indem bei diesen die Stöfse der Fahrzeuge, wenn die Fahrbahn uneben, verhältnismäfsig ebenso grofs werden können wie bei Eisenbahnbrücken.

Zu II. Die Nebenspannungen infolge der starren Knotenpunktsverbindungen hängen unter sonst gleichen Verhältnissen einerseits vom Trägersysteme, andererseits von den Querschnitten der in den Knotenpunkten zusammenstofsenden Glieder ab. Die Ermittelung dieser Spannungen ist im allgemeinen recht umständlich und unterbleibt deshalb meistens. Angenähert berücksichtigt man dieselben bei einem Balkenträger auf zwei Stützen, soweit sie von dem Brückengewichte und der ruhenden Verkehrslast erzeugt sind, indem man die statisch berechneten Hauptspannungen um 30 Proz. erhöht. Hierzu treten noch etwa 10 Proz. an Temperaturspannungen wegen ungleichmäfsiger Erwärmung des Überbaues durch die Sonnenstrahlen, so dafs die aus beiden Ursachen herrührenden Nebenspannungen auf rund 40 Proz. der Hauptspannungen zu schätzen wären.

Wesentlich ungünstiger gestalten sich die Nebenspannungen bei durchgehenden Trägern. Beim Träger über zwei gleich weite Öffnungen beträgt z. B. allein der Zuwachs des Momentes über der Mittelstütze für jeden Grad Celsius Temperaturunterschied der oberen und unteren Gurtung $2^1/_2$ Proz. des mittleren, von der Belastung herrührenden Momentes.

Bei Brücken mit gelenkartigen Knotenpunkten erfolgt eine Drehung der einzelnen Glieder um den Gelenkbolzen erst dann, wenn die Reibung im Gelenke überwunden ist. Bezeichnet

d den Durchmesser des Gelenkbolzens, in Zentimetern;
b, δ die Breite, bezw. die Dicke eines Stabes des Knotenpunktes, in Zentimetern;
K die Stabkraft, in Kilogrammen;
s die der Kraft K entsprechende Stabspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
M das sich der Drehung des Stabes entgegensetzende Reibungsmoment, in Kilogrammen mal Zentimeter;
s_1 die stärkste, dem Momente M entsprechende Biegungsspannung im vollen Stabe, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
μ den Reibungskoeffizienten des Stabes auf dem Bolzen,

so hat man:

$$M = \mu \cdot \frac{d}{2} \cdot K = \frac{1}{6} \delta b^2 s_1; \text{ oder weil } K = b \delta s$$

$$s_1 = 3 \mu \cdot \frac{d}{b} s.$$

Beträgt nun die Dicke des Eisens im Bolzenloche 2δ, so kann man $\frac{d}{b} = \frac{1}{4}$ setzen und hat dann bei $\mu = 0{,}2$

$$s_1 = 0{,}15\ s,$$

und wäre daher im vorliegenden Falle die Nebenspannung II zu 15 Proz. der Hauptspannung anzunehmen. Diesen Wert wollen wir im Mittel für alle Brücken mit Gelenkknoten beibehalten, wobei zu bemerken, dafs infolge von Erschütterungen der Brücken durch schnell fahrende Eisenbahnzüge die Drehung der einzelnen Glieder der Knotenpunkte schon eher als nach der vorstehenden Rechnung eintreten kann.

Zu III. Die im Materiale, der Bearbeitung und Zusammenfügung der einzelnen Trägerteile begründeten Zuschlagspannungen lassen sich nur höchst angenähert beurteilen. Wir wollen folgende Werte als Zuschläge zu den Hauptspannungen für vernietete Brücken aus Schweifseisen annehmen:

a) Für unvermeidliche Material- und Fabrikationsfehler . . . . . 5 Proz.
b) Für Festigkeitsverminderung durch die Bearbeitung, ungleichen Elastizitätsmodul und unvollkommene Kraftübertragung durch die Niete . . . 15 „
c) Querschnittsverminderung durch das Rosten . . . . . 5 „
d) Fehler beim Zusammenfügen der Stäbe in den Knotenpunkten . . . . . 5 „

Summa . . . 30 Proz.

Hat die Brücke gelenkartige Knotenpunkte, so kann man einzelne der vorstehenden Werte etwas erniedrigen und etwa setzen: 1. Wenn die durch die Gelenkbolzen verbundenen Stäbe aus einzelnen Eisen zusammengenietet sind:

$a = 5$ Proz.; $b = 10$ Proz.; $c = 5$ Proz.; $d = 0$, daher $\Sigma\,\mathrm{III} = 20$ Proz.

2. Wenn die Stäbe aus dem Vollen gewalzt sind:

$a = 5$ Proz.; $b = 0$; $c = 5$ Proz.; $d = 0$, also $\Sigma\,\mathrm{III} = 10$ Proz.

Im Mittel ergiebt sich daher die Zuschlagspannung III zu 15 Proz. der Hauptspannung, welcher Wert in den späteren Rechnungen Verwendung finden soll.

Als Grundbedingung für die Dimensionierung einer eisernen Brücke ist nun die Forderung hinzustellen, dafs auch bei der ungünstigsten Beanspruchung der einzelnen Teile nie die Elastizitätsgrenze des Materiales erreicht werde, indem sonst bleibende Formveränderungen eintreten würden. Bezeichnet für ein beliebiges Glied eines Trägers:

P die statisch berechnete Stabkraft infolge des Eigengewichtes der Brücke, in Kilogrammen;
Q, Q_1 die gröfste, bezw. kleinste statisch berechnete Stabkraft infolge der Verkehrslast, in Kilogrammen;
ε den Stofskoeffizienten der Verkehrslast;
s' die Spannung des Konstruktionsmateriales an der Elastizitätsgrenze, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter; $s' = 1600$ kg für Schweifseisen;
s die zulässige Beanspruchung bei ruhender Verkehrslast, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
μ einen Koeffizienten, welcher die Neben- und Zuschlagspannungen berücksichtigt;
F den Querschnitt in Quadratzentimetern;
$S_{\min}$, $S_{\max}$ die absolut kleinste, bezw. gröfste Stabkraft auf Grund des Eigengewichtes und der mit dem entsprechenden Stofskoeffizienten multiplizierten Verkehrslast, in Kilogrammen,

so folgt allgemein, wenn der Stab nur auf Zug oder nur auf Druck (ohne Zerknickungsgefahr) beansprucht wird:

$$11 \quad \ldots \quad F = \frac{\mu}{s'}(P + \varepsilon Q) \text{ und, da } F = \frac{P+Q}{s},$$

$$12 \quad \ldots \quad s = \frac{s'}{\mu}\left(\frac{P+Q}{P+\varepsilon Q}\right).$$

In dem Falle, dafs der Stab kurz hintereinander Zug- und Druckspannungen (ohne Zerknickungsgefahr) unterworfen ist, wollen wir unter Berücksichtigung der Arbeitsfestigkeit des Materiales setzen:

$$13 \quad \ldots \quad \begin{cases} s = \frac{s'}{\mu}\frac{P+Q}{P+\varepsilon Q}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right) \text{ oder} \\ s = \frac{s'}{\mu}\frac{P+Q}{P+\varepsilon Q}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{P+\varepsilon_1 Q_1}{P+\varepsilon Q}\right) \end{cases}$$

$$14 \quad \ldots \quad F = \frac{\mu}{s'}\frac{P+\varepsilon Q}{1 - \frac{1}{2}\frac{S_{\min}}{S_{\max}}}.$$

Zur Bestimmung des Koeffizienten μ unterscheiden wir drei Gruppen von Trägern, nämlich Blechträger, gegliederte Träger mit steifen und solche mit gelenkartigen Knotenpunkten. Speziell bei schweifseisernen Balkenträgern auf zwei Stützen können für μ etwa folgende Werte angenommen werden:

Art der Träger	Nebenspannung II	Zusatzspannung III	Zuschlag für etwaige Mehrbelastung	μ
	Prozente der Hauptspannung $\frac{P+Q}{F}$			
Blechträger	10	30	20	1,6
Gegliederte Träger:				
a) Knotenpunkte starr . .	40	30	20	1,9
b) Knotenpunkte gelenkartig	15	15	20	1,5

Hiernach hat man für die zulässige Beanspruchung der vorstehenden Träger, wenn dieselben einer Eisenbahnbrücke der Stützweite l angehören und die Elastizitätsgrenze des Materiales auf 1600 kg pro Quadratzentimeter liegt:

$l =$	5	10	15	20	40	60	80	100	150	Meter
$\varepsilon =$	1,7	1,6	1,5	1,3	1,3	1,25	1,2	1,2	1,2	
$Q =$	10,00	5,60	4,15	3,58	2,28	1,80	1,45	1,10	0,60	$. P$
Blechträger . . . . . $s =$	611	663	714	810	—	—	—	—	—	kg pro Quadratzentimeter
Gegliederte Träger:										
a) Knotenpunkte starr $s =$	—	558	601	682	696	725	754	763	784	„ „ „
b) Knotenpunkte gelenkartig . . . . . $s =$	—	707	760	863	880	918	954	965	993	„ „ „

Vorstehende Tabelle zeigt deutlich, wie sehr die mit Gelenken angeschlossenen Trägerteile hinsichtlich des Materialaufwandes gegenüber den festgenieteten im Vorteile sind.

Ordnet man z. B. bei einem Träger von 80 m Stützweite anstatt eines steifen Zuggurtes einen Kettengurt an, so erfordert letzterer nur $\frac{754}{954} = 0{,}79$ vom Querschnitte des steifen Gurtes; man spart also 21 Proz. an Material.

Für Träger aus Flufsstahl hat man, da die Elastizitätsgrenze dieses Materiales auf rund 3000 kg pro Quadratzentimeter liegt und die Zuschlagspannung III, wegen des unregelmäfsigen Verhaltens des Flufsstahles gegen kalte Bearbeitung, um etwa 60 Proz. der Hauptspannung gegenüber dem Schweifseisen erhöht werden mufs:

Gegliederte Träger	$l =$	40	60	80	100	150	Meter	
Knotenpunkte starr . . . . . $\mu = 2{,}5$	$s =$	992	1033	1075	1087	1118	kg pro Quadratzentimeter	
„ gelenkartig . . . $\mu = 2{,}1$	$s =$	1179	1233	1278	1293	1337	„ „	„

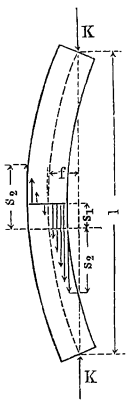
Die oberen Zahlen für s stellen den 1,425fachen Betrag der entsprechenden Werte für Schweifseisen, die unteren Zahlen den 1,34fachen dar. Bei Verwendung von Flufsstahl spart man also gegenüber dem Schweifseisen 29,8 Proz. bezw. 25,4 Proz. des Materiales infolge der höheren zulässigen Inanspruchnahme. Hieraus ergiebt sich eine weitere Ersparnis dadurch, dafs das geringere Gewicht der Stahlkonstruktion auch geringere Spannungen in den einzelnen Trägerteilen zur Folge hat.

§. 10.

Dimensionen der auf Zerknicken beanspruchten Stäbe.

Die im vorigen Paragraphen als zulässig bezeichneten Inanspruchnahmen dürfen für Druckspannungen nur dann angewandt werden, wenn die frei liegende Länge des gedrückten Stabes im Verhältnis zu seiner kleinsten Querschnittsdimension eine bestimmte Grenze nicht überschreitet. Anderenfalls ist der Stab auf Zerknicken zu berechnen. Liegt derselbe an den Enden frei auf und bezeichnet (Fig. 23):

Fig. 23.



l die Stablänge, in Zentimetern;

F den Querschnitt, in Quadratzentimetern;

J das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes, in Zentimetern^4;

i den J entsprechenden Trägheitshalbmesser, in Zentimetern;

f die Durchbiegung in der Mitte des Stabes, in Zentimetern;

ϱ den Krümmungshalbmesser der elastischen Linie in der Stabmitte, in Zentimetern;

e den Abstand der entferntesten Faserschicht von der für das Trägheitsmoment J geltenden neutralen Achse, in Zentimetern;

K die achsial wirkende Druckkraft, in Kilogrammen;

s_1 die K entsprechende mittlere Druckspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_2 die von dem Momente $K \cdot f$ erzeugte stärkste Biegungsspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s die zulässige Beanspruchung des Stabes in Kilogrammen für das Quadratzentimeter,

so folgt

$$s = s_1 + s_2;\ s_1 = \frac{K}{F};\ K.f = \frac{s_2}{e} \cdot J.$$

$$15 \ldots s = \frac{K}{F}\left(1 + \frac{F}{J}\, ef\right).$$

Die Ausbiegung f wird durch Ungleichheiten im Elastizitätsmodul der einzelnen Elemente des Stabes, sowie dadurch erzeugt, dafs an den Enden desfelben in der Praxis fast stets Biegungsmomente auftreten, welche bewirken, dafs die Stabachse nicht gerade bleibt. Derartige Momente entstehen z. B. in den Knotenpunkten der Träger infolge der Starrheit der Verbindung, bezw. der Reibung in den Gelenken. Die Gröfse f kann demnach nicht auf theoretischem Wege allein ermittelt werden, sondern bedarf zu ihrer Feststellung der Versuche.

Um nun zu ersehen, in welcher Weise man die betreffenden Versuchsresultate zur Ergänzung der zuletzt für s aufgestellten Gleichung verwandt hat, sind noch einige Umformungen mit derselben erforderlich. Gemäfs der Lehre von der Biegungsfestigkeit ist:

$$Kf = \frac{EJ}{\varrho} = \frac{s_2}{e} J,$$

daher

$$e = \frac{s_2}{E} \cdot \varrho,$$

wofür man schreiben kann:

$$e = \alpha . \varrho.$$

Ferner läfst sich f durch den Ausdruck $f = \beta \cdot \frac{l^2}{\varrho}$ — z. B. beim Kreise: $f = \frac{1}{8}\frac{l^2}{r}$ — angenähert wiedergeben, so dafs erscheint:

$$ef = \alpha . \beta\, l^2;$$

oder, wenn man das Produkt $\alpha\beta$ unter der Form γ zusammenfafst:

$$ef = \gamma\, l^2.$$

Nach angestellten Versuchen hat γ folgende Mittelwerte:

für Schweifseisen und Flufsstahl	$\gamma = 0{,}0001$
„ Gufseisen	$\gamma = 0{,}0003$
„ Holz	$\gamma = 0{,}0002$

Setzt man den Wert von $e.f$ in Gleichung 15, so folgt:

$$16 \ldots s = \frac{K}{F}\left(1 + \gamma \cdot \frac{F.l^2}{J}\right), \text{ oder da } J = Fi^2$$

$$17 \ldots s = \frac{K}{F}\left(1 + \gamma \cdot \frac{l^2}{i^2}\right) \text{ und hieraus}$$

$$18 \ldots F = \frac{K}{s}\left(1 + \gamma \cdot \frac{l^2}{i^2}\right).$$

Für einige Querschnitte sind in nachfolgender Tabelle die Werte von i^2 zusammengestellt:

Querschnitt	J	i^2	Querschnitt	J	i^2
Rechteck der Dimensionen a und b; $a > b$	$\frac{1}{12} a b^3$	$\frac{1}{12} b^2$	Voller Kreis vom Durchmesser d	$\frac{\pi}{64} d^4$	$\frac{1}{16} d^2$
Kreuzförmiger Querschnitt der Steghöhe h und Dicke δ	$\frac{1}{10} \delta h^3$	$\frac{1}{5} h^2$	Röhrenquerschnitt der Wandstärke δ und des mittleren Durchmessers d	$\frac{\pi}{8} \delta d^3$	$\frac{1}{8} d^2$

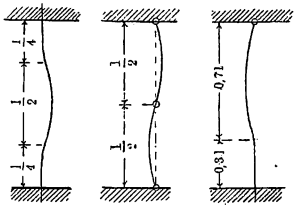
Die zulässige spezifische Spannung s (d. i. Spannung pro Quadrateinheit) ist für den auf Zerknicken beanspruchten Stab nach den im vorigen Paragraphen gegebenen Regeln zu bestimmen.

Wenn der Stab an einem Ende fest eingespannt, am anderen aber frei beweglich ist, so läfst sich dieser Fall auf den vorhin betrachteten dadurch zurückführen, dafs man für l den doppelten Wert einführt; also

$$19 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad F = \frac{K}{s}\left(1 + 4\,\gamma \cdot \frac{l^2}{i^2}\right).$$

Findet die Einspannung an beiden Enden statt, so ist für l der halbe Wert zu setzen mithin (Fig. 24):

Fig. 24. Fig. 25. Fig. 26.



$$20 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad F = \frac{K}{s}\left(1 + \frac{\gamma}{4} \cdot \frac{l^2}{i^2}\right).$$

Tritt der Fall ein, dafs der Stab an beiden Enden und in der Mitte durch Gelenke gehalten ist, so hat man ebenfalls für l den Wert $\frac{l}{2}$ in Gleichung 18 einzuführen (Fig. 25).

Ist endlich der Stab an einem Ende fest eingespannt, am anderen dagegen drehbar (Fig. 26), oder in der ursprünglichen Achse geführt, so ist in den fraglichen Gleichungen l durch den Wert 0,7 l zu ersetzen, folglich:

$$21 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad F = \frac{K}{s}\left(1 + 0{,}49\,\gamma \cdot \frac{l^2}{i^2}\right).$$

Beispiel. Eine aus Schweifseisen erbaute Eisenbahnbrücke mit Fachwerkträgern von 60 m Stützweite habe in letzteren zwei Vertikalen von 7,24 m Länge, welche in rascher Aufeinanderfolge den gröfsten Zug- und Druckkräften von 4500 bezw. 13 500 kg ausgesetzt sind. Welche Dimensionen hat man den Vertikalen zu geben, wenn dieselben konstanten Querschnitt erhalten und an die Gurtungen durch Niete mit Hilfe von je zwei Anschlufsplatten geschlossen werden sollen, welche den lichten Abstand von 40 cm haben?

Nimmt man die Hauptträger als mit starren Knotenpunkten ausgeführt an, so ergiebt sich gemäfs Gleichung 13 für die zulässige Beanspruchung, da hier nach der Tabelle

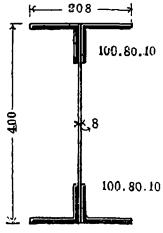
$$\frac{s'}{\mu} \cdot \frac{P + Q}{P + \varepsilon Q} = 725$$

ist,

$$s = 725 \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right) = 725\left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{4500}{13\,500}\right) = 600 \text{ kg (abger.)}.$$

Betrachtet man nun die Vertikale als an den Enden frei aufliegend, so ergiebt sich für den Querschnitt derselben nach Gleichung 18:

Fig. 27.



$$F = \frac{K}{s}\left(1 + \gamma \cdot \frac{l^2}{i^2}\right) = \frac{13\,500}{600}\left(1 + 0{,}0001 \cdot \frac{724^2}{i^2}\right) = 22{,}5\left(1 + \frac{7{,}24^2}{i^2}\right),$$

welche Gleichung sich nur auf dem Wege des Probierens lösen läfst, indem i von F abhängig ist. Bildet man den Querschnitt aus einer Blechwand von 0,8 × 40 cm und 4 ungleichschenkeligen Winkeleisen, deren längere Schenkel normal zu ersterer stehen, so findet man, dafs Winkeleisen von 10 × 8 × 1 cm der Gleichung Genüge leisten. Es ist alsdann (Fig. 27), $F = 100$ qcm, $J = 1526$ cm^4; $i^2 = 15{,}26$ und $i = 3{,}9$ cm.

Litteratur zu Kapitel II.

Bauschinger: Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. technischen Hochschule in München. 1886.

v. Kaven: Kollektaneen über einige zum Brückenbau und Maschinenbau verwendete Materialien (Schmiedeeisen, Stahl und Gufseisen). Hannover 1869.

Fr. Laissle und Ad. Schübler: Der Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisenkonstruktionen. Teil I. Stuttgart 1869.

E. Brik: Allgemeine Anordnung, Material- und Konstruktionselemente der eisernen Brücken. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band: Der Brückenbau, Kapitel VII. Leipzig 1882.

Mehrtens: Notizen über die Fabrikation des Eisens und der Brücken. Berlin 1882, Selbstverlag des Verfassers.

Weyrauch: Festigkeit und Dimensionen-Berechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen. Leipzig 1873.

Aufsätze in Zeitschriften.

Civil-Ingenieur.

1881. Mohr: Über die Verwertung der Wöhlerschen Versuche für die Dimensionierung der Eisenkonstruktionen, insbesondere der eisernen Brücken.

1884. Krohn: Beitrag zur Frage der Wertziffern für Konstruktionsmaterialien.

Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover.

1873. Launhardt: Die Inanspruchnahme des Eisens.

1879. Treumann: Über die Mittel zum Schutze des Eisens gegen das Rosten.

Wochenblatt für Baukunde.

1885, Nr. 25. Löwe: Zur Frage der zulässigen Spannung.

1885, Nr. 61. Weyrich: Zur Frage der Verwendung des Flufseisens als Brückenbau-Material.

1886, Nr. 57. Weyrich: Stanzen und Bohren des Stahles.

Deutsche Bauzeitung.

1886, Nr. 79. Weyrich: Über die Wirkung dauernder oder häufig wiederholter Beanspruchungen auf die Eigenschaften des Stahles.

Zentralblatt der Bauverwaltung.

1885, Nr. 14. Laissle und Schübler: Zur Bestimmung der Festigkeitskoeffizienten für Eisenbahnbauten.

1885, Nr. 38. Befund der Eisenteile der alten Hängebrücke über den Monongahela bei Pittsburg.

1886, Nr. 3. Buggesen: Über die Bestimmung der Zähigkeit der Materialien und den Begriff der Elastizitätsgrenze.

1886, Nr. 37. Stahldraht von besonders hoher Festigkeit.

Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

1882, Nr. 11 u. 12. Kosch: Über die Festigkeitseigenschaften der Metalle, namentlich von Eisen und Stahl nach den neueren Untersuchungen.

1885, Nr. 30. Die Eigenschaften des schmiedbaren Eisens, abgeleitet aus der mikroskopischen Untersuchung des Gefüges.

1885, Nr. 33. Daelen: Das mikroskopische Gefüge von Eisen und Stahl.

1886, Nr. 7. Krause: Über die Veränderungen der Zugfestigkeit und Dehnbarkeit von Stahl und Eisen bei gewissen Wärmegraden.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

1877. Winkler: Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der Eisenkonstruktionen.

Drittes Kapitel.

Vernietung und Verschraubung.

I. Abschnitt.

Die Vernietung.

§. 11.

Form und Abmessungen der Niete.

An einem Niete unterscheidet man den Setzkopf, den Schaft und den Schliefskopf. Letzterer wird erst nach Einführung des Nietbolzens in das Nietloch aus dem hervorstehenden Schafte durch Stauchung gebildet und schliefst so die Verbindung. Zwischen Kopf und Schaft wird eine kegelförmige Fläche, die sogenannte Versenkung, eingeschaltet, damit sich die Fasern beim Stauchen leichter umlegen können.

1. Die Nietköpfe.

Die im Brückenbau verwandten Nietköpfe haben entweder die Form eines Kugelabschnittes (Fig. 28), oder eines genauen, bezw. angenäherten Rotationsellipsoides (Fig. 29 bezw. 30). Für die Hauptdimensionen beider Arten sind die Bedingungen maſsgebend, daſs

Fig. 28.

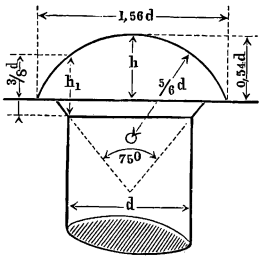


Fig. 29.

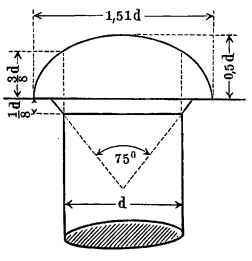
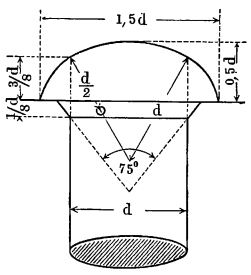


Fig 30.



die Zugspannung des Schaftes pro Quadrateinheit gleich der Druckspannung am Kopfrande sei und daſs der Kopf gegen Abscheren des Randes längs der Bolzenachse dieselbe Festigkeit wie gegen Abreiſsen vom Schafte zeige. Bezeichnet (Fig. 28):

d den Schaftdurchmesser, in Zentimetern;

D den Durchmesser des Grundkreises des Nietkopfes, in Zentimetern;

h, h_1 die Höhe des Nietkopfes in der Mitte, bezw. des Nietkopfes einschliefslich der Versenkung in der Entfernung $\frac{d}{2}$ von der Bolzenachse, in Zentimetern;

s, σ die zulässige Beanspruchung auf Zug, bezw. auf Abscheren, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter,

so folgt:

$$d^2 \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2); \quad D = d \sqrt{2} = 1{,}4\ d,$$

wofür man gewöhnlich setzt:

$$22 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad D = 1{,}5\ d.$$

Weiter hat man:

$h_1 d \pi . \sigma = \frac{1}{4} d^2 \pi s$; $h_1 = \frac{s}{\sigma} \frac{d}{4}$, oder, weil $\frac{s}{\sigma} = \frac{5}{4}$ angenommen werden kann, $h_1 = \frac{5}{16} d$, wofür man in der Praxis setzt:

$$23 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h_1 = \frac{1}{2} d.$$

Die Kopfhöhe in der Mitte nimmt man $h = 0{,}5\ d$ bis $0{,}6\ d$ und die Höhe der Versenkung etwa zu $\frac{1}{8} d$ an.

Aufser in voller Form, werden die Nietköpfe noch halb versenkt und ganz versenkt ausgeführt. Der halb versenkte Kopf wird bei Nietverbindungen angewandt, welche eine gröfsere Gesamtdicke des Eisens als $2d$ haben, indem es bei diesen sehr zweckmäfsig ist,

Fig. 31.

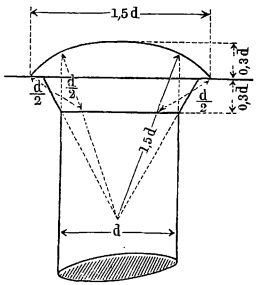


Fig. 32.

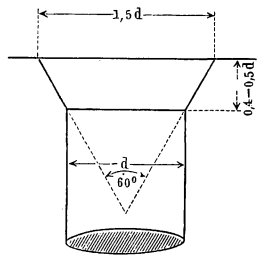
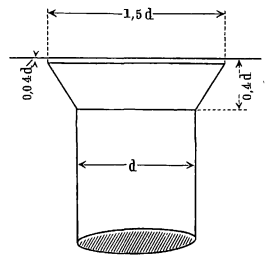


Fig. 33.



die Länge des Schaftes möglichst zu beschränken. Ganz versenkte Nietköpfe ordnet man an, wenn die Nietverbindung eine ebene Oberfläche zeigen mufs. Derartige Niete lockern sich aber leicht und sind daher thunlichst zu vermeiden.

In den Fig. 30 bis 32 sind die beim Bau der Weichselbrücke bei Dirschau als besonders zweckmäfsig befundenen Nietköpfe dargestellt. Der volle Nietkopf bildet hier angenähert ein Rotationsellipsoid der Halbachsen $0{,}75\ d$ und $0{,}5\ d$. Bei dem halb versenkten Kopfe ist ein Abschnitt des letzteren von $0{,}3\ d$ Höhe vorhanden und bei dem ganz versenkten nur die Versenkung in Form eines abgestumpften Kegels.

Man hat auch, um den Konvergenzwinkel der Kegelfläche des ganz versenkten Nietkopfes gröfser zu erhalten, die Versenkung in ihrem oberen Teile zylindrisch gebildet (Fig. 33). Was den Rauminhalt und das Gewicht eines Nietkopfes anlangt, so ergiebt sich für den Kopf in Form eines Kugelabschnittes (Fig. 28), wenn bezeichnet

V den körperlichen Inhalt, in Kubikzentimetern;

G das Gewicht, in Kilogrammen;

$$V = 0{,}601\ d^3 \text{ ccm}; \quad G = 0{,}0046\ d^3 \text{ kg}.$$

Ebenso hat man für den bei der Weichselbrücke zu Dirschau angewandten Nietkopf (Fig. 30):

$$V = 0{,}584\ d^3 \text{ ccm}; \quad G = 0{,}004\,524\ d^3 \text{ kg}.$$

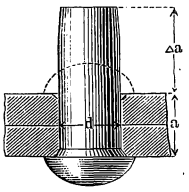
Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:

$d =$	8	10	12	15	18	20	22	24	26	Millimeter.
$1000\ G =$	2,32	4,52	7,82	15,27	26,38	36,19	48,17	62,54	79,51	Kilogramm.

2. Der Schaft.

Bei warmer Vernietung darf die Länge des Schaftes nicht gröfser als etwa 130 mm genommen werden, weil sonst die Zugspannungen im Schafte nach dem Erkalten leicht so grofse werden, dafs die Nietköpfe abreifsen. Ferner mufs die Schaftlänge zum Durchmesser des Schaftes in einem solchen Verhältnisse stehen, dafs derselbe beim Vernieten seiner ganzen Länge nach gestaucht wird und beide Nietköpfe fest zum Anliegen kommen.

Fig. 34.



Führt man die Vernietung warm durch Handarbeit aus, so beträgt der gröfste zulässige Schaftdurchmesser $d_{max} = 26$ mm und die gröfste zulässige Schaftlänge $4\,d$ bis $4{,}5\,d$. Niete von $3{,}5\,d$ Schaftlänge lassen sich bei Handarbeit nur schwer stauchen.

Im kalten Zustande mufs der Schaft um etwa 3 Proz. schwächer sein als das zugehörige Nietloch, damit man denselben im glühenden Zustande in das letztere einführen könne. Der Teil des Schaftes, aus welchem der Schliefskopf gebildet wird, mufs die Länge haben, wenn bezeichnet (Fig. 34):

a die Schaftlänge im fertigen Zustande der Nietverbindung;

Δa die zur Bildung des Schliefskopfes und zur Ausfüllung des Nietloches erforderliche Länge des Schaftes

$$24 \quad \ldots \quad \Delta a = 0{,}1\,a + \frac{4}{3}\,d.$$

§. 12.

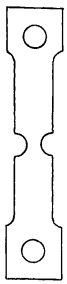
Herstellung der Löcher für die Nietbolzen.

Die Nietlöcher werden entweder gebohrt oder gestanzt. Beim Stanzen streckt sich das Eisen und zwar um so mehr, je schmäler es ist. Miteinander zu verbindende Eisen verschiedener Breite müssen daher verschiedene Nietteilungen erhalten, um nach dem Lochen aufeinander zu passen. Winkeleisen werden durch das Stanzen krumm.

Gegenüber dem Bohren hat das Stanzen folgende Nachteile:

1. Die Festigkeit des gestanzten Eisens ist im allgemeinen eine geringere; jedoch fand Considère, daſs die Zugfestigkeit schmaler Stäbe aus Martin- oder Bessemerstahl bei gewissen Breiten durch das Stanzen gegenüber der ursprünglichen erhöht wurde. Die Versuchsstäbe hatten bei 10 mm Dicke die Form Fig. 35 und waren auf einer Lochmaschine von 17 mm Stempel- und 18 mm Matrizendurchmesser gestanzt. Bezüglich der chemischen Zusammensetzung der Metalle und der Prüfung auf Zugfestigkeit ergab sich das Folgende:

Fig. 35.

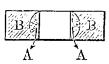


Chemische Zusammensetzung des Materiales	Mn	C	S	P	Si
Martinstahl	0,34	0,22	0,05	0,069	0,12
Bessemerstahl	0,38	0,33	0,04	0,073	0,14

Material	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit bei nachfolgenden Materialbreiten zwischen den Löchern						
		5	6	8	14	30	50	80 mm
	Kilogramm pro Quadratmillimeter							
Martinstahl	51,5	67,1	65,4	64,0	52,4	45,1	42,9	41,2
Bessemerstahl	60,0	—	—	73,7	62,3	52,9	48,2	44,8

Hiernach haben die Stäbe bei Breiten zwischen den Löchern von 14 mm und darunter durch das Stanzen eine gröſsere Zugfestigkeit als die ursprüngliche erhalten, welche Erscheinung sich dadurch erklärt, daſs eine verhältnismäſsig groſse Materialmenge des Querschnittes (*A* in Fig. 35 a) durch das Stanzen gehärtet und hierdurch in seiner Zugfestigkeit erhöht ist. (Näheres: Wochenblatt für Baukunde, 1886, Nr. 57.)

Fig. 35 a.



A Material, durch das Stanzen gehärtet. *B* Nicht gehärtetes Material.

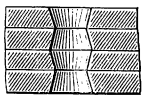
2. Die Lochwandungen zeigen beim Stanzen im allgemeinen keine saubere Oberfläche. Eine glatte Riſsfläche erscheint nur dann, wenn der Durchmesser des Lochringes (d_1) gleich dem Durchmesser des Lochstempels (d) + $^1/_4$ der Dicke (δ) des zu durchlochenden Eisens ist, d. h.:

$$25 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d_1 = d + \frac{1}{4}\,\delta.$$

Im vorstehenden Falle bildet die Riſsfläche mit der Vertikalen den Winkel $\alpha = 7^0$ $\left(tang\ \alpha = \frac{1}{8}\right)$. Den Durchmesser des Lochstempels nimmt man meistens etwa 3 Proz. kleiner als den des Lochringes und werden daher die Löcher schwach konisch. Sollen nun die zu einem Nietbolzen gehörigen Löcher eine glatte cylindrische Wandung zeigen, so müssen dieselben mit der Reibahle zum richtigen Durchmesser aufgerieben werden. Diese Verjüngung der gestanzten Löcher ist aber nicht gerade als ein Nachteil zu bezeichnen, indem der erkaltende Nietbolzen die zu verbindenden Platten infolge seines keilförmigen Querschnittes fest gegeneinander zieht, vorausgesetzt, daſs die Nietlöcher der einzelnen Platten auf Anzug gegeneinander stehen (Fig. 36 a. f. S.).

3. Beim Stanzen ist es nicht wie beim Bohren möglich, in mehreren übereinander liegenden Teilen ein Nietloch mit einem Male herzustellen, vielmehr mufs jeder Teil für sich gelocht werden. Beim Zusammenpassen mufs daher oft von der Reibahle und dem Dorne ein ausgiebiger Gebrauch gemacht werden, und lassen sich trotzdem in vielen Fällen normal sitzende Löcher mit vollen glatten Wandungen nicht erzielen, weil die Nietlöcher gegeneinander zu sehr verschoben sind.

Fig. 36.



4. Die Scherfestigkeit einer Nietverbindung mit gestanzten Löchern ist eine geringere als diejenige mit gebohrten.

Kirkaldy fand für 21 mm starke Niete aus Stahl, welche einem doppelt verlaschten Wandstofse angehörten, dafs das Bohren der Nietlöcher die Abscherungsfestigkeit der Nietverbindung um 9 Proz. gegenüber dem Stanzen erhöhte.

Den aufgeführten Nachteilen gegenüber hat das Stanzen vor dem Bohren folgende Vorteile:

a) Das Stanzen ist bei weitem billiger.

Ein Nietloch zu stanzen kostet an Arbeitslohn etwa $^1/_4$ Pfennig ohne Rücksicht auf die Eisenstärke und den Lochdurchmesser, während sich dieselben Kosten beim Bohren für Niete von 13 bis 26 mm Durchmesser wie folgt stellen:

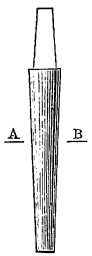
Dicke im Eisen	1—9	10—15	16—19	20—26	Millimeter.
Arbeitslohn pro Loch . . .	0,5	0,8	1,0	1,5	Pfennige.

Das Bohren ist also, je nach der Eisendicke, zwei- bis sechsmal so teuer als das Lochen.

b) Das Stanzen läfst sich im allgemeinen genauer ausführen als das Bohren.

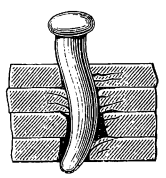
Der Bohrer zeigt nämlich das Bestreben, das Arbeitsstück solange zu verschieben, bis er die weichste Stelle an der Oberfläche erfafst hat. Auch wenn das zu bohrende Stück festgespannt ist, wird er hieran nicht gehindert; vielmehr biegt er sich seitwärts, soweit es die Führung ihm erlaubt, und stellt so ein exzentrisches Loch her. Will man sehr genau bohren, so mufs man mit dem Spitzbohrer ein kleines Loch vorbohren und dieses mittels des Zentrumbohrers erweitern. Mehrkosten dieses Verfahrens 10 bis 20 Proz. der Kosten bei einmaligem Bohren auf die volle Lochweite.

Fig. 37.



Schnitt AB

Fig. 38.



Von geübten Arbeitern werden ungefähr 3,14 Proz. der Löcher halb und 0,14 Proz. ganz verbohrt. Unter halb verbohrten Löchern sind solche zu verstehen, welche einen um 3 mm gröfseren Kontrollekreis noch nicht schneiden. Die über letzteren hinausgehenden sind als ganz verbohrte zu betrachten.

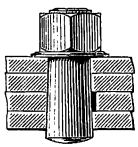
Bei sorgfältiger Ausführung bohrt oder stanzt man die Nietlöcher um etwa 1 mm kleiner als die vorgeschriebene Weite. Nach dem Zusammenlegen der zu verbindenden Teile werden dann die Löcher mit der Reibahle (Fig. 37), zum genauen Durchmesser aufgerieben. Etwas verbohrte Löcher werden wohl mit einem sogenannten Dorne (Fig. 38), aufgeweitet; jedoch ist ein solches Aufdornen für die Festigkeit des Eisens sehr schädlich. Die Versenkung am Rande des Nietloches wird entweder gleich unter der Bohrmaschine oder durch Handarbeit mit Hilfe von konischen Ausreibern, Bohrknarren etc. hergestellt.

§. 13.

Ausführung der Vernietung.

Die Vernietung wird entweder im warmen oder im kalten Zustande der Nietbolzen ausgeführt. Erstere Methode wird fast ausschliefslich beim Brückenbau angewandt, weil bei einer so hergestellten Nietverbindung aufser der Abscherungsfestigkeit der Niete noch die Reibung zu berücksichtigen ist, welche durch das Zusammenziehen der letzteren beim Erkalten in der Verbindung entsteht. Auch bei der kalten Vernietung tritt Reibung zwischen den verbundenen Teilen auf, jedoch ist diese viel kleiner.

Fig. 39.



Manche Ingenieure halten die warme Vernietung für unzuverlässig, weil die Nietbolzen nach dem Erkalten die Löcher nicht vollständig ausfüllen, und geben aus diesem Grunde konischen Schrauben den Vorzug. Indessen machen Unvollkommenheiten in der Ausführung (Fig. 39) das genaue Anliegen der konischen Schraubbolzen an den Lochwandungen leicht illusorisch. Ferner ist die Festigkeit einer solchen Verbindung nicht gröfser, als diejenige einer sorgfältig ausgeführten warmen Vernietung.

Die kalte Vernietung findet zweckmäfsig nur dann Anwendung, wenn die Niete einen kleineren Durchmesser als 10 mm haben, oder wenn die Dicke der zu verbindenden Teile eine gröfsere als 4,5- bis 5 mal Nietdurchmesser ist.

Was die Ausführung der Vernietung anlangt, so geschieht dieselbe entweder durch Hand- oder Maschinenarbeit.

I. Vernietung durch Handarbeit.

A. Warme Vernietung.

An Personal sind in diesem Falle wenigstens vier Mann erforderlich, nämlich der Nietmeister, der Zuschläger, der Vorhalter und der Nietenwärmer. Anstatt eines Zuschlägers nimmt man, wenn es die Lokalität gestattet, deren zwei, um die eigentliche Nietarbeit zu beschleunigen. Die Niete werden unweit der Arbeitsstelle bis zur starken Rotglühhitze erwärmt und zwar im Kohlenfeuer einer Feldesse (Fig. 40 a. f. S.), wenn ihr Durchmesser gröfser als 13 mm ist; bei 10 bis 13 mm Durchmesser dagegen auf einer glühenden Platte, bezw. in einem glühenden Napfe, indem Niete von diesen Stärken im offenen Feuer leicht verbrennen. Niete unter 10 mm Durchmesser müssen, wie schon bemerkt, kalt eingetrieben werden.

Eins der genügend erwärmten Niete wird vom Nietenwärmer dem Meister zugeworfen, bezw. eiligst zugetragen. Derselbe ergreift es mit der Zange, entfernt den daran haftenden Glühspan durch Aufschlagen desfelben auf einen Holzklotz und führt es in das Nietloch ein. Unter dem Setzkopf bringt nun der Vorhalter einen Gegenhalt in Form einer Nietwinde (Fig. 41), oder eines schweren Hammers, oder endlich einer zylindrischen Stange (Fig. 42) an, in welchen Instrumenten eine Höhlung für den Nietkopf ausgespart ist. Hierauf wird der Schliefskopf durch leichte, vom Nietmeister und dem einen Zuschläger ausgeführte Hammerschläge roh vorgebildet, und ergreift sodann der erstere den Schellhammer (Fig. 43), setzt

ihn auf den vorgebildeten Nietkopf und dreht ihn nach Bedürfnis, während die Zuschläger mit schweren Hämmern in rascher Aufeinanderfolge Schläge darauf thun. Sobald die Kanten des Gesenkes im Schellhammer das Eisen um den Schliefskopf berühren, ist letzterer fertig. Die Vernietung ist nur dann als gelungen zu bezeichnen, wenn das Niet nach seiner Fertigstellung noch eine schwache Rotglühhitze zeigt.

Fig. 40.

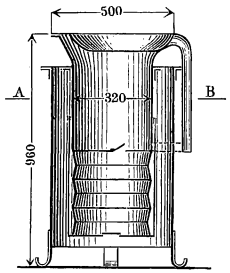
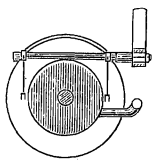


Fig. 40a.



Schnitt *A B*

Fig. 41.

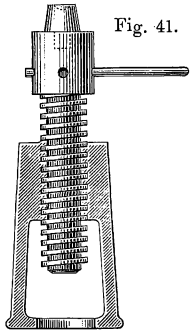


Fig. 42.

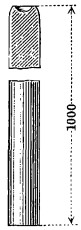
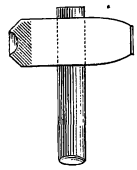


Fig. 43.



Um das Vorhalten ausführen zu können, dürfen in der Nähe des Setzkopfes vorhandene Konstruktionsteile höchstens bis auf eine Länge gleich dem Nietdurchmesser an die verlängerte Nietbolzenachse herantreten.

Von einem gut eingeschlagenen Niete kann man verlangen, dafs

a) Setz- und Schliefskopf ein sauberes, regelrechtes Aussehen haben;

b) die Nietbolzenachse durch die Mitte von Setz- und Schliefskopf geht;

c) die Ränder des Setz- und Schliefskopfes fest anliegen;

d) das Niet vollständig festsitzt.

Letzteren Zustand erkennt man an dem hellen Klange, welchen das Niet beim Daraufschlagen mit einem Hammer giebt. Lose Niete erklingen unter den Hammerschlägen dumpf.

Die Zahl der Niete, welche durch eine Nietkolonne in einer Schicht eingeschlagen werden kann, hängt von dem Durchmesser der Niete und der mehr oder weniger bequemen Zukömmlichkeit derselben ab. Nach Messerschmitt (die Kalkulation der Eisenkonstruktionen) schlägt eine tüchtige Nietkolonne unter günstigen Verhältnissen in zehnstündiger Schicht 600 Stück Niete von 19 mm Durchmesser; im Mittel jedoch unter den wechselnden Vorkommnissen während der Arbeit nur 450 bis 300 Stück. Bei weniger bequemer Stellung der Niete kann letztere Zahl leicht auf 200 Stück herabsinken.

An Arbeitslohn für 100 Stück in der Fabrik geschlagene Brückenniete rechnet Messerschmitt bei laufender Arbeit und ohne besondere Hindernisse:

Nietdurchmesser	10	13	16	19	22	25	Millimeter.
Arbeitslohn für 100 Stück . .	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	Mark.

Die Preise verstehen sich für

5 Arbeiter zu 15 Mk. pro Schicht bei 16 bis 25 mm starken Nieten,

4 „ „ 12 „ „ „ „ 10 „ 13 „ „ „

Vorstehende Nietpreise dürfen übrigens nur in Anwendung gebracht werden, wenn es sich um die Vernietung einer ganzen Reihe von einfachen und gleichartigen Konstruktionsteilen, z. B. Querträger, Schwellenträger etc., handelt; in anderen Fällen sind dieselben um 10 bis 20 Proz. zu erhöhen.

Eine weitere Preiserhöhung tritt ein, wenn es die Lokalität verbietet, unter dem Setzkopfe die Nietwinde oder einen anderen sicheren Gegenhalt auf festem Stützpunkte anzubringen, wenn vielmehr der Arbeiter jenen Stützpunkt selbst abgeben mufs. Für solche auf dem Vorhalter geschlagene Niete oder für diejenigen, welche sich nur mit besonderer Einrichtung und Zeitversäumnis auf der Nietwinde schlagen lassen, hat man nach Messerschmitt:

Nietdurchmesser	10	13	16	19	22	25	Millimeter.
Arbeitslohn für 100 Niete . . .	2,20	2,75	4,50	4,90	5,25	5,60	Mark.

Wenn die Nietarbeit nicht in der Fabrik, sondern auf der Brückenbaustelle, d. i. auf Montage vollführt wird, erhöhen sich die Lohnsätze erheblich, indem die Arbeiter besondere Aufwendungen für Nachtlager und Lebensunterhalt zu machen haben. Von einigen gröfseren Fabriken werden bezahlt:

Nietdurchmesser	13—16	20—23	26	Millimeter.
Arbeitslohn für 100 Montage-Niete .	8	10	12	Mark.

Hierbei wird kein Unterschied gemacht, ob die Niete vertikal oder horizontal einzuschlagen sind.

An sonstigen Kosten für die Niete hat man noch für Anschaffung und Unterhaltung der Geräte etwa 10 Proz. und für Kohlen rund 2 Proz. des Arbeitslohnes zu rechnen.

B. Kalte Vernietung.

Niete von 10 mm Durchmesser und darunter werden stets kalt und auf dem Vorhalter eingeschlagen, wozu zwei Arbeiter ausreichen. Unter günstigen Verhältnissen treiben zwei tüchtige Arbeiter in zehnstündiger Schicht 900 Niete von 6 mm Durchmesser ein. Als Lohnsatz für die kalte Vernietung kann man annehmen:

Nietdurchmesser	6	8	Millimeter.
Arbeitslohn für 100 Stück . .	0,75	1,50	Mark.

II. Vernietung durch Maschinenarbeit.

Die im Brückenbau zur Anwendung gekommenen Nietmaschinen sind hauptsächlich solche, welche den zur Bildung des Schliefskopfes erforderlichen Druck durch hoch gepreſstes Wasser erzeugen. Direkt mit Dampf wirkende, oder solche nach dem Systeme der Durchlochmaschine, oder der Schraubenpresse bilden die Ausnahme und können daher hier übergangen werden.

Zur Ausführung der Vernietung mit Hilfe von Druckwasser sind folgende Apparate nötig: die Pumpen, der Akkumulator und die eigentliche Nietmaschine.

1. Die Pumpen.

Man ordnet gewöhnlich zwei oder drei gekuppelte Druckpumpen mit Taucherkolben an, welche mit einem Druck von 100 bis 200 kg pro Quadratzentimeter arbeiten. Dieselben müssen soviel Wasser liefern als während der Nietarbeit gebraucht wird, so dafs der Akkumulator mehr zur Regelung des Druckes als zur Aufspeicherung dient. Jede der Pumpen ist mit einer Abstellvorrichtung zu versehen, welche von dem Akkumulator bewegt wird, wenn derselbe in seinem höchsten Punkte angekommen. In Fig. 44 auf Taf. III wird z. B. das Saugrohr abgeschlossen, wenn letzterer Stand erreicht ist.

2. Der Akkumulator.

Derselbe hat den Zweck, den von den Pumpen dem Betriebswasser mitgeteilten Druck auf einer gewissen Spannungshöhe zu erhalten und durch plötzliche, gegen das Ende der Nietarbeit stattfindende Arbeitsabgabe den festen Schlufs der Nietverbindung herbeizuführen. Zu letzterem Ende wählt man den ringförmigen Querschnitt zwischen dem Belastungszylinder $ABCD$, Fig. 44, und der Führungsstange EF zweckmäfsig so klein, dafs der Zylinder bei jeder Nietbildung um eine gewisse Höhe herabfällt. Nach Messungen, welche Marc Berrier-Fontaine an den Arbeitszylindern verschiedener Nietmaschinen im Hafen von Toulon ausführte, betrug hier die Druckvermehrung infolge der Fallarbeit des Akkumulators bis 70 Proz. des statischen Druckes.

Genauer wird der Vorgang durch die Diagramme Fig. 45 bis 47 auf Taf. III dargestellt, in welchen die Kolbenwege als Abszissen und die zugehörigen Spannungen des Druckwassers hinter dem Kolben der Nietmaschine als Ordinaten erscheinen. Die angenähert horizontalen Strecken AB, Fig. 45 bis 47, entsprechen dem Vorschube des Kolbens, bis er auf das hervorstehende glühende Schaftende trifft, aus dem der Schliefskopf gebildet werden soll. Die Kurven BC beziehen sich auf die eigentliche Nietarbeit und CDA auf den Rückgang des Kolbens. Einem Belastungsringe des Akkumulators entsprechen 15 kg für das Quadratzentimeter Pressung des Druckwassers. Je gröfser der Durchmesser der Niete ist, um so mehr mufs der Akkumulator beschwert werden. Bei Nieten von etwa 25 mm Durchmesser nimmt man den Anfangsdruck auf den zu formenden Schliefskopf etwa = 30 000 kg und den Enddruck 25 bis 50 Proz. gröfser.

3. Die Nietmaschine.

Man unterscheidet feststehende und transportable Nietmaschinen. Erstere haben gewöhnlich die in Fig. 44, Taf. III veranschaulichte Einrichtung, bei welcher auf einem kräftigen gabelförmigen Untergestelle auf der einen Seite ein Zylinder mit Kolben zur Bildung des Schliefskopfes, auf der anderen ein Gesenk zur Aufnahme des Setzkopfes des zu bildenden Nietes angebracht sind.

Eine abweichende Anordnung hat die bei der Conway-Brücke benutzte Nietmaschine, Fig. 48, Taf. IV. Es sind hier zwei Kolben vorhanden, von denen der eine, A, die zu verbindenden Eisenteile fest aufeinander drückt, und der andere, B, die Nietung vollzieht. Diese

Konstruktion ist zwar komplizierter, hat aber der ersteren gegenüber die nicht zu unterschätzenden Vorteile, dafs die aufeinander liegenden Eisenteile rund um das Nietloch auf eine gröfsere Breite unter höherem Drucke zusammengepreſst werden und dafs die ganze Kraft des die Nietarbeit verrichtenden Kolbens auf die Stauchung des Nietschaftes und Formung des Schliefskopfes verwandt wird.

Das Druckwasser wird der Nietmaschine, Fig. 44, in der Weise zugeführt, dafs der Raum zwischen dem Zylinderdeckel JK und der ringförmigen Vorderfläche des Kolbens stets mit demselben in Verbindung steht, die hintere Kolbenfläche dagegen nur während des Nietens. Nach der Fertigstellung des Nietes gelangt das hinter dem Kolben stehende Druckwasser mit Hilfe der Steuerung aus dem Nietzylinder und fliefst durch das Rohr GH einem Sammelbehälter R zu, aus dem es die Druckpumpen wieder ansaugen. Den Behälter bringt man entweder im Untergestelle der Pumpen an, oder stellt ihn, wie in Fig. 44, höher auf, damit das Rücklaufwasser bereits mit Druck in die Pumpen eintritt und somit das Ansaugen rascher erfolgt.

Da der Verbrauch an Druckwasser verhältnismäfsig grofs ausfällt, wenn der ganze Vorschub des Kolbens unter Volldruck erfolgt, so hat man die Anordnung getroffen, dafs der Kolben während des Leerganges durch Wasser geringerer Druckhöhe, oder durch einen besonderen Kolben kleineren Querschnittes getrieben wird. Eine derartige Einrichtung zeigt die Nietmaschine von Mac Kay und Mac George, Fig. 49, Taf. IV. Der grofse Kolben K erhält hier erst im Augenblicke der Nietpressung Druckwasser, der kleine k dagegen auf seiner ringförmigen Vorderfläche fortwährend, und auf der Hinterfläche f beim Vorschube des an einem gleicharmigen Hebel ABC befestigten Schelleisens S.

Der Verteilungsschieber J dieser Maschine nimmt während des Spieles derselben drei Stellungen ein: 1. Die Hinterfläche f des Kolbens k steht mit dem Akkumulator, diejenige von K mit dem Abflufsrohre E in Verbindung. Das Schelleisen S geht bis zu dem glühenden Schaftende des einzutreibenden Nietes vor und tritt hierbei Wasser aus dem Abzugsrohre E durch den Verteilungsschieber in den grofsen Druckzylinder. 2. Die genannten hinteren Kolbenflächen sind beide mit dem Akkumulator verbunden. Der Schliefskopf wird geformt. 3. Dieselben Flächen sind beide mit dem Abflufs in Verbindung. Der Hebel ABC wird zurückgestellt.

Transportable Nietmaschinen. Bei manchen Nietarbeiten, z. B. beim Nieten auf einer Rüstung, ist es nicht thunlich, eine feststehende Nietmaschine zu benutzen; man hat daher Nietmaschinen gebaut, welche sich überall da anwenden lassen, wo die Zuleitung von Druckwasser aus dem Akkumulator erfolgen kann. In den Fig. 50 und 51, Taf. IV, sind zwei derartige Maschinen dargestellt, wie sie beim Bau der Firth of Forth-Brücke verwandt sind.

Die Nietmaschine, Fig. 50, besitzt zwei parallele Wangen BC und DE, welche durch die Querriegel DB und FG in einem unveränderlichen Abstande gehalten werden. An der Wange BC ist bei J der Nietzylinder angegossen, dessen Kolben das Schelleisen K_1 zur Bildung des Schliefskopfes trägt. Gegenüber an der Wange DE befindet sich das Schelleisen K für den Setzkopf des Nietes. Der Nietzylinder ist ebenso wie derjenige der Maschine, Fig. 44, Taf. III, eingerichtet und steht demgemäfs die ringförmige Vorderfläche LM des Kolbens immer unter Druck, während seine Hinterfläche nur beim Vorgange Druckwasser erhält. Die ganze Maschine ist an dem oberen Querriegel bei A aufgehängt, und hat dieser Punkt eine solche Lage, dafs die Achse des Nietzylinders horizontal liegt, wenn die Maschine frei hängt.

Von der im vorstehenden beschriebenen Maschine unterscheidet sich die in Fig. 51 veranschaulichte im wesentlichen dadurch, dafs der Nietkolben nicht direkt auf das den Schliefskopf bildende Schelleisen K_1 wirkt, sondern mit Hilfe der um ihren Mittelpunkt drehbaren Wange DE, an welcher die Kolbenstange EL angreift. Auch die Wange BC ist um ihren Mittelpunkt G drehbar und führen deshalb die Schelleisen K, K_1 während des Nietens Kreisbogenbewegungen um die Punkte G und F aus. Der Aufhängepunkt A der Maschine liegt seitwärts vom mittleren Querriegel GF an einem Bügel und stimmt bei dem gröfsten Hube des Kolbens mit dem Schwerpunkte des ganzen Systemes überein; bei tiefer stehendem Kolben liegt er dagegen etwas über dem Schwerpunkte, so dafs der Querriegel das Bestreben hat, sich vertikal einzustellen. Hierdurch wird erreicht, dafs die Schelleisen bei geneigter Lage der Nietmaschine auf das Arbeitsstück einen möglichst geringen seitlichen Druck ausüben.

Man hat auch das Prinzip der Ersparung von Druckwasser auf die transportablen Nietmaschinen übertragen und ist eine derartige Anordnung z. B. bei der Maschine von Karl Heinrich getroffen (Näheres Le Génie Civil 1881/82, Seite 364); jedoch haben diese, wie überhaupt die transportablen Nietmaschinen, im Brückenbau wenig Eingang gefunden, indem das Hantieren mit denselben auf den Gerüsten umständlich und die Ausschlagweite der Wangen für viele Stabquerschnitte eine ungenügende ist.

Was die Vorteile der hydraulischen Nietung gegenüber der Handnietung anbetrifft, so bestehen dieselben hauptsächlich in folgendem:

a) Die Stauchung des Nietschaftes ist eine vollkommenere und füllt daher derselbe das Nietloch vollständiger aus.

b) Die Festigkeit der Verbindung ist eine gröfsere.

Für Stahlniete in weichen Stahlblechen fand Professor Kennedy in London, dafs eine sichtbare Verschiebung in der Verbindung bei folgenden Belastungen eintrat:

Nietdurchmesser	Art der Verbindung	Art der Ausführung der Nietung	Verschiebungsbelastung pro Niet	
mm	zwei Bleche mit einer bezw. zwei Nietreihen	Hand- bezw. Maschinennietung	kg	kg pro qcm des Nietquerschnitts
19	Eine Nietreihe	Handnietung	2500	880
19	Zwei Nietreihen	„	3000—3500	1056—1232
19	„ „	Maschinennietung	7000	2465
25	Eine Nietreihe	Handnietung	3200	652
25	Zwei Nietreihen	„	4300	876
25	„ „	Maschinennietung	8000—10000	1629—2035

Die Bruchbelastung ergab sich jedoch für die Hand- und Maschinennietung gleich grofs. Hiernach liegt in Rücksicht auf Festigkeit der Wert der Maschinennietung, verglichen mit guter Handnietung, hauptsächlich darin, dafs bei ersterer die Belastung, welche ein Gleiten in der Verbindung und damit den Beginn der Zerstörung veranlafst, etwa noch einmal so grofs ist als bei der Handnietung.

c) Man kann Niete von gröfserem Durchmesser als 26 mm mit Sicherheit eintreiben.

d) Die eigentliche Nietarbeit wird rascher ausgeführt und kommen daher lose Niete seltener vor.

Bezüglich der Kosten der hydraulischen Vernietung liegen zur Zeit nur genauere Angaben über den Arbeitslohn vor, nicht aber über die Zuschlagskosten für Anschaffung und Unterhaltung der Maschinen. Berücksichtigt man nur den Arbeitslohn, so stellt sich die hydraulische Nietung erheblich billiger als die mit der Hand ausgeführte. Von einigen gröfseren Fabriken in Westfalen werden z. B. bezahlt:

Nietdurchmesser	13—16	20—23	24—26	Millimeter
Arbeitslohn für 100 Stück Niete:				
a) Maschinenarbeit	1,25	1,50	1,70	Mark
b) Handarbeit	3,50	4—4,50	5—6	„

Die Handnietung stellt sich im vorliegenden Falle an Arbeitslohn rund dreimal so teuer als die Maschinennietung; dabei erfordert dieselbe die drei- bis fünffache Zeit der letzteren.

§. 14.

Abscherungsfestigkeit und Reibung der Niete.

I. Abscherungsfestigkeit.

Im Mittel beträgt die Abscherungsfestigkeit des Nieteisens $^4/_5$ der absoluten Festigkeit. Da sich nun letztere auf etwa 4000 kg für das Quadratzentimeter beläuft, diejenige von Blech, Winkeleisen etc. aus Schweifseisen aber nur auf etwa 3200 kg für das Quadratzentimeter, so setzt man in der Praxis gewöhnlich die Abscherungsfestigkeit der Niete gleich der absoluten Festigkeit der zu verbindenden Konstruktionsteile.

II. Reibung der Niete.

Lavalley fand für die Reibung von 20 mm starken und 30 mm langen Nietbolzen, welche er im warmen Zustande durch drei Bleche schlagen liefs, von denen das mittlere ein ovales Loch hatte und bis zum Eintritte der Bewegung allmählich belastet wurde, während die beiden äufseren festgespannt waren (Fig. 52):

Fig. 52.



Gewicht, welches das Gleiten verursachte . . . . 4490 kg,
Reibung pro Quadratzentimeter des Schaftes . . . 1430 „
(Mittelwerte aus sechs Versuchen.)

Auf einer Seite der Nietverbindung entwickelte sich daher eine Reibung von 715 kg pro Quadratzentimeter. Bei Annahme eines Reibungskoeffizienten von $^1/_5$ berechnet sich hieraus die Längenspannung des Nietbolzens zu $s = 5 \cdot 715 = 3575$ kg für das Quadratzentimeter, welche Spannung nahe an der Bruchgrenze liegt.

Meistens vernachlässigt man in der Praxis die Reibung und rechnet nur mit der Abscherungsfestigkeit der Niete, indem die Längenspannung des Schaftes leicht erheblich vermindert, ja aufgehoben werden kann. Hat z. B. das Niet nach der Fertigstellung 300° C.

Temperatur mehr als seine nächste Umgebung, so zieht sich der Schaft bis zum vollständigen Erkalten, wenn seine Länge $= a$, um $\Delta a = \frac{300}{81200} \cdot a = \frac{a}{270}$ abgerundet, zusammen, also bei

$a =$	20	40	60	80	100	Millimeter
$\Delta a =$	0,07	0,15	0,22	0,30	0,37	

Wenn nun nach der Bildung des Schliefskopfes zwischen den verbundenen Teilen nur ein Zwischenraum von etwa $^1/_3$ mm vorhanden, so genügt bei einer Gesamtdicke der Teile von 20 bis 100 mm die Zusammenziehung des Schaftes nicht, um Spannung in die Verbindung zu bringen, und bleibt dieselbe daher locker.

Ferner kommt in Betracht, dafs, wenn die Längenspannungen des Nietes weit über der Elastizitätsgrenze liegen, sogenannte elastische Nachwirkungen eintreten, welche erst nach längerer Zeit aufhören und eine Verlängerung des Schaftes zur Folge haben.

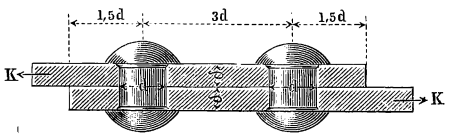
Verläfst man sich nur auf die Reibung, so erhält man erheblich mehr Niete zur Übertragung einer bestimmten Kraft als im vorstehenden Falle. Unter keinen Umständen darf man indessen die Abscherungsfestigkeit und Reibung als gleichzeitig wirkend annehmen, da bei warmer Vernietung die Nietlöcher von den Schäften im allgemeinen nicht ganz ausgefüllt werden und daher die Abscherung erst nach Aufhebung der Reibung voll zur Wirkung gelangt.

§. 15.

Heftniete und Kraftniete.

Heftniete sind solche, welche zwei oder mehrere Konstruktionsteile miteinander verbinden, ohne dafs eine Spannungsübertragung aus dem einen in den anderen stattfindet; sie dienen also nur zum Zusammenhalten der verbundenen Teile. Des wasserdichten Schlusses der Teile halber darf ihr Abstand höchstens $6d$ bis $7d$ betragen, wenn d den Nietdurchmesser bezeichnet.

Fig. 53.



Kraftniete haben dagegen die Aufgabe, Kräfte aus einem Konstruktionsteile in den anderen überzuleiten, wie es z. B. am Stofse einer Blechwand, eines Winkeleisens etc. der Fall ist. Der Durchmesser dieser Niete ist so zu bemessen, dafs einerseits kein Abscheren derselben eintritt, andererseits die Lochwandungen nicht zerdrückt werden.

Bezeichnet bei zwei Stäben, welche an den sich überdeckenden Enden miteinander vernietet sind (Fig. 53):

d den Nietdurchmesser, in Zentimetern;

δ die Blechstärke, in Zentimetern;

σ die zulässige Abscherungsspannung der Niete, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s die zulässige Spannung auf Zug, bezw. Druck, für die zu verbindenden Konstruktionsteile, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

K die Kraft, welche aus dem einen Teile in den anderen übertragen werden soll, in Kilogrammen;

n die erforderliche Anzahl der Niete,

so folgt, damit die Verbindung die erforderliche Widerstandsfähigkeit gegen Abscheren habe:

$$26 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad K = n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sigma,$$

wobei vorausgesetzt ist, dafs sich sämtliche Niete in ganz gleicher Weise an der Kraftübertragung beteiligen.

Die Festigkeit der Lochwandungen gegen Zerdrücken läfst sich zur Zeit theoretisch genau nicht beurteilen, indem nicht bekannt ist, wie sich der Druck der Niete über dieselben verteilt und welche Umfangsspannungen die einzelnen Normalpressungen in den Faserschichten der Lochwandungen im Gefolge haben. Man pflegt deshalb in der Praxis die Annahme zu machen, dafs sich der Normaldruck auf die Lochwandung — der sogenannte Stauchdruck — gleichmäfsig über dieselben verteilt. Denselben Druck für die Quadrateinheit hat alsdann die, ein Rechteck der Breite d und Höhe δ bildende Normalprojektion der Lochwandung auszuhalten und es ergiebt sich, wenn s_1 die Normalspannung der Lochwandung in Kilogrammen für das Quadratzentimeter bezeichnet:

$$27 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad K = n d \delta \, . \, s_1.$$

Nach Fox fangen die Lochwandungen an, sich zu deformieren, wenn s_1 den 1,5 fachen Wert der Zugfestigkeit des Stabes übersteigt, während nach Gerber erst eine mefsbare Vergröfserung des Lochdurchmessers bei Überschreitung des 2,5 fachen der Zugfestigkeit eintritt. Nehmen wir in Rücksicht auf Ausführungsfehler und darauf, dafs sich in Wahrheit die Kraft K nicht gleichmäfsig über die einzelnen Niete verteilt, als zulässigen Wert für s_1 nur den 1,5 fachen der zulässigen Zugspannung an, so folgt:

$$K = 1{,}5 \; n d \delta s, \text{ mithin } n \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sigma = 1{,}5 \; n d \, . \, \delta \, . \, s.$$

$$28 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = \frac{6}{\pi} \frac{s}{\sigma} \delta.$$

Für Schweifseisen ist, gemäfs §. 14, $\frac{s}{\sigma} = 1$, daher, wenn π angenähert $= 3$ gesetzt wird,

$$29 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 2 \; \delta;$$ das heifst:

der Nietdurchmesser mufs gleich der doppelten Blechstärke genommen werden, wenn das Niet gegen Abscherung und Druck auf die Lochwandungen gleiche Festigkeit haben soll. In dem Falle, dafs die Abscherungsfestigkeit der Niete $^4/_5$ von der Zugfestigkeit der Bleche beträgt, ergiebt sich dagegen:

$$29\text{a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 2 \cdot \frac{5}{4} \delta = 2{,}5 \; \delta.$$

Wenn die zu verbindenden Bleche verschiedene Dicke haben, so gilt für die Feststellung des Nietdurchmessers im allgemeinen das dünnste der Bleche; nur wenn besondere Umstände vorliegen, darf man denselben gröfser nehmen, z. B. bei beschränktem Raume, um die Nietzahl möglichst klein zu erhalten. Liegen eine ganze Reihe von Blechen übereinander und findet eine Spannungsübertragung aus dem einen in das andere statt, so kann man sich das Lamellenbündel in einzelne Streifen zu je zwei Platten zerlegt denken. Der Nietdurchmesser ist dann nach dem dünnsten der Teile zu bestimmen. Hierbei ist indessen voraus-

gesetzt, daſs die Gesamtdicke das Maaſs von 4,5 d nicht überschreitet, indem sonst bei warmer Vernietung das Abreiſsen der Nietschäfte zu besorgen wäre. Wählt man den Nietdurchmesser d gröſser oder kleiner als 2 δ, so ist zu bestimmen, ob die Anzahl der erforderlichen Niete nach der Abscherung oder nach dem Drucke auf die Lochwandungen zu berechnen ist. Bezeichnet:

n die Nietzahl, wenn die Abscherung zu Grunde gelegt wird;

m die Nietzahl, wenn der Druck auf die Lochwandungen maſsgebend ist, so folgt:

$$30 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \sigma = m \,.\, d \,.\, \delta \,.\, 1{,}5\, s.$$

Für n ergiebt sich hieraus, sofern man π angenähert gleich 3 setzt:

$$31 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad n = 2 \, \frac{s}{\sigma} \, \frac{\delta}{d} \, m.$$

Speziell für Schweiſseisen hat man $n = 2 \cdot \frac{\delta}{d} \cdot m$, indem hier $\frac{s}{\sigma} = 1$. Wenn nun $d > 2\,\delta$, so ist $n < m$, und daher der Druck auf die Lochwandungen maſsgebend. Bei $d = 2\,\delta$ wird $n = m$, so daſs es einerlei ist, nach welcher der beiden Methoden man die Nietzahl berechnet. Wird endlich $d < 2\,\delta$, so folgt $n > m$ und es ist die Nietzahl auf Grund der Abscherung zu berechnen.

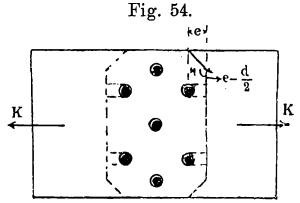
Im Falle das Material der Stäbe und Niete von gleicher Qualität ist, kann man $\frac{s}{\sigma} = \frac{5}{4}$ setzen und hat dann in den vorstehenden Ausdrücken für $2\,\delta$ den Wert $2{,}5\,\delta$ zu nehmen.

§. 16.

Abstand der Kraftniete vom Rande der vernieteten Teile.

Um das Aufreiſsen des Eisens vor den Nieten am Rande der verbundenen Konstruktionsteile zu verhindern, müssen dieselben einen gewissen Abstand von demselben haben. Bezeichnet (Fig. 54):

Fig. 54.



e den Abstand des Mittelpunktes eines Nietes vom Rande, gemessen in der Kraftrichtung,

und gelten im Übrigen die Bezeichungen des vorigen Paragraphen, so ergiebt sich unter der Annahme, daſs beim Nachgeben des Eisens zwei Querschnitte der Fläche $\left(e - \frac{d}{2}\right) \delta$ zum Abscheren kommen und daſs die Verbindung gegen Abscheren der Randniete und Aufreiſsen des Eisens vor denselben gleich stark sein soll:

$$\frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sigma = 2 \left(e - \frac{1}{2}\, d\right) \delta \cdot \frac{4}{5}\, s.$$

Besteht die Nietverbindung aus Schweiſseisen, so kann man $\sigma = s$ setzen, daher:

$$32 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad e = d \left(\frac{1}{2} + \frac{5}{32}\, \pi \cdot \frac{d}{\delta}\right).$$

Für $d = 2\,\delta$ wird:

$$33 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad e = 1{,}5\, d \text{ (abger.)}.$$

Letzteren Wert erhöht man, wenn es die Raumverhältnisse gestatten, meistens auf $e = 2\,d$.

§. 17.

Vernietung zweier Konstruktionsteile, welche sich auf eine bestimmte Länge überdecken.

Bei den vorstehenden Nietverbindungen, sowie bei allen hier zu betrachtenden Kraftnietungen, wollen wir die Reibung zwischen den verbundenen Teilen ganz vernachlässigen, da dieselbe, wie in §. 14 gezeigt, leicht aufgehoben werden kann; die Niete sollen vielmehr wie Bolzen angesehen werden, welche stramm in den Lochwandungen anliegen.

I. Es ist nur eine Nietreihe erforderlich, bezw. auf dem anzuschliefsenden Konstruktionsteile anzubringen.

In bezug auf die Richtung der Kraft zur Nietreihe unterscheiden wir folgende Fälle:

a) Die zu übertragende Kraft wirkt längs der Nietreihe.

Als Regel gilt hier, die Zahl der Niete thunlichst zu beschränken, da infolge der Elastizität des Materiales die vorderen Niete mehr beansprucht werden, als die weiter zurückgelegenen. Über drei, höchstens vier Niete soll man im allgemeinen nicht hinausgehen und zu dem Ende event. den Nietdurchmesser stärker als zweimal Blechstärke nehmen. Den Abstand der Nietmittel — die sogenannte Nietteilung — wählt man zweckmäfsig 2,5 d bis 3 d. Die Nietreihe ist der Schwerpunktsachse des anzuschliefsenden Konstruktionsteiles parallel und möglichst nahe zu legen, um seitliche Kräfteangriffe zu vermeiden. Auf einem Flacheisen wird man daher die Nietreihe längs der Mittellinie anordnen und auf einem Winkeleisen so nahe an dem freistehenden Schenkel, als es die Nietarbeit erlaubt.

Für die erforderliche Zahl der Niete hat man, wenn bezeichnet:

K die zu übertragende Kraft, in Kilogrammen;
s die zulässige Zug-, bezw. Druckspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
σ die zulässige Abscherungsspannung für die Niete, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
δ die Eisenstärke der zu verbindenden Teile, in Zentimetern;
d den Nietdurchmesser, in Zentimetern;
n die erforderliche Nietzahl;
t die Nietteilung, in Zentimetern,

$$34 \quad \ldots \quad K = n \frac{d^2 \pi}{4} \sigma,$$

sofern die Abscherung der Niete mafsgebend ist; dagegen

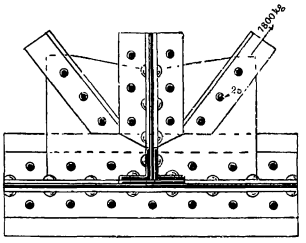
$$35 \quad \ldots \quad K = n\, d\, .\, \delta\, .\, 1{,}5\, s,$$

wenn der Druck auf die Lochwandungan in Frage kommt. Sowohl bei den gezogenen, wie gedrückten Konstruktionsteilen, ist der Schwächung des Querschnittes infolge der Nietreihe durch Abzug eines Nietloches Rechnung zu tragen.

Beispiel. Die aus Winkeleisen zu konstruierende Diagonale eines Windstrebenverbandes, welche bei voller Anspannung 7800 kg zu übertragen hat, ist mit den 1 cm starken Anschlufsplatten der unteren Gurtungen der beiden Hauptträger zu verbinden. Wieviel

Niete sind an jedem Ende der Diagonale zum Anschlusse erforderlich, wenn die zulässige Zugspannung 700 kg für das Quadratzentimeter beträgt? (Fig. 55).

Fig. 55.



Da die Anschlufsplatten 1 cm Dicke haben, geben wir der Diagonale dieselbe Stärke. Zum Anschlusse verwenden wir, um die Nietzahl thunlichst zu beschränken, Niete von 2,5 cm Durchmesser und erhalten dann für die nötige Anzahl derselben, da $d > 2\delta$

$$n d \delta \,.\, 1{,}5 \,.\, s = 7800; \; n = \frac{7800}{1{,}5\, s \,.\, d \,.\, \delta},$$

oder, weil $s = 700$; $d = 2{,}5$ und $\delta = 1$ cm:

$$n = \frac{7800}{1{,}5 \,.\, 700 \,.\, 2{,}5} = 2{,}97, \text{ dafür } n = 3.$$

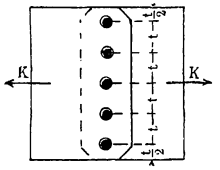
Als Nettoquerschnitt sind für die Diagonale erforderlich: $\frac{7800}{700} = 11{,}1$ qcm, welche durch ein Winkeleisen von $7{,}5 \times 7{,}5 \times 1$ cm gedeckt werden, indem dasfelbe nach Abzug eines Nietloches von 2,5 cm Durchmesser die Querschnittsfläche $7{,}5 + 6{,}5 - 2{,}5 = 11{,}5$ qcm besitzt. Die Mittellinie der Nietreihe setzen wir aus praktischen Rücksichten 2,5 cm von der Innenkante des frei stehenden Winkeleisenschenkels ab. Der Schwerpunkt der Profilfläche ist von derselben Kante 1,14 cm entfernt.

Für die Nietteilung der Reihe wählen wir $t = 3\,d = 7{,}5$ cm.

b) Die Kraft wirkt normal zur Nietreihe.

Gewöhnlich bestimmt man im vorliegenden Falle die Nietteilung so, dafs der Nettoquerschnitt des anzunietenden Konstruktionsteiles zwischen zwei aufeinander folgenden Nieten, multipliziert mit der zulässigen Beanspruchung, gleich ist der Abscherungsfestigkeit eines Nietbolzens, also (Fig. 56):

Fig. 56.



$$\frac{d^2 \pi}{4} \sigma = (t - d)\, \delta \,.\, s,$$

$$36 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad t = d \left(1 + \frac{\pi \sigma}{4 \,.\, s} \frac{d}{\delta}\right).$$

Ist Schweifseisen verwandt und $d = 2\,\delta$, so ergiebt sich:

$$t = 2{,}5\, d.$$

Derselbe Wert erscheint auch, wenn man den Druck auf die Lochwandungen zu Grunde legt, wenn also $d > 2\,\delta$ ist.

c) Die Kraft wirkt unter beliebigem Winkel auf die Nietreihe.

Unter der vorstehenden Voraussetzung folgt für die Nietzahl ebenso wie im ersten Falle, sofern $d \leqq 2\,\delta$:

$$n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \sigma = K,$$

und, wenn $d \geqq 2\,\delta$:

$$n\, d\, \delta \,.\, 1{,}5 = K.$$

Die Nietteilung ist zu $t = 2{,}5\, d$ bis $3\, d$ anzunehmen.

II. Der Anschluſs erfolgt durch mehrere Nietreihen.

Bei Anordnung von mehreren Nietreihen werden die zu verbindenden Konstruktionsteile weniger geschwächt als bei nur einer Reihe. Man pflegt deshalb diese Art der Vernietung überall da anzuwenden, wo es die Umstände gestatten. Die einzelnen Nietreihen ordnet man entweder einander gegenüber oder im Verbande an, und wählt den Abstand derselben im ersten Falle 2,5 d bis 3 d und im zweiten 2 d bis 2,5 d.

Als Hauptregeln für die Anordnung der Niete sind hier folgende zu betrachten:

1. In der ersten Nietreihe ist die Nietzahl thunlichst klein zu halten, um die zu verbindenden Teile so wenig als möglich zu schwächen.

2. Die zu übertragende Kraft soll sich möglichst gleichmäſsig über den Stabquerschnitt verteilen und sind daher die Niete symmetrisch zur Kraftrichtung anzuordnen.

In einfacher Weise kann man sich nach Schwedler die Kraft, welche ein jedes Niet zu übertragen hat, durch einen Strang des Stabes darstellen, welcher sich um dasſelbe wie ein Seil legt. Alle diese Stränge müssen bei richtiger Anordnung der Niete nebeneinander Platz haben. Bezeichnet Δb die Breite des Stranges, so folgt, wenn für die Vernietung die Abscherung maſsgebend ist:

$$2\,\delta\,\Delta b\,.\,s = \frac{d^2\,\pi}{4}\,\sigma,$$

$$37 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \Delta b = \frac{\pi}{8}\cdot\frac{d^2}{\delta}\cdot\frac{\sigma}{s}.$$

Wenn dagegen der Druck auf die Lochwandungen zu berücksichtigen ist, ergiebt sich:

$$2\,\delta\,\Delta b\,.\,s = d\,\delta\,.\,1{,}5\,.\,s,$$

$$38 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \Delta b = \frac{3}{4}\,d.$$

Denselben Wert liefert die Gleichung 37, wenn $d = 2\,\delta$; ferner π angenähert $= 3$ und, wie es beim Schweiſseisen der Fall, $\frac{\sigma}{s} = 1$ gesetzt wird.

In den Fig. 57 und 58 (a. f. S.) sind mehrere Diagonalen-Anschlüsse nach dem Schwedlerschen Verfahren dargestellt. Fig. 57 zeigt symmetrische, Fig. 58 unsymmetrische Anordnung der Niete. Letztere bewirkt an der Anschlufsstelle einen seitlichen Kräfteangriff und daher Biegungsspannungen in der Diagonale.

Bezüglich der erforderlichen Nietzahl zur Übertragung der Einzelkraft K hat man, vorausgesetzt, daſs alle Niete gleichmäſsig an derselben teilnehmen:

$$K = n\,\frac{d^2\,\pi}{4}\,\sigma,$$

wenn die Abscherung, und

$$K = n\,d\,\delta\,.\,1{,}5\,.\,s,$$

wenn der Druck auf die Lochwandungen der Berechnung zu Grunde zu legen ist.

Enthält die erste Nietreihe n_1 Niete und hat hier der Querschnitt die Breite von b (in Zentimetern), so folgt:

$$39 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad K = (b - n_1\,d)\,\delta\,s.$$

Ist nun die Abscherung der Niete in Betracht zu ziehen, so ergiebt sich:

$$40 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \frac{n d^2 \pi}{4} \sigma = (b - n_1 d) \delta \, . \, s,$$

und speziell für eine Nietverbindung aus Schweifseisen:

$$41 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \frac{n d^2 \pi}{4} = (b - n_1 d) \delta,$$

d. h. die Summe der Querschnitte sämtlicher Niete ist gleich dem Nettoquerschnitte des Stabes in der ersten Nietreihe zu nehmen.

Fig. 57.

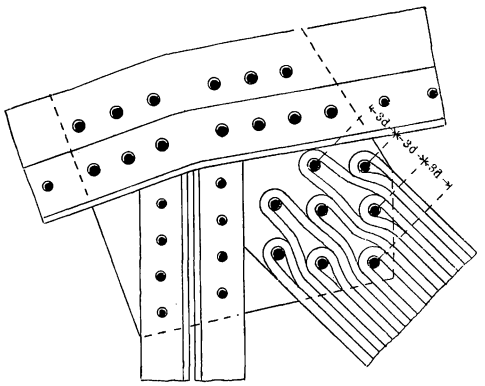


Fig. 58.

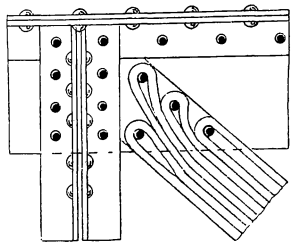
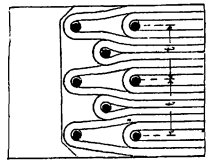


Fig. 59.



Handelt es sich um den Anschluſs eines Stabes mit Hilfe von m Nietreihen der Teilung t (Fig. 59), so müssen in der ersten Nietreihe zwischen je zwei aufeinander folgenden Nieten $2\,m$ Stränge des Stabes, je $\frac{3}{4}\,d$ Breite, Platz finden und beträgt daher die Nietteilung:

$$t = d + 2\frac{3}{4} \cdot m d.$$

$$42 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad t = d\,(1 + 1{,}5\,m).$$

Hiernach hat man bei zwei Nietreihen: $t = 4\,d$ und bei drei Reihen $t = 5{,}5\,d$.

§. 18.

Verlaschung von Blechen, Flachstäben und Winkeleisen.

Liegen die zu verbindenden Stäbe in einer Ebene und ist das Aufeinanderbiegen der Enden nicht zulässig, so wendet man zur Verbindung Laschen an. Die Verlaschung ist entweder einfach oder doppelt.

1. Die einfache Verlaschung.

Bei der einfachen Verlaschung wird die Verbindung der Teile mit Hilfe eines auf dieselben gelegten Stabes von gleichem Nettoquerschnitt bewirkt und gelten für die Vernietung

die in den vorstehenden Paragraphen gegebenen Regeln. Flacheisen werden durch Flacheisen, Winkeleisen durch sogenannte Deckwinkel verlascht.

Die Deckwinkel schliefsen sich der Innenseite der zu stofsenden Winkeleisen an und greifen mit ihren Enden entweder über dieselben (Fig. 60), oder schliefsen mit denselben ab (Fig. 61). Im ersten Falle hat der Deckwinkel mit den gedeckten Winkeleisen gleiche Schenkeldicke, im letzteren eine gröfsere, wie sie dem Nettoquerschnitte der Winkeleisen entspricht.

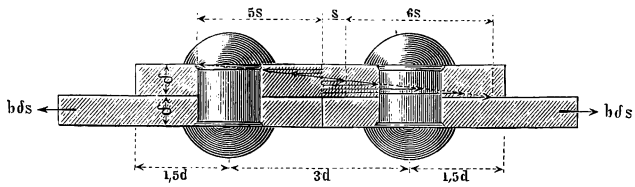
Fig 60.



Fig. 61.



Fig. 62.



Mit der einfachen Verlaschung ist der Übelstand verbunden, dafs die verbundenen Konstruktionsteile infolge des seitlichen Kräfteangriffes Biegungsspannungen aufzunehmen haben. Bezeichnet bei einer Flacheisenverbindung (Fig. 62):

s die Spannung im freien Stabe, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_1 die Biegungsspannung der äufsersten Faserschicht in der Mitte der Decklasche, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

δ die Dicke der Stäbe, in Zentimetern;

b die Stabbreite, in Zentimetern,

so folgt für die Biegungsspannung der Lasche im mittleren Querschnitte:

$$b\,\delta\,.\,s\,.\,\delta = \frac{1}{6}\,b\,\delta^2 s_1, \text{ mithin } s_1 = 6\,s.$$

Aufserdem hat die Lasche die Spannung s für das Quadratzentimeter des Querschnittes zu ertragen und ergiebt sich daher für die Totalspannung derselben:

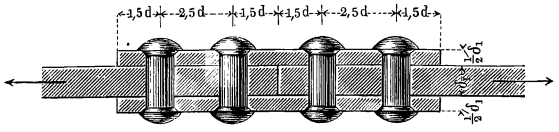
$$43 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad s_{\text{total}} = s + s_1 = 7\,s.$$

Die einfache Verlaschung ist daher dann eine schlechte Verbindung, wenn das Biegungsmoment nicht durch angrenzende Konstruktionsteile aufgenommen wird.

2. Die doppelte Verlaschung.

Will man die aus der einseitigen Kraftübertragung entspringenden Biegungsspannungen in den verbundenen Konstruktionsteilen vermeiden, so geht man zur doppelten Verlaschung über (Fig. 63). Jede der beiden Laschen erhält einen Nettoquerschnitt gleich der Hälfte vom Nettoquerschnitte des gestofsenen Stabes, vorausgesetzt, dafs sich die Laschendicke nicht geringer als das praktisch noch zulässige Mafs ergiebt; andernfalls ist das letztere zu wählen. Bei Brückenkonstruktionen beträgt dasselbe 6 mm, jedoch wird man in den meisten Fällen nicht unter 7 bis 8 mm herabgehen.

Fig. 63.



Die Berechnung der Nietverbindung einer doppelten Verlaschung anlangend, so läfst sich dieselbe auf diejenige der einfachen Verlaschung zurückführen, indem ein der Längenachse folgender Schnitt die Verbindung in zwei einfache Verlaschungen zerlegt. Bezeichnet:

δ_1 die Stabdicke, in Zentimetern und ist die Laschendicke $= \frac{1}{2}\,\delta_1$, so folgt gemäfs Gleichung 28, wenn die Nietbolzen gegen Abscherung und Druck auf die Lochwandungen gleiche Festigkeit haben sollen:

$$d = \frac{6}{\pi} \cdot \frac{s}{\sigma} \cdot \frac{1}{2}\,\delta_1,$$

oder abgerundet:

$$44 \quad \ldots \quad d = \frac{s}{\sigma}\,\delta_1.$$

Bei Schweifseisen hat man: $d = \delta_1$, und bei gleichem Materiale für Niete und Stab: $d = 1{,}25\ \delta_1$.

Wählt man $d > \frac{s}{\sigma}\,\delta_1$, so ist für die Nietzahl der Druck auf die Lochwandungen, und wenn $d < \frac{s}{\sigma}\,\delta_1$, die Abscherung der Niete mafsgebend.

In dem Falle, dafs die Laschendicke gröfser als $\frac{1}{2}\,\delta_1$ ist, wird man, um die Verbindung so wenig als möglich zu schwächen, den Nietdurchmesser nach der Stabdicke bemessen, also $d = \frac{s}{\sigma}\,\delta_1$ setzen. Eine gröfsere Laschendicke als die halbe Stabdicke wird namentlich angewandt, wenn man in die, dem Stofse zunächst gelegene Nietreihe mehr Niete setzen will als in die erste (Fig. 64). Bei einer Laschendicke gleich der halben Stabdicke mufs dagegen

Fig. 64.

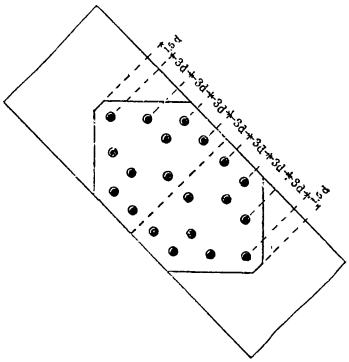
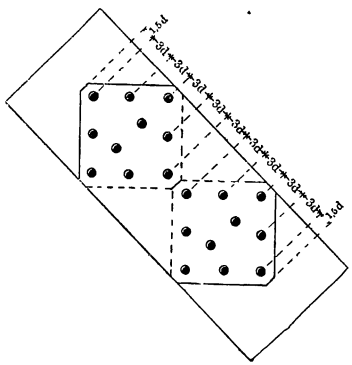


Fig. 65.



die Nietzahl in der ersten und letzten Reihe auf jeder Seite des Stofses gleich sein, damit hier der Nettoquerschnitt beider Laschen zusammengenommen demjenigen des Stabes gleichkomme (Fig. 65).

Die Stabenden schneidet man entweder entsprechend der Umfangslinie der Vernietung ab (Fig. 65), oder rechtwinkelig nach Fig. 64. Im letzteren Falle verlangt der dichte Schlufs der Fugen die Anordnung besonderer Heftniete, sofern die Randniete zu beiden Seiten des Stofses einen gröfseren Abstand als 7 d voneinander haben.

Das Abschneiden der Stabenden gemäfs der Umfangslinie der Vernietung hat bei vertikaler oder annähernd vertikaler Lage des Stofses den Übelstand im Gefolge, dafs an der oberen Seite desfelben ein Wassersack entsteht. Auch sind die zwischen den Laschen verbleibenden hohlen Räume, besonders bei dünnen Stäben, so eng, dafs sie sich schlecht revidieren und im Anstriche erhalten lassen.

Beispiel. Die aus Flacheisen gebildete Diagonale eines Balkenträgers, welche bei stärkster Anspannung 21 500 kg zu übertragen hat, soll in der Mitte gestofsen und durch doppelte Laschen gedeckt werden. Wie grofs ist die erforderliche Nietzahl, wenn die zulässige Zugspannung 700 kg für das Quadratzentimeter beträgt?

An Nettoquerschnitt der Diagonale sind $\frac{21\,500}{700} = 30{,}7$ qcm nötig. Nehmen wir nun die Dicke derselben $\delta_1 = 1{,}2$ cm und den Nietdurchmesser 1,8 cm, so ergiebt sich für die Bruttobreite, wenn 1 Niet vorangesetzt wird: $b = \frac{30{,}7}{1{,}2} + 1{,}8 = 27{,}4$ cm.

Die Nietzahl ist nach dem Drucke auf die Lochwandungen zu berechnen, da $d > \delta_1$; mithin:

$$n \,.\, 1{,}8 \,.\, 1{,}2 \,.\, 1{,}5 \,.\, 700 = 21\,500;\ n = 9{,}5, \text{ rund } 10 \text{ Niete.}$$

In die erste Nietreihe (Fig. 64), setzen wir 1 Niet, in die zweite 2, in die dritte 4 und in die vierte 3 Niete. Die Laschendicke nehmen wir 0,7 cm und haben dann in der Nietreihe zunächst dem Stofse an Nettoquerschnitt für beide Laschen zusammen:

$$F = 2 \,.\, 0{,}7\ (27{,}4 - 3 \,.\, 1{,}8) = 30{,}8 \text{ qcm,}$$

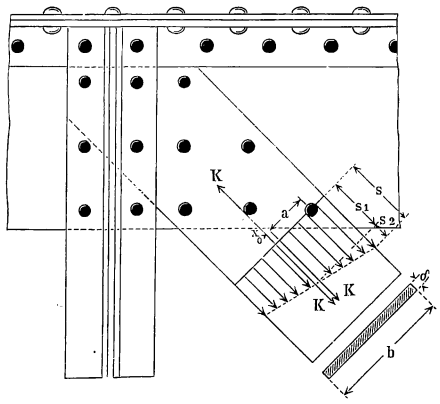
also bis auf 0,1 qcm ebensoviel wie bei der Diagonale in der ersten Nietreihe.

§. 19.

Beanspruchung von Stäben bei unsymmetrischem Nietanschlufs.

Wir setzen voraus, dafs ein Stab an einen anderen, bezw. an eine Platte, durch mehrere unsymmetrisch zur Stabachse angeordnete Nietreihen geschlossen ist. Bezeichnet (Fig. 66):

Fig. 66.



K die zu übertragende Zugkraft, in Kilogrammen;

s die zulässige Beanspruchung des Stabes, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_1 die Spannung im Nettoquerschnitte des Stabes bei gleichmäfsiger Verteilung der Kraft K über denselben, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_2 die stärkste Biegungsspannung in dem Nettoquerschnitte, welcher den ersten Nietbolzen enthält, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

b die Breite des Stabes, in Zentimetern;

δ die Stabdicke, in Zentimetern;

$a = \varepsilon b$ den Abstand der Niete von der Längenachse des Stabes, in Zentimetern;

x_0 den Schwerpunktsabstand des Nettoquerschnittes von letzterer Achse, in Zentimetern;
J das Trägheitsmoment des Nettoquerschnittes bezüglich der Schwerpunktsachse normal zur Bildebene, in Zentimetern[4];
d den Nietdurchmesser, in Zentimetern,

so beträgt in dem durch das erste Niet gehenden Nettoquerschnitte die stärkste Spannung $s_1 + s_2$, indem die Kraft K seitlich vom Schwerpunkte desselben angreift und daher den Querschnitt auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht. Für s_1 und s_2 hat man:

$$s_1 = \frac{K}{(b-d)\,\delta};\quad K.x_0 = \frac{J}{x_0 + \frac{1}{2}b}\,s_2;$$

daher

$$s_2 = \frac{x_0 + \frac{1}{2}b}{J}\cdot K x_0.$$

Im vorstehenden Ausdrucke ist:

$$x_0 = \frac{d\,\delta\,.\,a}{(b-d)\,\delta} = \varepsilon\cdot\frac{b\,d}{b-d},$$

$$J = \frac{1}{12}\,b^3\,\delta - d\,\delta\,a^2$$

angenähert, oder

$$J = b^2\delta\left(\frac{b}{12} - d\,\varepsilon^2\right) \quad\text{und}\quad \frac{x_0 + \frac{1}{2}b}{J} = \frac{1 + \frac{2\,.\,\varepsilon\,d}{b-d}}{\frac{1}{6}\,b - 2\,d\,\varepsilon^2}\cdot\frac{1}{\delta\,.\,b},$$

oder, weil $\frac{2\,.\,\varepsilon\,d}{b-d}$ ein kleiner Wert:

$$\frac{x_0 + \frac{1}{2}b}{J} = \frac{1}{\frac{1}{6}\,b - 2\,d\,\varepsilon^2}\cdot\frac{1}{\delta b}$$

angenähert.

Weiter ist $K.x_0 = s_1\,(b-d)\,\delta\cdot\frac{b\,d}{b-d}\cdot\varepsilon = \varepsilon\,.\,\delta\,b\,d\,s_1$, mithin

$$s_2 = \frac{\varepsilon\,d}{\frac{1}{6}\,b - 2\,d\,\varepsilon^2}\cdot s_1.$$

Hiernach hat man für die stärkste Spannung des fraglichen Nettoquerschnittes:

45 . . . . $s_1 + s_2 = \left(1 + \frac{6\,.\,\varepsilon\,d}{b - 12\,d\,\varepsilon^2}\right)\cdot s_1 = \left(1 + \frac{6\,.\,\varepsilon\,d}{b - 12\,d\,\varepsilon^2}\right)\frac{K}{(b-d)\,\delta}$,

welche Spannung nicht gröfser als die zulässige sein darf. Für den gröfsten zulässigen Wert von s_1 hat man sonach:

46 . . . . . $s_1 = \frac{s}{1 + \frac{6\,\varepsilon\,d}{b - 12\,d\,\varepsilon^2}}$.

Nun ist der Bruch $\frac{6\,\varepsilon\,d}{b - 12\,d\,\varepsilon^2}$ bei den hier in Frage kommenden Verhältnissen stets positiv und daher $s_1 < s$. Wäre z. B. $b = 12\,d$ und $\varepsilon = 1/4$, so ergäbe sich $s_1 = \frac{s}{1{,}133} = 0{,}88\,s$,

während man in der Praxis gewöhnlich $s_1 = s$ setzt. Man sieht hieraus, daſs bei unsymmetrischer Vernietung eine gröſsere Stabbreite erforderlich ist als bei symmetrischer, sofern im Nettoquerschnitte, welcher durch die erste Nietreihe (bezw. das erste Niet) geht, die zulässige Spannung nicht überschritten werden soll. Für die fragliche Breite ergiebt sich, wenn b_1 die Nettobreite des Stabes bei symmetrischer Vernietung bezeichnet:

$$K = b_1 \delta s$$

und gemäſs Gleichung 45:

$$s = \left(1 + \frac{6 \cdot \varepsilon d}{b - 12 d \varepsilon^2}\right) \frac{K}{(b-d)\delta}.$$

Verbindet man diese beiden Ausdrücke und reduziert auf b, so ist das Resultat:

$$47 \quad \ldots \quad b^2 - (12 d \varepsilon^2 + d + b_1)\, b = 12 d \varepsilon^2 \left(\frac{b_1}{2\varepsilon} - b_1 - d\right).$$

Speziell für $\varepsilon = 1/4$ nimmt vorstehende Gleichung die Form an:

$$b^2 - \left(\frac{7}{4} d + b_1\right) b = \frac{3}{4} d b_1 - \frac{3}{4} d^2.$$

$$48 \quad \ldots \quad b = \frac{7}{8} d + \frac{1}{2} b_1 + \sqrt{\frac{d^2}{64} + \frac{13}{8} d b_1 + \frac{b_1^2}{4}}.$$

Angenähert kann man hierfür schreiben, da $\frac{d^2}{64}$ gegenüber den beiden anderen Werten unter dem Wurzelzeichen vernachlässigt werden darf:

$$48\,a \quad \ldots \quad b = \frac{1}{2}\left(b_1 + \frac{7}{4} d + \sqrt{b_1^2 + 6{,}5 \cdot d b_1}\right).$$

Bei symmetrischer Vernietung und m Nietbolzen in der ersten Reihe gilt für die Stabbreite:

$$49 \quad \ldots \quad b = b_1 + m d.$$

Die Gleichungen 48 und 49 liefern nachstehende Tabelle:

Symmetrische Vernietung	Nettobreite b_1	6	8	10	12	14	. d
	Stabbreite b						
	1 Niet voran	7	9	11	13	15	. d
	2 Niete voran	8	10	12	14	16	. d
Unsymmetrische Vernietung	Stabbreite b						
	1 Niet voran	8,20	10,25	12,29	14,32	16,34	. d

Im vorliegenden Falle erleidet also der Stab in der ersten Nietreihe durch zwei symmetrisch angeordnete Niete eine geringere Schwächung als durch ein Niet, welches um ein Viertel der Stabbreite von der Längenachse absteht.

II. Abschnitt.

Die Verschraubung.

§. 20.

Anwendung der Schrauben anstatt der Niete bei Brückenteilen.

Anstatt der Niete werden bei eisernen Brücken in folgenden Fällen Schrauben verwandt:

1. Wenn die zu verbindenden Eisenteile eine gröfsere Gesamtdicke als 4,5 d bei Hand- und 5 d bei Maschinennietung haben.

2. Wenn es darauf ankommt, den Teilen nach ihrer Zusammenfügung eine gewisse Beweglichkeit zu sichern, oder wenn dieselben lösbar sein müssen.

3. Wenn sich Niete infolge ihrer Lage zu anderen Konstruktionsteilen nicht einschlagen lassen würden.

4. Wenn gufseiserne Teile oder solche aus hartem Stahl mit schweifseisernen Teilen verbunden werden sollen, indem dieselben bei Handnietung leicht durch die Hammerschläge beschädigt werden.

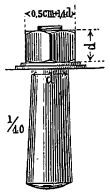
§. 21.

Dimensionen der Schrauben.

Nach der Art der auszuführenden Befestignng unterscheidet man: Schraubenbolzen, Gelenkbolzen, Steinschrauben und Ankerschrauben.

1. Schraubenbolzen. Dieselben dienen im allgemeinen zur Befestigung von Konstruktionsteilen, deren gegenseitige Lage eine unveränderliche sein soll. In einzelnen Fällen jedoch stellt man die Löcher für die Bolzen länglich her, so dafs den verbundenen Teilen eine geringe Verschiebung möglich ist. Der Schraubenbolzen besteht aus dem eigentlichen Bolzen und der Schraubenmutter, unter welche man meistens, der besseren Druckübertragung wegen, eine Unterlegscheibe legt. An dem Bolzen unterscheidet man den Kopf, welcher viereckige, sechseckige oder runde Grundformen haben kann, und den, mit einem scharfgängigen Gewinde versehenen Schaft. Dasfelbe wird nach der Whitworthschen Skala angefertigt und mufs so rein ausgeschnitten sein, dafs die zugehörigen Muttern weder schlottern, noch zu festen Gang haben.

Fig. 67.



Dem Bolzenschafte giebt man gewöhnlich zylindrische Form; in dem Falle jedoch, dafs es auf ein strammes Anliegen desfelben an den Lochwandungen ankommt, die konische (Fig. 67). Handelt es sich z. B. um die gleichmäfsige Verteilung einer Kraft auf eine gröfsere Anzahl von Bolzen, so sind die konischen den zylindrischen vorzuziehen. Die Konizität nimmt man, je nach der Dicke der zu verbindenden Teile, $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{100}$. Ein Kopf ist an dem koni-

schen Bolzen nicht erforderlich. Das Loch für denselben wird zylindrisch gebohrt und mit Hilfe einer konischen Reibahle zu der vorgeschriebenen Verjüngung aufgerieben.

Für die Dimensionen des Schraubenbolzens ist die Art seiner Beanspruchung maſsgebend. Wird derselbe in der Hauptsache auf Abscheren beansprucht, so gelten für die Stärke des Bolzenschaftes die bei der Vernietung abgeleiteten Regeln. Findet dagegen eine Zugwirkung statt, so hat man, wenn bezeichnet:

P die aufzunehmende Zugkraft, in Kilogrammen;

s die zulässige Zugspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

d den Bolzendurchmesser = dem äuſseren Gewindedurchmesser, in Zentimetern;

d_1 den inneren Gewindedurchmesser, in Zentimetern,

$$P = \frac{d_1^2 \pi}{4} \cdot s,$$

mithin

$$49 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d_1 = 1{,}13 \sqrt{\frac{P}{s}}.$$

Nun ist $d_1 = 0{,}8\, d$ und ergiebt sich daher

$$50 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 1{,}41 \sqrt{\frac{P}{s}}.$$

Die Schraubenmutter erhält ein reguläres Sechseck zur Grundfläche, dessen eingeschriebener Kreis den Durchmesser 0,5 cm + 1,4 d und dessen umschriebener den von 0,58 cm + 1,62 d hat. Die Höhe der Mutter beträgt $h = d$ und gilt für die Neigung des scharfen Gewindes die Whitworthsche Skala. Der Kopf des Bolzens wird mindestens 0,5 d hoch gemacht und der Durchmesser des eingeschriebenen und umschriebenen Kreises der Grundfläche, wie bei der Schraubenmutter.

2. Gelenk- oder Scharnierbolzen. Dieselben sollen den verbundenen Konstruktionsteilen ermöglichen, die Winkel, welche sie zufolge dem geometrischen Gerippe des Trägers miteinander bilden, bei Deformation des letzteren möglichst leicht zu verändern. Dem entsprechend muſs der Bolzendurchmesser auf das durch die Festigkeit und Abnutzung gebotene Minimum beschränkt werden, indem alsdann das der Verdrehung der Teile entgegen wirkende Reibungsmoment so klein als möglich ausfällt.

Fig. 68.

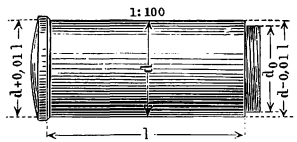
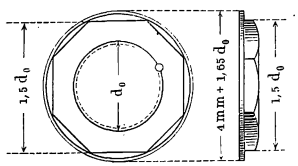


Fig. 68a. Fig. 68b.



Die Form des Gelenkbolzens anlangend, so hat derselbe einen zylindrischen, oder schwach konischen Schaft, der an den Enden mit Kopf und Mutter, bezw. bei gröſserem Durchmesser, mit zwei vorgeschraubten Platten, oder anstatt des Kopfes, mit einer zweiten Mutter versehen ist. Letztere Teile können verhältnismäſsig schwach sein, da die beträchtliche, in den Lochwandungen auftretende Reibung unter normalen Verhältnissen eine Verschiebung der verbundenen Stäbe längs der Bolzenachse verhindert; nur bei aufsergewöhnlichen Kraftwirkungen auf die Brücke, z. B. bei Unglücksfällen, oder infolge starker Erschütterungen können derartige Verschiebungen in Frage kommen.

Die von Gerber bei vielen Brücken angewandten Gelenkbolzen haben folgende Verhältnisse (Fig. 68):

a) Der Schaft.

Derselbe ist konisch in $^1/_{100}$ Verjüngung und besitzt unter dem Kopfe eine Versenkung von 2 mm Höhe und 1,6 mm Breite.

b) Die Schraubenmutter.

Dieselbe hat als Grundform ein reguläres Achteck, dessen eingeschriebener Kreis den Durchmesser $d_1 = 1{,}5\, d_0$ hat, wenn d_0 den Gewindedurchmesser bezeichnet. Die Höhe der Mutter beträgt 10 mm bei einem Gewindedurchmesser bis 50 mm, und 12 mm bei einem solchen von 60 bis 100 mm. Unter die Mutter kommt eine 3 mm dicke Unterlegscheibe, deren Durchmesser die Gröfse

$$d_2 = 4 \text{ mm} + 1{,}65\, d_0 \text{ hat.}$$

Um das Losdrehen der Mutter zu verhindern, wird dieselbe nach dem Einziehen des Bolzens so angebohrt, dafs das Loch halb in der Mutter und halb in dem Schaftgewinde sitzt. In letzteres wird ein Versicherungsstift, Fig. 68 a, geschlagen.

c) Der Kopf.

Derselbe bildet einen Zylinder geringer Höhe, der nach einem flachen Kugelsegmente abgerundet ist. Der Durchmesser des Zylinders ist 8 mm gröfser als der Schaftdurchmesser am Beginne der Versenkung.

Für einige Schaftdurchmesser giebt nachstehende Tabelle die näheren Angaben über Kopf, Mutter und Unterlegscheibe des Gerberschen Gelenkbolzens:

Gelenkbolzen aus Schweifseisen, Nieteisenqualität, Schaft in $^1/_{100}$ verjüngt.

Schaft	Kopf		Gewinde				Mutter		Unterlegscheibe	
Mittlerer Durchmesser	Höhe	Durchmesser bei 200 mm Schaftlänge	Durchmesser	Steigung		Länge	Höhe	Achteck. Innerer Durchmesser	Durchmesser des Grundkreises	Durchmesser des Loches
mm	mm	mm	mm	engl. Zoll	mm	mm	mm	mm	mm	mm
50	13	60	50	$^1/_8$	3,18	12	10	75	86	62
60	13	70	50	$^1/_8$	3,18	12	10	75	86	62
70	15	80	70	$^1/_6$	4,24	15	12	105	120	82
80	15	90	70	$^1/_6$	4,24	15	12	105	120	82
90	15	100	90	$^1/_6$	4,24	15	12	135	152	102
100	15	110	90	$^1/_6$	4,24	15	12	135	152	102

Versicherungsstifte: 6 mm Durchmesser bei 50 mm Gewinde- und 8 mm bei 70 und 90 mm Gewindedurchmesser.

Erforderliche Stärke der Gelenkbolzen.

Der Durchmesser des Gelenkbolzens ist so zu bemessen, dafs einerseits die Lochwandungen keinen unzulässigen Druck erleiden, anderseits die nötige Widerstandsfähigkeit gegen Abscherung und Biegung vorhanden sei. Bezeichnet für einen Gelenkknoten:

δ die Dicke des Eisens im Bolzenauge eines der verbundenen Stäbe, in Zentimetern;
K die durch den Stab zu übertragende Kraft, in Kilogrammen;
k, σ die zulässige Zug-, bezw. Abscherungsspannung für den Gelenkbolzen, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
s_1 die zulässige Normalspannung der Lochwandungen, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;
T die gröfste auf den Bolzen wirkende Transversalkraft, in Kilogrammen;
M das gröfste Biegungsmoment desselben, in Kilogrammen mal Zentimeter;
d_1, d_2, d_3 die der Normalspannung, der Abscherung und Biegung entsprechenden Bolzendurchmesser, in Zentimetern;

so folgt:

$$51 \quad \ldots \quad d_1 = \frac{K}{\delta s_1}.$$

Die Normalspannung s_1 kann man bei guter Ausführung der Gelenke und bei Stäben, deren zulässige Zugspannung s Kilogramm für das Quadratzentimeter beträgt, annehmen zu:

$$s_1 = 2\,s.$$

Findet ein sehr genaues Einpassen des Bolzenschaftes bei Anwendung konischer Bolzen statt, so kann man mit Gerber den vorstehenden Wert von s_1 erhöhen auf:

$$s_1 = 2{,}5\,s.$$

Letzterer Ausdruck liefert verhältnismäfsig kleine Bolzendurchmesser, was bei Übertragung gröfserer Stabkräfte von Wichtigkeit ist.

Damit der Bolzen gegen Abscheren stark genug sei, mufs derselbe der Bedingung entsprechen:

$$\frac{d_2^2 \pi}{4}\,\sigma = T,$$

also:

$$52 \quad \ldots \quad d_2 = 1{,}13\,\sqrt{\frac{T}{\sigma}}.$$

Endlich ergiebt sich in Rücksicht auf die Biegung:

$$M = \frac{\pi}{32}\,d_3^3 \,.\, k,$$

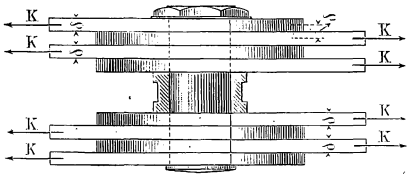
$$53 \quad \ldots \quad d_3 = 2{,}17\,\sqrt[3]{\frac{M}{k}}.$$

Von den vorstehenden drei Werten des Bolzendurchmessers ist für die Ausführung der gröfste zu nehmen.

Bezüglich der Biegung des Bolzens ist zu bemerken, dafs dieselbe nicht eintritt, wenn die verbundenen Stäbe dicht aneinander liegen und der Bolzen das zugehörige Loch vollständig ausfüllt. Im allgemeinen darf man jedoch auf eine so genaue Arbeit nicht rechnen und mufs daher zur Sicherheit die Biegung in Betracht ziehen.

Liegen die durch den Gelenkbolzen verbundenen Stäbe parallel nebeneinander und treten dieselben in Gruppen von je zwei Gliedern gemäfs Fig. 69 auf, so folgt für den Bolzendurchmesser:

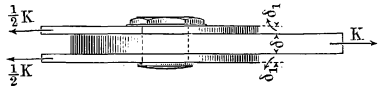
Fig. 69.



$$54 \quad \ldots \quad \begin{cases} d_1 = \dfrac{K}{\delta s_1}; \; d_2 = 1{,}13 \sqrt{\dfrac{K}{\sigma}}. \\ d_3 = 2{,}17 \sqrt[3]{\dfrac{2K\delta}{k}}. \end{cases}$$

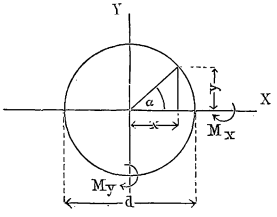
Ähnlich erhält man für Gruppen von je drei Gliedern, deren mittleres bei der Dicke δ die Kraft K, und deren beide äufsere je $\frac{K}{2}$ bei der Dicke $\delta_1 \geqq \frac{\delta}{2}$ zu übertragen haben (Fig. 70):

Fig. 70.



$$55 \quad \ldots \quad \begin{cases} d_1 = \dfrac{K}{\delta s_1}; \; d_2 = 1{,}13 \sqrt{\dfrac{K}{2\sigma}}. \\ d_3 = 2{,}17 \sqrt[3]{\dfrac{K}{k}\left(\dfrac{\delta + \delta_1}{4}\right)}. \end{cases}$$

Fig. 71.



In diesen Gleichungen ist angenommen, dafs die Kräfte K längs den Mittellinien der Glieder wirken.

Wenn die einzelnen Glieder beliebige Winkel miteinander bilden, so hat man die in jedem derselben wirkende Kraft in ihre Horizontal- und Vertikalkomponente zu zerlegen und für den gegebenen Bolzenquerschnitt die Summe der in Frage kommenden Komponenten und ihrer Momente nach den beiden Achsenrichtungen zu bilden. Bezeichnet (Fig. 71) für einen bestimmten Querschnitt:

T_x, T_y die Summe der Horizontal-, bezw. Vertikalkomponenten, in Kilogrammen;

M_x, M_y die Summe der Biegungsmomente der Komponenten in bezug auf die horizontale, bezw. vertikale Achsenrichtung, in Kilogrammen mal Zentimeter;

J das Trägheitsmoment des Bolzenquerschnittes in bezug auf die horizontale oder vertikale Schwerpunktsachse, in Zentimetern^4;

so mufs der Bolzen in Rücksicht auf Abscherung die Stärke haben:

$$56 \quad \ldots \quad d_2 = 1{,}13 \sqrt[4]{\frac{T_x^2 + T_y^2}{\sigma^2}}.$$

Weiter ergiebt sich für die Biegungsspannung einer Faserschicht des Bolzenumfanges, deren Koordinaten x, y sind und deren Radius mit der Horizontalen den Winkel α einschliefst, wenn k_x, k_y die den Momenten M_x, M_y entsprechenden Biegungsspannungen sind:

$$M_x = \frac{k_x}{\frac{1}{2} d \sin\alpha} J; \; M_y = \frac{k_y}{\frac{1}{2} d \cos\alpha} J, \text{ daher } k_x + k_y = \frac{1}{2} \frac{d}{J} (M_x \sin\alpha + M_y \cos\alpha).$$

Das Maximum letzterer Biegungsspannung tritt für $tang\ \alpha = \frac{M_x}{M_y}$ ein und hat den Wert:

$$k_x + k_y = \frac{1}{2} \cdot \frac{d_3}{J} \sqrt{M_x^2 + M_y^2}.$$

Da nun die gröfste zulässige Biegungsspannung gleich k ist, so folgt:

$$k = \frac{1}{2} \cdot \frac{d_3}{J} \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

und, wenn man hierhin

$$\frac{1}{2} \frac{d}{J} = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{1}{d_3^3}$$

setzt,

$$57 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d_3 = 2{,}17 \sqrt[6]{\frac{M_x^2 + M_y^2}{k^2}}.$$

Streng genommen wäre aus der stärksten Abscherungs- und Biegungsspannung des Bolzens die Hauptspannung zu berechnen und auf Grund derselben der Durchmesser zu bestimmen. Indessen ist dieses Verfahren ein recht umständliches und dürfte die erzielte Genauigkeit, bei den immerhin nur bis zu einem gewissen Punkte zutreffenden Voraussetzungen, nicht im richtigen Verhältnisse zu dem aufgewandten Zahlenapparate stehen. Da aufserdem der Bolzendurchmesser nach vorstehenden Gleichungen bei den gemachten ungünstigen Annahmen ausreichende Sicherheit bietet, so wollen wir auf die erwähnte Rechnung nicht weiter eingehen.

3. Steinschrauben.

Zur Befestigung von Auflagerplatten auf Mauerwerk verwendet man sogenannte Steinschrauben. Dieselben haben entweder die Form gewöhnlicher Schraubenbolzen (Fig. 72), oder diejenige von konischen Schrauben mit glattem, bezw. mit Widerhaken versehenem Schafte (Fig. 73). Die Schaftlänge nimmt man, wenn die Steinschraube nur zur Erleichterung der Aufstellung dient, etwa $= 5\,d$; wenn sie dagegen Abscherung aufzunehmen hat, bis etwa $12\,d$, worin d den äufseren Gewindedurchmesser bezeichnet. Neuerdings hat man die Steinschrauben in den Grundplatten der Auflagerschuhe vielfach weggelassen und anstatt derselben hakenförmige Ansätze an die Platten gegossen, welche in die Auflagerquader eingreifen.

Fig. 72.

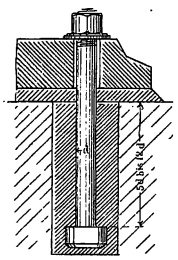
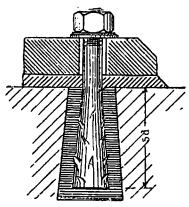


Fig. 73.



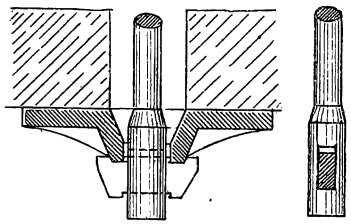
Das Loch in dem Quader für die Steinschraube stellt man entweder nach oben verjüngt oder zylindrisch her. Erstere Anordnung hat den Vorteil, dafs sich die Umhüllung des Bolzenschaftes beim Andrehen der Mutter fester gegen die Lochwandungen drückt, während sie im anderen Falle das Bestreben hat, sich von derselben zu lösen. Zur Herstellung der Umhüllung vergiefst man den Bolzen mit Blei oder Zement. Früher hat man auch zu diesem Zwecke Schwefel verwandt, jedoch ist derselbe ganz ungeeignet, indem er nicht volumbeständig ist und das Eisen mit der Zeit anfrifst.

4. Ankerschrauben.

Dieselben unterscheiden sich von den Steinschrauben dadurch, dafs sie Zugkräfte von Belang aus der Eisenkonstruktion auf das angrenzende Mauerwerk übertragen sollen. Sie

müssen deshalb bis auf eine gewisse Tiefe in letzteres geführt und am Kopfende mit sogenannten Splinten, bezw. Platten (Fig. 74) versehen werden, welche einen gröfseren Teil des Mauerwerkes in Mitleidenschaft ziehen, wenn Zugkräfte den Bolzen anspannen.

Fig. 74.



Kommt es darauf an, die Zugkraft aus dem Bolzen auf den ganzen Mauerkörper, bezw. auf den gröfsten Teil desfelben, zu übertragen, so ordnet man sehr kräftige Ankerplatten an und legt darunter eventuell noch I-Träger, welche sich gegen Quader grofser Dimensionen stemmen. Diese Art der Verankerung wird bei den Hängebrücken besprochen werden.

Litteratur zu Kapitel III.

Humber: A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction, including iron foundation, in three parts, theoretical, practical and descriptive. London 1870.

Redtenbacher: Resultate für den Maschinenbau. Mannheim 1875.

Reuleaux: Der Konstrukteur. Ein Handbuch zum Gebrauche beim Maschinen-Entwerfen. Braunschweig 1869.

Brik: Allgemeine Anordnung, Material und Konstruktionselemente der eisernen Brücken. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band. Der Brückenbau. Kapitel VII. Leipzig 1882.

Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. Bd. I. Heft 2. Eiserne Brücken. Aachen 1875.

Winkler: Vorträge über Brückenbau. Eiserne Brücken. II. Heft. Gitterträger und Lager gerader Träger. Wien 1875.

Messerschmitt: Die Kalkulation der Eisenkonstruktionen. Essen 1884.

Aufsätze in Zeitschriften.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

1879. Keller: Über das Lochen von Eisen.

1884. Rautschka: Über die Herstellung eiserner Brücken.

Wochenblatt für Baukunde.

1886, Nr. 11. Zerreifsungsversuche zur Vergleichung der Handnietung und hydraulischer Nietung, angestellt von der Société de Sclessin.

Deutsche Bauzeitung.

1867, Nr. 47 (Wochenblatt). Schwedler: Über Nietverbindungen.

1886, Nr. 17. Schrimpff: Kostenvergleiche bei Eisenkonstruktionen.

Centralblatt der Bauverwaltung.

1884, Nr. 20. Landsberg: Resultate von Versuchen über die Zugfestigkeit einseitiger und zweiseitiger Kraftnietungen.

Schweizerische Bauzeitung.

1885, Nr. 3. Neuere Resultate von Versuchen mit Nietverbindungen.

1886, Nr. 6. Tetmajer: Einfluſs der Lochung auf die Festigkeitsverhältnisse des Schweifseisens.

Le Génie Civil.

1884, Tome II, Nr. 12. Nansouty: Le rivetage hydraulique.

1884, Tome VI, Nr. 2. Laharpe: Études sur les rivures des toles.

1886, Tome VIII, Nr. 12. Thareau: Riveuse hydraulique sans accumulateur.

Engineering.

1885, November, p. 523. Hydraulic rivetting machine.

Annales des ponts et chaussées.

1886, Janvier, p. 98. Résistance des rivets.

Viertes Kapitel.

Die Querschnitte der Gurtungen und Wandglieder der Träger.

§. 22.

Allgemeines über die Anordnung der Querschnitte.

Bei der Bildung der Querschnitte für die Gurtungen und Wandglieder hat man die folgenden Regeln zu beachten:

1) Der Querschnitt ist möglichst nur aus solchen Eisen zusammen zu setzen, welche gleichen Elastizitätsmodul haben, weil sonst die einzelnen Elemente desselben bei gleichen Längenänderungen verschiedene Spannungen erhalten. Nietet man z. B. Blech mit Flacheisen zusammen, so ergiebt sich, wenn bezeichnet:

E, E_1 den Elastizitätsmodul des Bleches, bezw. des Flacheisens, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s, s_1 die Spannung im Bleche, bezw. im Flacheisen, welche einer bestimmten gemeinsamen Ausdehnung entspricht, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

$$\frac{s}{s_1} = \frac{E}{E_1},$$

also

$$s = \frac{E}{E_1} s_1.$$

Nun ist im Mittel der Elastizitätsmodul für Blech $E = 1\,700\,000$ und derjenige für Flacheisen $E_1 = 2\,000\,000$ kg für das Quadratzentimeter und daher

$$s = \frac{1{,}7}{2} \cdot s_1 = 0{,}85 \cdot s_1.$$

2) Die in die Gurtungen und Wandglieder zu bauenden Flacheisen, Winkeleisen, Bleche etc. sind im allgemeinen in den gängigen Dimensionen zu verwenden, damit der Materialpreis ein möglichst geringer sei. Das Gewicht der einzelnen Teile darf dem entsprechend etwa 300 kg nicht überschreiten.

Die Dicke der Teile anlangend, so empfiehlt es sich, dieselbe innerhalb 8 bis 15 mm zu halten. Unter 6 mm darf man in Rücksicht auf das Rosten und die unvermeidlichen Ausführungsfehler nicht gehen, während anderseits das Mafs von 25 mm für Schweifs- und Flufseisen die obere Grenze bildet. Dickere Teile haben leicht im Inneren Fehler, die schwierig zu entdecken sind.

3) Bei Trägern mit veränderlichen Stabkräften in den Gurtungen mufs es in einfacher Weise möglich sein, den Gurtquerschnitt diesen Kräften entsprechend zu vermehren, oder

zu vermindern, ohne dafs eine Änderung in der Beanspruchung für die Quadrateinheit eintritt.

4) Sämtliche Teile des Querschnittes müssen sich gut vernieten, revidieren und im Anstrich erhalten lassen. Enge Räume, in denen man den Anstrich nicht erneuern kann, sind daher zu vermeiden.

5) Der Querschnitt mufs dem Wasser raschen Abzug gestatten. Um letztere Forderung zu erfüllen, hat man wohl die unten geschlossenen hohlen Räume — sogenannte Wassersäcke — mit Kitt ausgestrichen. Indessen ist hiermit der Übelstand verbunden, dafs bei Temperaturänderungen leicht eine Trennung des Kittes vom Eisen infolge der verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten eintritt und so Ritzen entstehen, welche die Feuchtigkeit zurückhalten und dadurch zur Beförderung des Rostens Veranlassung geben. Wassersäcke sind daher bei den definitiven Konstruktionen auszuschliefsen.

6) Es ist zu vermeiden, viele Teile übereinander anzuordnen, da hierbei einerseits die Niete oft eine grofse Länge erhalten, anderseits viele Fugen entstehen, welche sich der Revision entziehen. Wie bereits früher bemerkt, darf die Gesamtdicke bei Handnietung höchstens $4{,}5\,d$ und bei Maschinennietung $5\,d$ betragen, wenn d den Nietdurchmesser bezeichnet.

7) Die Querschnitte der Gurtungen und des Gitterwerkes sind so zu wählen, dafs eine einfache und solide Verbindung beider Teile möglich ist.

8) Bei Trägern mit steifen Knotenpunkten sind die Gurtungen und Wandglieder so zu konstruieren, dafs sie bei den Durchbiegungen der Träger möglichst geringe Nebenspannungen erleiden. Der Abstand der äufsersten Faserschichten von den in Frage kommenden neutralen Achsen der Querschnitte mufs daher thunlichst klein genommen werden.

Das Weitere über die konstruktive Anordnung der Gurtungen und Wandglieder soll getrennt nach denselben und der Art der Kräfte, welche sie aufzunehmen haben, besprochen werden.

I. Die Gurtungsquerschnitte.

§. 23.

Gurtquerschnitte für Zugkräfte.

Abgesehen von den Querschnittsformen, welche aufser für Zug- auch für Druckkräfte Anwendung gefunden, sind hier die folgenden aufzuführen.

1. Zuggurte aus Flacheisen.

Das Flacheisen ist in stehender und liegender Form für die Zuggurte verwandt. Im ersten Falle sind die Flacheisen an den Knotenpunkten des Trägers entweder durch Gelenkbolzen zu Kettengurten verbunden, oder sie sind daselbst miteinander vernietet und bilden Streifen, welche durch den ganzen Träger gehen. Hiernach nennt man letztere Gurte wohl Streifengurte.

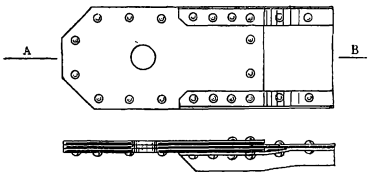
Legt man die Flacheisen direkt aufeinander, so erhält der Gurt Bandform und wird dem entsprechend Bandgurt genannt.

a) Der Kettengurt aus Flacheisen.

Die Veränderlichkeit in der Querschnittsfläche dieses Gurtes erreicht man durch Änderungen der Dimensionen und Anzahl der Glieder. Besondere Rücksicht erfordert die Anordnung des Kopfes, des sogenannten Auges, derselben.

Damit kein Einfressen des Bolzens in die Lochwandungen stattfinde, mufs der Bolzendurchmesser, sofern die Stabbreite $= b$ ist, mindestens, gemäfs Gleichung 51, zu $d = \frac{s}{s_1} b$ $= \frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{5}$ der Stabbreite genommen werden. Will man geringere Durchmesser anwenden, so ist der Stab rund um das Bolzenloch zu verdicken, was durch Anstauchen desfelben im rotglühenden Zustande, oder durch aufgeschweifste, bezw. angenietete Platten (Fig. 75) erfolgen kann. Für den Bolzendurchmesser ergiebt sich dann:

Fig. 75.



Schnitt AB

$$d_1 = \frac{s}{s_1} \cdot \frac{\delta}{\delta_1} b,$$

worin

δ, δ_1 die Dicke des Stabes in der Mitte, bezw. im Auge bezeichnen.

Gewöhnlich hat man indessen eine Verdickung nicht vorgenommen.

Das Auge ist meistens kreisbogenförmig oder elliptisch ausgeführt, seltener nach den Figuren 76 und 77. Die elliptische Form trägt den Festigkeitsverhältnissen desfelben besser Rechnung, als diejenige, bei welcher die Abrundung nach einem Halbkreise erfolgt, indem das Auge, wenn der Bolzen dasfelbe nicht vollständig ausfüllt, ähnlich wie das Glied einer gewöhnlichen Kette beansprucht wird. Die genaue theoretische Beurteilung der auftretenden Spannungen ist indessen zur Zeit nicht möglich; auch ist auf die Festigkeit des Auges die Art der Herstellung von wesentlichem Einflusse und hat man daher die erforderlichen Dimensionen aus Versuchsresultaten abgeleitet.

Fig. 76.

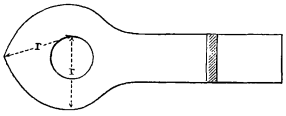


Fig. 77.

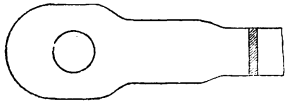
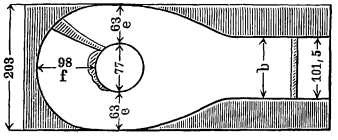


Fig. 78.



In dem Falle, dafs das Auge aus dem vollen Stabe herausgearbeitet, oder schweifswarm unter dem Hammer geformt wird, kann man für die Breite zu beiden Seiten des Bolzenloches setzen (Fig. 78):

$$58 \quad \ldots \quad e = \frac{1}{2} b + \frac{1}{6} d;$$

ferner für die Breite in Richtung der Stabachse:

$$59 \quad \ldots \quad f = \frac{1}{2} b + \frac{5}{8} d.$$

Bei einem in England ausgeführten Versuche mit 18 Gliedern, welche aus schweifseisernen Flachstäben von 203 mm Breite und 3,2 bis 14,3 mm Dicke herausgearbeitet waren und von Mitte zu Mitte der Bolzenaugen eine Länge von 2,438 m hatten, ergaben sich folgende Resultate: 3 Glieder brachen am Kopfe, wie in Fig. 78 angegeben; 5 zerrissen im vollen Stabe

und 10 konnten mit der zur Verfügung stehenden Festigkeitsmaschine nicht zum Bruche gebracht werden. Die gröfste und kleinste absolute Festigkeit der zerrissenen Glieder betrug 3430, bezw. 3290 kg für das Quadratzentimeter. Eins der Glieder, welche nicht brachen, war mit 3500 kg für das Quadratzentimeter des Stabquerschnittes belastet. (Vergl. *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil-Engineers. Session 1877/78, Part IV, p. 63.*)

Wenn dagegen das Bolzenauge in einer hydraulischen Presse durch Aufschweifsen von Zusatzstücken und Stauchen aus dem rotglühenden Stabe gebildet wird, vergröfsert man die erwähnten Breitendimensionen zweckmäfsig auf

$$60 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad e = \frac{1}{2} b + \frac{1}{3} d$$

und

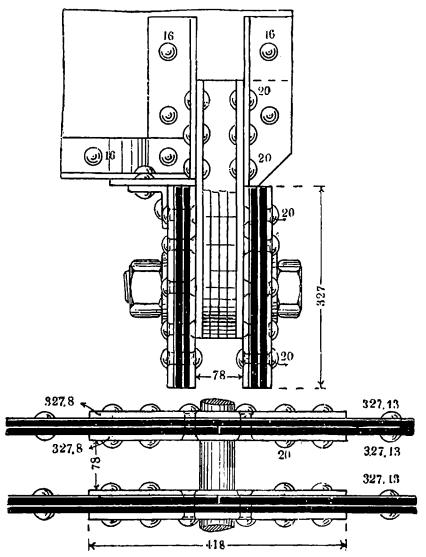
$$61 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad f = \frac{1}{2} b + \frac{2}{3} d.$$

Auch halbkreisförmig abgerundete Bolzenaugen sind vielfach zur Anwendung gekommen. Als Breite des Auges zu jeder Seite des Bolzenloches kann man in diesem Falle $e = f = \frac{1}{2} b + \frac{1}{6} d$ für gehämmerte, und $e = \frac{1}{2} b + \frac{1}{3} d$ für hydraulisch gepreſste annehmen.

b) Der Streifengurt.

Die Flacheisen ordnet man in Gruppen neben- (Fig. 79) oder untereinander an. Wählt man im ersten Falle den lichten Abstand zweier Lamellen kleiner als etwa 3 cm, so kann man den Anstrich zwischen denselben nicht in regelrechter Weise erneuern, und empfiehlt es sich daher in einem solchen Falle, die Fuge oben und unten durch ein Futterstück zu schliefsen.

Fig. 79.



Brücke über die Schwarze Elster bei Premsendorf.

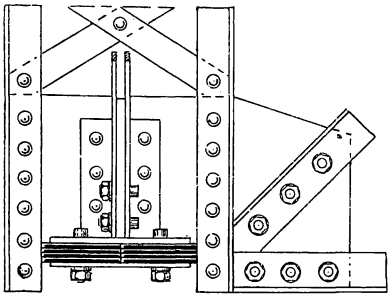
Zur horizontalen Aussteifung der Streifen des Gurtes hat man dieselben wohl mit Winkeleisen eingefafst, oder durch ein Gitterwerk bezw. durch einzelne Blechstücke, miteinander verbunden. Letztere beiden Anordnungen haben noch den Vorteil im Gefolge, dafs die Verteilung der zu übertragenden Kraft auf die Querschnittselemente eine gleichmäfsigere ist. Oftmals hat man sich damit begnügt, die Streifen nur an den Knotenpunkten des Trägers miteinander zu verbinden.

Ein Vorzug des Streifengurtes besteht darin, dafs sich das Gitterwerk mit demselben in einfacher und solider Weise vereinigen läfst, dagegen entstehen bei der Durchbiegung des Trägers in den Flacheisen nicht unerhebliche Nebenspannungen, wenn dieselben eine gröfsere Breite haben.

c) Der Bandgurt.

Derselbe besteht aus einem oder mehreren stumpf nebeneinander liegenden Bündeln von Flach- bezw. Bandeisen. Die Eisen eines jeden Bündels werden an den Knotenpunkten, oder aufserdem noch zwischen denselben, durch Niete, Schrauben oder Klemmvorrichtungen zusammengehalten.

Fig. 80.



Rohdachbrücke (Hochstadt-Stockheim).

Der Bandgurt ist bei der Kettenbrücke über die Seine in Surèsnes bei Paris, sowie bei vielen von Pauli konstruierten Brücken (Fig. 80) zur Anwendung gekommen. Zur Zeit führt man denselben nicht mehr aus, indem die vielen Trennungsfugen der Flacheisen nicht revidierbar sind und der Anschlufs des Gitterwerkes, wenn gröfsere Kräfte übertragen werden müssen, Schwierigkeiten bereitet.

2. Zuggurte aus Rundeisen, bezw. Quadrateisen.

Rund- und Quadrateisen sind zu Anfang des Brückenbaues in Eisen öfters für Zuggurte gewählt. Jetzt hat man diese Gurtformen verlassen, indem die Verbindung der genannten Eisen unter sich, wie mit den Wandgliedern des Trägers Schwierigkeiten macht und gröfsere Querschnittsflächen mit denselben nicht gut erzielt werden können.

3. Zuggurte aus Drähten.

Im grofsen Mafsstabe hat man bei Hängebrücken Drähte zur Bildung der Tragkabel benutzt. Näheres hierüber soll des besseren Zusammenhanges wegen erst bei der Besprechung letzterer Brücken gegeben werden.

§. 24.

Gurtquerschnitte für Zug- und Druckkräfte.

Gegenüber den Querschnitten, welche nur Zugkräfte aufzunehmen haben, kommt bei den vorstehenden der Umstand in Betracht, dafs dieselben Sicherheit gegen Ausbiegen, und daher nach den hierbei in Frage kommenden Achsenrichtungen ein entsprechend grofses Trägheitsmoment zeigen müssen. Hauptsächlich sind für die genannten Kräfte folgende Gurtquerschnitte angewandt:

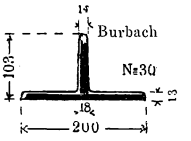
1. Der ⊤-förmige Querschnitt.

a) Das einfache ⊤-Eisen.

Dasfelbe wird entweder mit gleich dicken oder verjüngten Schenkeln gewalzt. Letztere Form geht leichter aus den Walzen und bildet daher für gröfsere ⊤-Eisen die Regel; jedoch

hat sie für den Anschluſs des Gitterwerkes die Unbequemlichkeit, daſs die Anschluſsplatten, bezw. die Gitterstäbe selbst gebogen oder entsprechend bearbeitet werden müssen, wenn die Verjüngung stärker als etwa 2 mm ist.

Fig. 81.



Von der Burbacher Hütte werden ⊤-Eisen bis zu den in Fig. 81 angegebenen Dimensionen hergestellt, für welche gilt: Querschnittsfläche = 58 qcm; Gewicht für das laufende Meter = 45 kg; Trägheitsmoment J und Widerstandsmoment W in bezug auf die Schwerpunktsachsen parallel und normal zur Basis:

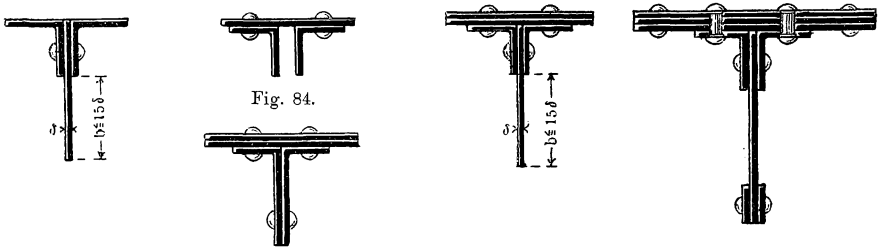
$$J_x = 681; \quad J_y = 1517 \text{ in cm}^4$$
$$W_x = 71; \quad W_y = 140 \text{ in cm}^3$$

b) Das ⊤-Eisen mit darauf genieteten Lamellen.

c) Das genietete ⊤-Eisen.

In der einfachsten Form besteht dasſelbe aus zwei Winkeleisen, die direkt miteinander vernietet oder durch Futterstücke, bezw. durch das Gitterwerk der Trägerwand, voneinander getrennt sind. Kann man die erforderliche Querschnittsfläche mit zwei Winkeleisen nicht decken, so fügt man denselben ein sogenanntes Stehblech (Fig. 82) oder Lamellen (Fig. 83 und 84) oder endlich ein Stehblech und Lamellen hinzu (Fig. 85 und 86).

Fig. 82. Fig. 83. Fig. 84. Fig. 85. Fig. 86.



Der Querschnitt (Fig. 83), bei welchem die Winkeleisen soweit voneinander abstehen, daſs die Gitterstäbe, bezw. die Anschluſsplatten für dieselben, dazwischen geschoben werden können, hat den Übelstand, daſs sich der Anstrich in dem schmalen Zwischenraume nicht gut erneuern läſst und daſs ein Wassersack entsteht, wenn die Lamellen unter den Winkeleisen liegen. Er verdient daher nur bei provisorischen oder solchen Konstruktionen Anwendung, welche gegen Witterungseinflüsse geschützt sind.

Erhalten die Lamellen, wie in Fig. 86, eine so groſse Breite, daſs die Nietreihen, welche sie mit den Winkeleisen verbinden, von den Rändern gröſsere Abstände als je 3,5 Nietdurchmesser haben, so sind des dichten Schlusses halber noch zwei weitere Nietreihen nötig. Letztere ordnet man, um den Querschnitt sowenig als möglich zu schwächen, im Verbande zu den anderen Reihen an.

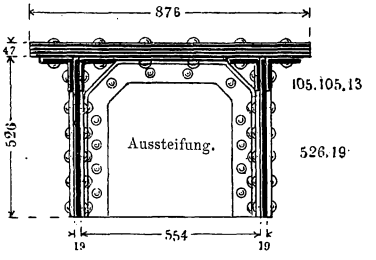
Die Dimensionen des ⊤-Gurtes anlangend, so kommt es darauf an, ob der Gurt nur gezogen, oder auch gedrückt wird. Im letzteren Falle ist derselbe auf Zerknicken zu berechnen und die Breite des Stehbleches vor den beiden Anschluſswinkeleisen nicht gröſser als 15 δ zu nehmen, wenn δ die Dicke desſelben bezeichnet. Will man breitere Stehbleche anwenden, so

mufs man dieselben mit Flach- oder Winkeleisen säumen (Fig. 86). Auch den Lamellen hat man zur Vergröfserung der Steifigkeit und der Fläche des Querschnittes Winkeleisen an den Kanten zugesetzt.

2. Zwei- und mehrfache ⊤-Gurte.

Dieselben unterscheiden sich von dem einfachen ⊤-Gurte durch die Anordnung von zwei oder mehreren Stehblechen nebeneinander. Zwei Stehbleche bilden die Regel und nur ganz ausnahmsweise sind deren mehr angewandt. Die Verbindung derselben mit den Lamellen erfolgt entweder durch je ein, oder je zwei Winkeleisen (Fig. 87). Im ersten Falle empfiehlt es sich, den Anschlufs der Stehbleche in den Knotenpunkten der Gurtung durch doppelte Winkeleisen zu bewirken (Fig. 88), indem alsdann Kräfte aus den Anschlufsplatten für das Gitterwerk, bezw. aus den Stehblechen, in die Lamellen leichter übertragen werden können.

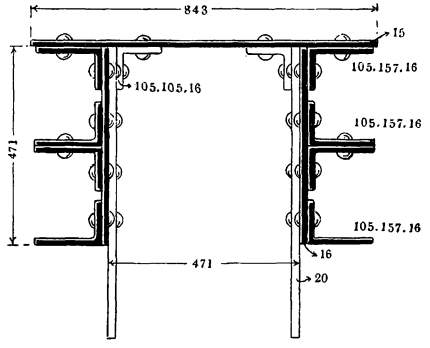
Fig. 87.



Innbrücke bei Passau.

Zur seitlichen Aussteifung des Gurtes sind die Stehbleche an den Knotenpunkten starr mit einander zu verbinden, was am einfachsten durch Vernietung derselben mit den steif konstruierten Gitterstäben der Trägerwand geschieht. Im gedrückten Gurte ist es ratsam, derartige Verbindungen noch zwischen den Knotenpunkten in Form von Stehbolzen (Fig. 89), Querblechen (Fig. 87), oder Gitterwerk einzuschalten.

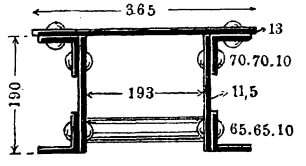
Fig. 88.



Elbbrücke bei Dömitz.
(Obergurt in der Mitte der Stromöffnungen von 67,8 m Stützweite.)

Die Breite der Stehbleche soll man möglichst schmal wählen, um die bei der Durchbiegung des Trägers in der Gurtung entstehenden Nebenspannungen thunlichst herabzuziehen. Eventuell kann man zur Erzielung der erforderlichen Querschnittsfläche die Stehbleche aus zwei Platten zusammennieten, oder dieselben, soweit es die freie Breite gestattet, mit Winkeleisen armieren (Fig. 88), oder endlich beide Mittel anwenden.

Fig. 89.

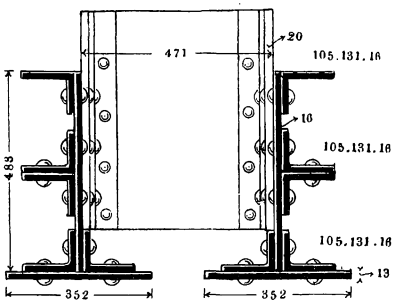


Oderbrücke bei Deutsch-Nettkow.

Im Untergurte hat der mehrfache ⊤-Gurt den Nachteil, dafs er den atmosphärischen Niederschlägen keinen direkten Abflufs gewährt. Man hat zwar zu dem Ende Entwässerungsschlitze, bezw. einzelne Löcher, in den Lamellen hergestellt, immerhin bleibt aber der Übelstand bestehen, dafs sich bei Schneefall der Gurt mit Schnee füllt, wodurch jene Öffnungen verstopft werden. Tritt nun heftige Kälte ein, so gefriert der Schneekörper und die Entwässerungsöffnungen funktionieren bei später eintretendem Tau-

wetter sehr langsam, so dafs die inneren Wandungen des Gurtes lange der Feuchtigkeit ausgesetzt bleiben. Es erscheint daher im vorliegenden Falle zweckmäfsig, den Gurt aus zwei getrennten ⊤-förmigen Teilen herzustellen, welche einen Entwässerungsschlitz von genügender Breite zwischen sich lassen (Fig. 90).

Fig. 90.



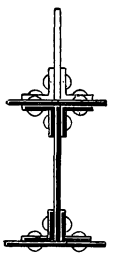
Elbbrücke bei Dömitz (Untergurt).

Um einen möglichst gleichen Elastizitätsmodul für die Lamellen und Stehbleche und somit möglichst gleiche Spannungsübertragung in diesen Teilen zu erzielen, sind dieselben entweder beide aus Flacheisen oder aus Blech herzustellen. Flacheisen wird auf dem Universalwalzwerke bis zu 600 mm Breite gewalzt; darüber hinaus ist Blech zu verwenden.

Der zweifache ⊤-Gurt gestattet bei grofser Veränderlichkeit seiner Elemente, Flächen von etwa 100 qcm (brutto) an bis weit über 1000 qcm zu bilden, und läfst sich leicht mit dem Gitterwerke verbinden. Wir finden diesen Querschnitt daher vielfach bei Brücken mittlerer und bedeutender Spannweite angewandt.

3. Der I-förmige Gurt.

Fig. 91.

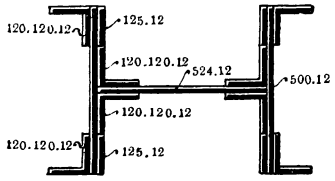


Derselbe wird aus einer vertikalen Wand gebildet, welche am unteren und oberen Rande durch je zwei Winkeleisen gesäumt ist. Gewöhnlich sind mit letzteren noch ein oder mehrere Lamellen verbunden. Die Veränderlichkeit des Querschnittes ist eine verhältnismäfsig geringe und findet man denselben daher hauptsächlich bei Paulischen und parabolischen Balkenträgern sowie Bogenträgern. Der Anschlufs des Gitterwerkes gestaltet sich einfach, wenn geringere Kräfte zu übertragen sind (Fig. 91). Dagegen komplizierter bei gröfseren Kräften, indem es nötig wird, die Anschlufsplatten des Gitterwerkes mit der Wand des Querschnittes direkt zu verbinden. Näheres hierüber bei den Balkenbrücken.

4. Der ⊢⊣-förmige Gurt.

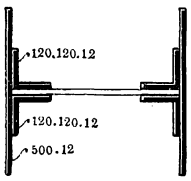
Dieser Gurt besteht aus zwei vertikalen, meistens mit Winkeleisen eingefafsten Blechen, welche in der Mitte durch ein horizontales Blech, bezw. Gitterwerk, miteinander verbunden sind. Die Anordnung mit voller horizontaler Verbindungswand empfiehlt sich nur bei Trägern, deren Gurtungen nach oben gekrümmt sind, da sonst die Gurtung einen Trog bilden würde, in welchem das Wasser stehen bliebe.

Fig. 92.



Elbbrücke bei Niederwartha.
(Obergurt in den Stromöffnungen.)

Fig. 92a.



Bei der Elbbrücke zu Niederwartha haben die abgestumpften Parabelträger von 62 m Stützweite in der Mitte des oberen Gurtes den in Fig. 92 dargestellten Querschnitt. In den beiden Endfeldern fehlen die vier

äufseren Winkeleisen, sowie die Horizontalplatte, und tritt an die Stelle der letzteren ein Gitterwerk aus Flacheisen (Fig. 92a).

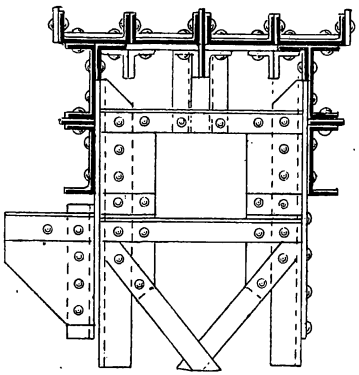
Hauptvorteile des ⊢-förmigen Gurtes sind: Steifigkeit bei grofser Veränderlichkeit seiner Elemente; leichter Anschlufs des Gitterwerkes, sowie verhältnismäfsig geringe Nebenspannungen.

5. ⊐-förmige Gurte und deren Zusammensetzungen.

a) Gewalzte ⊐-Eisen in stehender Form.

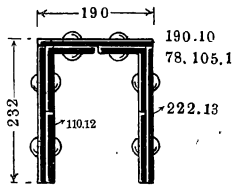
Hierher gehören die doppelt-⊐-förmigen Gurte von Herrmann (Fig. 93). Ein Wechsel im Querschnitte ist bei dieser Konstruktion durch verschiedene Dicke der ⊐-Eisen erreicht.

Fig. 93.



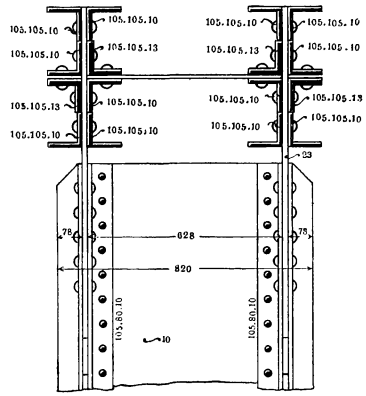
Donaubrücke der Nordbahn in Wien.

Fig. 94.



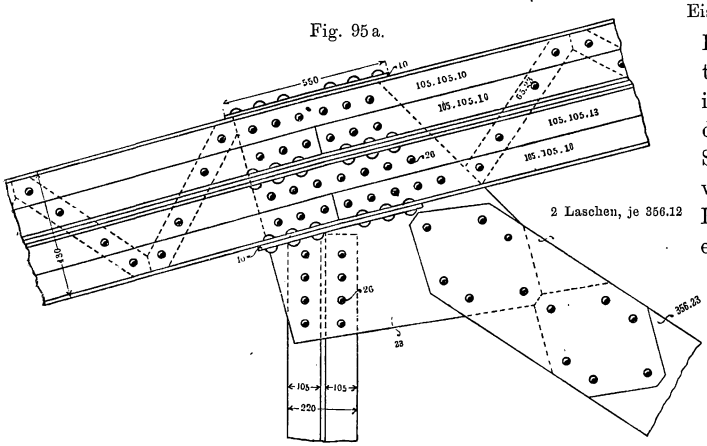
Oderbrücke bei Deutsch-Nettkow (Untergurt).

Fig. 95.



Weserbrücke der Venlo-Hamburger Eisenbahn bei Dreye.

Fig. 95a.



Bei gröfseren Querschnitten sind ⊐-Eisen nach innen hinzugefügt, wodurch aber die Lage des Schwerpunktes seitlich verschoben und mithin Biegung in der Gurtung erzeugt wird. Eine Verbindung der ⊐-Eisen hat Herrmann nur an den Knotenpunkten vorgenommen und ist daher die seitliche Steifigkeit dieser Gurte nur eine geringe.

b) Genietete ⊓-förmige Gurte.

Dieselben gestatten zwar einen leichten Anschlufs des Gitterwerkes, jedoch ist die Veränderlichkeit der Fläche nur eine beschränkte. Beispiel: Untergurt der Oderbrücke bei Deutsch-Nettkow (Fig. 94).

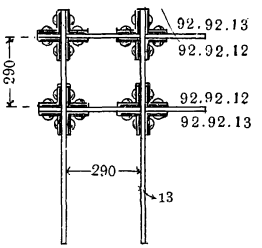
c) ⊐⊏-förmige Querschnitte aus Winkeleisen.

Man hat dieselben über- und nebeneinander in der Weise angeordnet, dafs die Anschlufsplatten für das Gitterwerk gleichzeitig die Stofsplatten der Winkeleisen sind (Fig. 95 a. v. S.). Die hierdurch zwischen den Winkeleisen erforderlich werdenden Schlitze lassen sich, wenn dieselben nicht mindestens etwa 3 cm Weite haben, schlecht im Anstrich erhalten, und eignen sich daher die in Rede stehenden Querschnitte nur für Konstruktionen in geschützten Räumen.

6. Der kreuzförmige Querschnitt.

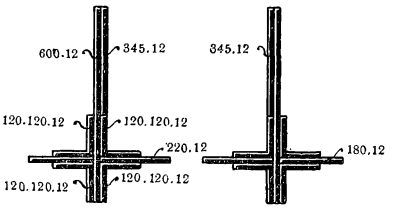
In der einfachsten Zusammensetzung besteht dieser Gurtquerschnitt aus vier Winkeleisen, welche den zum Einschieben der Anschluſs- und Stofsplatten erforderlichen Zwischenraum zwischen sich lassen. Sind gröfsere Flächen erforderlich, so fügt man noch vertikale und horizontale Lamellen hinzu. Zu demselben Ende kann man auch den kreuzförmigen

Fig. 96.



Elbbrücke bei Schandau.

Fig. 97.



Elbbrücke bei Niederwartha.
(Untergurt in den Stromöffnungen.)

Fig. 97c.

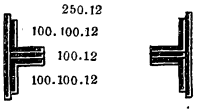


Fig. 97d.

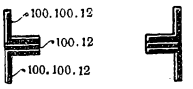


Fig. 97a.

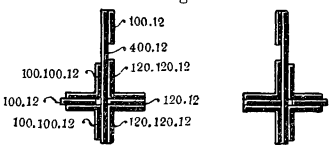
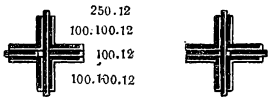


Fig. 97b.

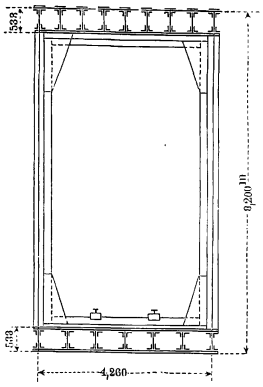


Querschnitt neben- und übereinander wiederholen, in welchem Falle man im gedrückten Gurte für eine starre Verbindung der kreuzförmigen Elemente unter sich Sorge tragen mufs.

Bei der Elbbrücke zu Schandau ist der Obergurt der abgestumpften Parabelträger von 83,2 m Stützweite aus vier kreuzförmigen Elementen von je vier Winkeleisen zusammengesetzt (Fig. 96). Der Untergurt der erwähnten Elbbrücke bei Niederwartha zeigt dagegen im Querschnitte zwei kreuzförmige Elemente, welche von der Trägermitte nach den Enden zu entsprechend den Stabkräften der Gurtung gemäfs Fig. 97 bis 97d abnehmen.

Der kreuzförmige Querschnitt bietet in bezug auf Zerknicken des Gurtes bei geringer Fläche grofse Sicherheit nach allen Achsenrichtungen und eine vielfache Veränderlichkeit in seinen Elementen. Bezüglich der Nebenspannungen stellt sich das einfache kreuzförmige Element seiner geringen Höhe wegen sehr günstig. Auch bei mehreren derartigen Elementen übereinander kann man letztere Spannungen durch einen möglichst geringen Abstand der Elemente sehr einschränken.

Fig. 98.



Britannia-Brücke.

7. Der Kastengurt.

Der Kastengurt hat Anwendung gefunden bei der von Stephenson erbauten Britanniabrücke, welche die Insel Angelsey mit Holyhead verbindet und zwei Öffnungen, je 70,4 m, und zwei, je 140,2 m Spannweite besitzt. Jede der Öffnungen hat als Hauptträger zwei Blechbalkenträger, deren untere und obere Gurtung aus einer Reihe genieteter Kästen (Fig. 98) besteht, welche von Träger zu Träger durchgehen, so dafs jeder Überbau eine Röhre von rechteckigem Querschnitte bildet.

Die Kastengurte werden jetzt nicht mehr angewandt, da sie kostspielig in der Herstellung und schwer zu revidieren sind; auch ist die Verteilung der Spannung in denselben keine gleichmäfsige.

§. 25.

Gurtquerschnitte für Druckkräfte.

Für Druckgurte sind hauptsächlich röhrenförmige Querschnitte gewählt, indem dieselben nach allen Richtungen grofse Festigkeit gegen Zerknicken zeigen. Die Ausführung derselben ist aber bei gröfseren Durchmessern schwierig und die innere Revision umständlich, ja unmöglich, wenn der Innenraum das Bekriechen nicht zuläfst. Weiter kommt in Betracht, dafs die Röhrenform den Anschlufs des Gitterwerkes erschwert; sie verdient daher im allgemeinen keine Anwendung.

Die nähere Besprechung der vorstehenden Gurte wollen wir nach dem verwandten Materiale vornehmen.

A. Druckgurte aus Walzeisen.

1) Aus Blech zusammengenietete Röhren von kreisförmigem oder elliptischem Querschnitte.

Zwei grofsartige Beispiele derartiger Röhrengurte sind die Obergurte der von Brunel erbauten Eisenbahnbrücken über den Wye bei Chepstow von 91,4 m Stützweite und den Tamar bei Saltash von 138,7 m. Der Gurt der Wyebrücke (Taf. V, Fig. 99) hat einen kreisförmigen Querschnitt von 2,743 m Durchmesser und einem Flächeninhalte von etwa 1200 qcm; derjenige der Tamarbrücke (Taf. V, Fig. 100) dagegen elliptischen von etwa 1870 qcm Fläche bei 5,118 m horizontalem und 3,658 m vertikalem Durchmesser. Zur Aussteifung beider Gurtungen dienen quer eingesetzte Blechringe, und bei der Tamarbrücke aufserdem sechs Längsbleche, von denen die untereinander liegenden A, A_1; B, B_1; C, C_1 miteinander durch Winkeleisen verbunden sind.

2) Druckgurte aus Quadrant-, Sextant-, Oktanteisen etc.

Sextanteisen ist z. B. bei den Obergurten vieler von Clarke, Reeves u. Co. in Nord-Amerika erbauten Brücken angewandt (Fig. 101 u. 101a). An den Knotenpunkten sind gufseiserne Körper eingeschoben, um den Anschlufs des Gitterwerkes zu vermitteln.

3) Druckgurte aus Segmenteisen.

Ein hervorragendes Beispiel dieser Art ist die aus Stahl hergestellte Bogengurtung der Brücke über den Mississippi zu St. Louis. Jedes der Rohre (Fig. 102) besteht aus sechs

Fig. 101.

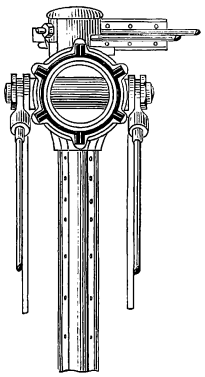


Fig. 101a.

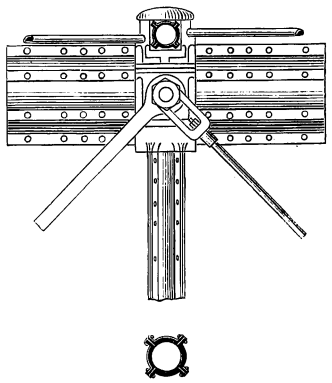
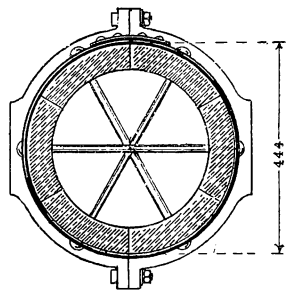


Fig. 102.



Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis.

Lamellen, welche die Form der Dauben eines Fasses haben und durch Bolzen zusammengehalten werden. Zu weiterer Sicherheit ist an jedem Rohrende ein Ring warm aufgezogen und um das ganze von Knotenpunkt zu Knotenpunkt reichende Rohr ein Umhüllungsblech gelegt. Entsprechend den Stabkräften der Gurtung schwankt die Dicke der Rohrwandungen zwischen 30 und 54 mm.

B. Druckgurte von Gufseisen.

Zur Zeit werden dieselben wegen der Unzuverlässigkeit des Gufseisens in bezug auf Stöfse und der leicht darin vorkommenden inneren Spannungen nicht mehr ausgeführt. Als Gurtform hat man meistens die Röhrenform von kreisförmigem, polygonalem oder rechteckigem Querschnitt gewählt. Aufserdem sind zur Anwendung gekommen: der einfache und mehrfache ⊤-Gurt, der I-Gurt, der ⊢⊣-förmige Gurt und verwandte Formen.

C. Druckgurte aus Schweifs- und Gufseisen.

Zu Anfang des Brückenbaues in Eisen hat man wohl die Gurte aus schweifs- und gufseisernen Elementen zusammengesetzt. Derartige Vereinigungen sind indessen nicht zu empfehlen, da sie folgende Nachteile mit sich führen:

1) Die Elastizitätsmoduli und Festigkeitskoeffizienten beider Materialien sind verschieden und kann man daher nur das eine Material ganz ausnutzen.

2) Bei Temperaturdifferenzen entstehen wegen der verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten der Materialien innere Spannungen. Bei einer Temperaturdifferenz von 100° C. dehnt sich Gufseisen um $^1/_{900}$, Schweifseisen um $^1/_{812}$ aus.

3) Die Nietarbeit wird erschwert.

4) Eine Ersparung an Kosten ist im allgemeinen nicht zu erzielen.

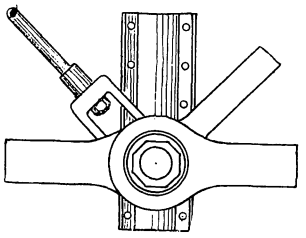
II. Querschnitte für die Gitterstäbe.

§. 26.

Querschnitte für gezogene Gitterstäbe.

Meistens hat man zu diesen das Flacheisen, Blech und Rundeisen, seltener das Quadrateisen gewählt. Das Flacheisen hat vor dem Rundeisen den Vorteil der leichteren Befestigung und gröfseren Querschnittsbildung. Soll dasfelbe mit Hilfe eines Bolzens angeschlossen werden, so hat man es mit einem Auge zu versehen (vergl. §. 23). Die gröfste Breite, in welcher Flacheisen hergestellt werden, beträgt 600 mm; darüber hinaus ist Blech anzuwenden.

Fig. 103.



Das Rundeisen verbindet man mit der Trägergurtung entweder durch einen Bolzen, welcher durch das angestauchte Auge des Stabendes geht, oder indem man letzteres mit einer Schraubenmutter versieht, die ihren Halt in einem um den Knotenpunktsbolzen gelegten Bügel (Fig. 103), bezw. an der Gurtung selbst findet.

§. 27.

Querschnitte für gezogene und gedrückte Gitterstäbe.

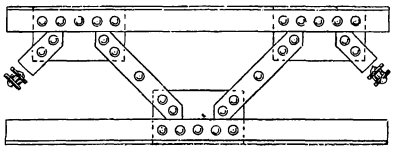
1. Flacheisen, die gegeneinander abgesteift sind.

a) Man legt mehrere Flacheisen aufeinander und verbindet sie durch Niete, so dafs sie sich in bezug auf Durchbiegung wie ein Stab verhalten.

Fig. 105.



Fig. 104.



b) Zwei Flacheisen werden durch Futterstücke oder Stehbolzen parallel auseinander gehalten (Fig. 104).

c) Die beiden Flacheisen werden nach Art der Laveschen Balken verbunden (Fig. 105).

Diese Form hat innere Spannungen in den Flacheisen im Gefolge, wenn dieselben nach dem Vernieten der Enden in der Mitte auseinander getrieben werden. Stellt man jedoch den daselbst vorgeschriebenen Zwischenraum durch kaltes oder warmes Biegen der Stäbe vor dem Vernieten her, so treten jene Spannungen nicht ein. Das Biegen im kalten Zustande setzt aber

voraus, dafs die entsprechenden Biegungsspannungen nicht weit über der Elastizitätsgrenze liegen, da das Eisen sonst in seiner Struktur zu sehr leidet.

2. Gitterstäbe aus Winkeleisen, ⊤-, ⌴- und ⎍-Eisen.

Dieselben haben nach bestimmten Achsenvorrichtungen ein verhältnismäfsig kleines Trägheitsmoment und können daher, wenn sie auf gröfsere Längen frei liegen, nur kleinere Druckkräfte übertragen.

3. Der kreuzförmige Querschnitt.

a) Vier Winkeleisen, die entweder dicht aneinander liegen, oder einen der Anschlufsplatte entsprechenden Schlitz zwischen sich lassen (Fig. 106). Letztere Anordnung hat den Vorteil, dafs das Trägheitsmoment des Querschnittes gröfser ist, vorausgesetzt, dafs man die Winkel durch eine hinreichende Anzahl von Nieten (unter Einschiebung von Futterstücken, bezw. Ringen) an der gegenseitigen Verschiebung hindert.

Fig. 106.



Fig. 107.

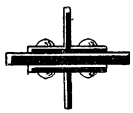
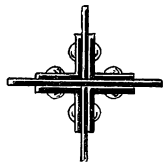


Fig. 108.



b) Zwei ⊤-Eisen, eventuell mit Flacheisen dazwischen (Fig. 107).

c) Vier Winkeleisen mit Flacheisen zwischen den Schenkeln (Fig. 108).

Dieser Querschnitt bietet die Möglichkeit, eine gröfsere Fläche zu bilden, deren Trägheitsmoment nach allen Achsenrichtungen dasselbe ist.

4. Gitterstäbe in Form von Fachwerk- oder Netzwerkträgern.

Vorstehende Gitterstäbe eignen sich für Träger gröfserer Spannweite, bei denen die Gurte die zweifache ⊤-Form, die ⊢⊣- oder Doppel-⊐-Form haben. Im allgemeinen bildet man dieselben aus vier Winkeleisen, welche durch eine Blech- oder Gitterwand miteinander verbunden und erforderlichenfalls durch Lamellen verstärkt sind.

Die Gitterwand konstruiert man meistens als einfaches oder doppeltes Netzwerk aus mindestens 8 mm dicken Flachstäben, welche unter 45° zur Längenachse geneigt sind. Legt man die Stäbe zwischen die Winkeleisen, so empfiehlt es sich, dieselben an den Knotenpunkten übereinander treten zu lassen (Fig. 109), um den Raum zwischen den beiden Schenkeln möglichst so weit zu erhalten, dafs man den Anstrich daselbst erneuern kann.

Man hat auch die Netzwerkstäbe an den Knotenpunkten nebeneinander angenietet (Fig. 110) und alsdann beim doppelten Netzwerke die Stäbe in der Mitte übereinander weggebogen (Fig. 111). Diese Art der Befestigung ist aber in theoretischer und praktischer Beziehung nicht so zweckmäfsig als die erstere.

Anstatt die Gurtungen der fraglichen Gitterstäbe aus Winkeleisen herzustellen, hat man sie zuweilen aus ⊤-Eisen gebildet (Fig. 112). Gegenüber ersterem Querschnitte besitzt das ⊤-Eisen den Vorteil gröfserer Einfachheit und gewährt bei Stäben, welche auf Zerknicken beansprucht werden, oftmals eine Materialersparnis; dagegen gestattet es nicht, von aufsen

in der Richtung des Steges eine Anschlufsplatte einzuschieben und bietet der Befestigung der Netzwerkstäbe bei stärkerer Verjüngung des Schenkels einige Schwierigkeit.

Um dem trägerförmigen Gitterstabe bei Verwendung von Winkeleisen zu den Gurtungen eine möglichst grofse Steifigkeit gegen Ausbiegen in bezug auf die in der Wand liegende Schwerpunktsachse unter Aufwendung von wenig Material zu geben, verwendet man ungleichschenkelige Winkeleisen und stellt deren lange Schenkel normal zur Wand (Fig. 113).

Fig. 109.

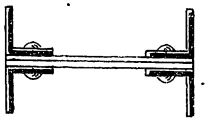


Fig. 110.

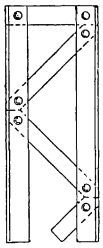


Fig. 111.



Fig. 112.

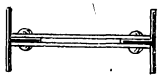


Fig 113.

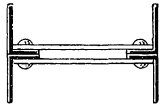
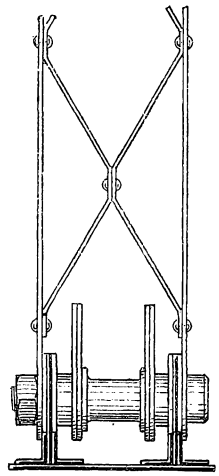


Fig. 114.



Londondery Brücke.

Abweichend von den im vorstehenden beschriebenen Gitterstäben, hat man in England vielfach die Anordnung gewählt, bei welcher die Gurtungen aus zwei Flacheisen bestehen, zwischen welchen ein aus Flacheisen und Stehbolzen, bezw. nur aus Flacheisen (Fig. 114) bestehendes Gitter angebracht ist.

§. 28.

Querschnitte für gedrückte Gitterstäbe.

Ebenso wie für die Druckgurte, hat man für die gedrückten Gitterstäbe geschlossene Querschnitte zur Anwendung gebracht, um denselben bei möglichst kleinem Materialaufwande eine grofse Steifigkeit nach allen Achsenrichtungen zu geben.

1. Der kreisförmige Querschnitt.

a) Querschnitt aus Quadrant-, Sextanteisen etc. (Fig. 115, 116 a. f. S.).

b) Kannelierter Querschnitt (Fig. 117).

c) Segmenteisen, welche durch aufgeschobene Nuteisen zusammengehalten werden. System der Keystone Bridge Co. in Nordamerika. Das Festsitzen der Nuteisen auf den schwalbenschwanzförmigen Ansätzen der Segmenteisen wird in der Weise erreicht, dafs man die fertig zusammengesetzten Stäbe durch die Walzen gehen läfst. Der Anstrich soll nach Angabe der Fabrik im Inneren der Säule in der Weise erneuert werden, dafs man die Farbe durch ein oben angebrachtes Loch eingiefst und später unten wieder abläfst. Indessen

wird das Rosten hierdurch nur in geringem Grade verhindert, da die im Inneren etwa vorhandene Rostschicht nicht entfernt werden kann und der darauf befindliche Farbüberzug nicht gehörig am Eisen haftet und daher bei Erschütterungen oder Formänderungen des Stabes bald abblättert.

2. Querschnitte von rechteckiger Grundform.

In Fig. 119 ist ein aus zwei ⊐-Eisen und zwei Flacheisen gebildeter Querschnitt dargestellt. Die ⊐-Eisen sind nach dem Stabende zu allmählich zusammengezogen, um den Gufskörper für das Bolzenauge aufzunehmen. Zur weiteren Befestigung des letzteren sind die beiden Flacheisen bis an das obere Ende des Auges geführt.

Fig. 115.

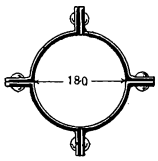


Fig. 116.

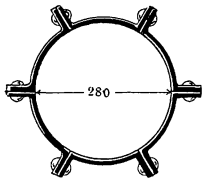


Fig. 117.

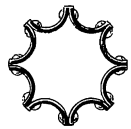


Fig. 118.



Fig. 119.

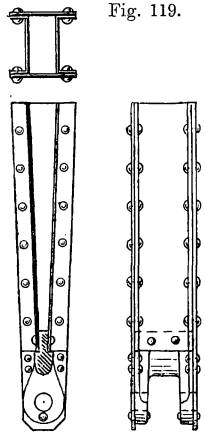


Fig. 120.

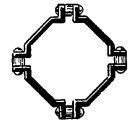
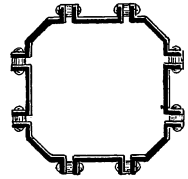


Fig. 121.



3. Polygonaler Querschnitt.

Von der Keystone Bridge Co. sind mit Hilfe der in Fig. 120 angegebenen Profileisen, bezw. noch unter Hinzufügung von ⊐-Eisen (Fig. 121), sehr kräftige Druckstäbe gebildet. Zwischen die Profileisen sind Futterringe gelegt, wodurch einerseits das Trägheitsmoment des Querschnittes vergröfsert, anderseits der Anschlufs des Gitterstabes durch Anschlufsplatten ermöglicht wird. Das Innere der Stäbe ist aber durch die vielen offenen Fugen sehr den Witterungseinflüssen ausgesetzt, ohne dafs die Möglichkeit der Entfernung des Rostes und Erneuerung des Anstriches vorhanden wäre. Derartig zusammengesetzte Stäbe sollten daher nur in geschlossenen Räumen Anwendung finden, im Freien dagegen mit dicht schliefsenden Futterstücken anstatt der Ringe versehen, bezw. ohne Zwischenlagen vernietet werden.

Fünftes Kapitel.

Die Lager der Balkenbrücken.

§. 29.

Zweck und Einteilung der Lager.

Die Hauptträger stützt man auf den Pfeilern durch sogenannte Lager. Letztere haben die Aufgabe, die infolge von Temperaturänderungen und Belastungen der Träger an deren Enden entstehenden Bewegungen, sowie den Auflagerdruck in der Weise auf die Pfeiler zu übertragen, dafs einerseits keine Beschädigungen derselben eintreten, anderseits der Angriffspunkt des genannten Druckes möglichst an derselben Stelle liegen bleibt.

Die Lager teilt man ein in bewegliche und feste, je nachdem sie die Längenverschiebung des Trägers zulassen, oder dieselbe verhindern. Beide Arten können als Flächen- oder als Kipplager angeordnet werden. Bei den ersten findet die Berührung zwischen Träger und Lager in einer mehr oder weniger grofsen Ebene statt, bei den anderen dagegen in einer zylindrischen Fläche, bezw. in einer Ebene mit einem Zylinder.

Die beweglichen Lager lassen sich in vier Hauptklassen einteilen:

1. Gleitlager.

Dieselben gestatten dem Träger die Längsverschiebung, jedoch hat derselbe hierbei die gleitende Reibung im Lager zu überwinden.

2. Walzenlager.

Bei diesen geschieht die Längsverschiebung des Trägers auf Walzen, so dafs sich seiner Fortbewegung nur die rollende Reibung entgegensetzt.

3. Rollenlager.

Die Verschiebung des Trägerendes erfolgt auf einer Rolle, deren Achse entweder am Träger selbst, oder auf dem Pfeiler fest gelagert ist. Hiernach kann man Rollenlager mit verschieblicher und solche mit fester Rolle unterscheiden. In beiden tritt als Bewegungswiderstand aufser der rollenden noch die Zapfenreibung auf.

4. Stelzenlager.

Der Träger stützt sich auf einen Stab, der um sein unteres Ende drehbar ist. Zur Ermöglichung der Drehbewegung sind beide Stabenden mit Zylinder- bezw. Kugelgelenken

versehen, von denen das untere fest auf dem Pfeiler gelagert ist. In einzelnen Fällen hat man den Pfeiler selbst als Stelze benutzt, z. B. bei dem Oschützthal-Viadukt bei Weida in Sachsen.

§. 30.

Verschiebung der Trägerenden infolge von Temperaturänderungen und Belastung des Trägers. Reibungswiderstand der Gleit- und Walzenlager.

1. Verschiebung infolge von Temperaturunterschieden.

Wir nehmen den Träger an dem einen Ende als fest, an dem anderen als beweglich aufgelagert an, und bezeichnen mit

l die Stützweite desselben, in Zentimetern;

α den Ausdehnungskoeffizienten für einen Grad Celsius;

t die Temperaturdifferenz gegen eine mittlere Temperatur, in Graden Celsius;

Δ_1 die letzterer Temperaturdifferenz entsprechende Ausdehnung des Trägers, in Zentimetern,

so folgt:

$$62 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \Delta_1 = \alpha t l$$

Der Ausdehnungskoeffizient α bestimmt sich aus folgender Tabelle:

Material	Gufseisen	Schweifseisen	Stahl, ungehärtet	Stahl, gehärtet
$\alpha =$	0,0000111	0,0000123	0,0000108	0,0000124

Als gröfste Temperaturdifferenz gegenüber einer mittleren Temperatur von $+ 5^0$ C. kann man $\pm 30^0$ C. für unsere Gegenden annehmen und hat dann für die fragliche Ausdehnung eines Trägers aus Schweifseisen, von der mittleren Lage ab gerechnet:

$$63 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \Delta_1 = \pm\, 0{,}0000123 \,.\, 30\, l = \pm \frac{0{,}37}{1000} \cdot l.$$

Der vorstehende Ausdruck setzt eine gleichmäfsige Erwärmung des ganzen Trägers voraus, eine Annahme, die in Wirklichkeit fast nie zutrifft, indem gewöhnlich nur ein Teil desselben der direkten Bestrahlung durch die Sonne ausgesetzt ist, der andere aber durch die Fahrbahn oder die sonst übertretenden Teile überdeckt wird. Infolge davon kann die Ausdehnung in bestimmten Fällen bei zunehmender Lufttemperatur am beweglichen Auflager abnehmen, indem der Träger durch die ungleichmäfsige Erwärmung seiner Teile eine Krümmung nach oben annimmt. Ein derartiger Fall ist z. B. bei der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen beobachtet, deren Hauptträger kontinuierliche Parallelträger über zwei Öffnungen von je 100 m Stützweite sind.

2. Einfluſs der Belastung des Trägers.

Wenn die neutrale Achse des Trägers eine durch seine Stützpunkte gehende Gerade ist, wie z. B. beim Paulischen Träger, so hat die Belastung keine Verschiebung im beweglichen Lager zur Folge, indem hierbei die Neutrale ihre Länge nicht verändert und der Längenunterschied zwischen der durchgebogenen Neutralen und ihrer Sehne ein verschwindend kleiner ist.

Die Verschiebung tritt dagegen ein, wenn die Neutrale eine Kurve oder eine in bestimmter Höhe über den Stützpunkten des Trägers liegende Gerade ist. Geht im ersteren Falle die Neutrale durch die Auflagerpunkte und liegt sie über ihrer Sehne, so entspricht der Belastung des Trägers eine Verlängerung, dagegen bei entgegengesetzter Lage eine Verkürzung der Sehne. Als neutrale Achse eines gegliederten Trägers kann man hierbei die durch die Mitten seiner einzelnen Höhen gehende Linie ansehen.

Was die Gröſse der fraglichen Verschiebungen der Trägerenden anlangt, so lassen sich dieselben, wenn die auf den Auflagerschuhen ruhende Gurtung geradlinig gebildet ist, mit hinreichender Genauigkeit gleich den Längenänderungen dieser Gurtung infolge der fremden Last setzen. Bezeichnet:

l die Stützweite des Hauptträgers, in Zentimetern;

p das auf den Träger reduzierte Eigengewicht des Überbaues, in Kilogrammen für das Zentimeter;

q desgleichen die fremde Last, in Kilogrammen für das Zentimeter;

s die zulässige Beanspruchung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

E den Elastizitätsmodul, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

Δ_2 die Verschiebung des Trägers am beweglichen Ende infolge der Belastung, in Zentimetern;

β den Konstruktionskoeffizienten der geradlinigen, auf den Auflagerschuhen ruhenden Gurtung — d. i. die Zahl, mit welcher man den theoretischen Gurtungsquerschnitt multiplizieren muſs, um den mittleren, in Wahrheit vorhandenen Querschnitt zu erhalten;

s_1 die mittlere, in letzterer Gurtung entstehende Beanspruchung infolge der Belastung der ganzen Brücke mit fremder Last, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter,

so folgt:

$$s_1 = \frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{\beta} \text{ und } \Delta_2 = \frac{s_1 l}{E}.$$

$$64 \quad \ldots \quad \Delta_2 = \frac{1}{\beta} \frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{E} l.$$

Sonach beträgt die durch die Temperatur und Belastung am beweglichen Trägerende hervorgerufene Verschiebung, von der mittleren Lage ab gemessen:

$$\Delta_1 + \Delta_2 = l \left(\alpha t + \frac{q}{p+q} \frac{s}{E} \cdot \frac{1}{\beta} \right).$$

Hiervon ist noch ein Abzug zu machen, indem die Reibung im beweglichen Auflager der Verschiebung entgegenwirkt und dadurch eine elastische Längenänderung der fraglichen Gurtung erzeugt. Bezeichnet:

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;
μ den Reibungskoeffizienten im Lager;
R die Reibung, in Kilogrammen;
h die Trägerhöhe in der Mitte des Überbaues, in Zentimetern;
F den theoretischen Querschnitt der geradlinigen Gurtung in der Trägermitte, in Quadratzentimetern;
εF den mittleren theoretischen Querschnitt letzterer Gurtung, in Quadratzentimetern;
Δ_3 die der Reibung entsprechende elastische Zusammendrückung, bezw. Ausdehnung der letzteren, in Zentimetern,

so ergiebt sich:

$$\Delta_3 = \frac{R}{\beta \cdot \varepsilon F} \frac{l}{E};$$

oder, weil

$$R = \frac{1}{2} \mu q \cdot l \text{ und } F = \frac{1}{8} \frac{p+q}{s} \cdot \frac{l^2}{h},$$

$$65 \quad \ldots\ldots\ldots \Delta_3 = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{E} l \cdot \frac{4\mu}{\varepsilon} \frac{h}{l}.$$

Als gröfste Verschiebung des Trägerendes, von der mittleren Lage ab, hat man daher:

$$66 \quad \ldots\ldots \Delta_1 + \Delta_2 - \Delta_3 = \alpha t l + \frac{1}{\beta} \cdot \frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{E} l \left(1 - \frac{4\mu}{\varepsilon} \frac{h}{l}\right).$$

In vorstehender Gleichung kann man im Mittel für die Koeffizienten β und ε folgende Werte annehmen:

$$\beta = 1{,}25; \quad \varepsilon = \frac{2}{3}$$

bei Parallel- und abgestumpften Parabelträgern;

$$\beta = 1{,}20; \quad \varepsilon = 1$$

bei parabolischen Bogensehnenträgern.

3. Reibungswiderstand für Gleit- und Walzenlager.

Der Reibungskoeffizient μ hat in Gleitlagern etwa den Werth 0,2; dagegen ergiebt sich für Walzenlager, wenn d den Durchmesser der Walzen in Zentimetern bezeichnet:

$$\mu = \frac{0{,}25}{d}$$

bei mittlerer Schmierung, und

$$\mu = \frac{0{,}15}{d}$$

bei sehr guter Schmierung.

Wäre z. B. $d = 20$ cm, so hätte man, wenn das Walzenlager mittelgut unterhalten wird:

$$\mu = \frac{0{,}25}{20} = 0{,}012,$$

demnach erheblich weniger als beim Gleitlager.

Beispiel. Eine zweigleisige, aus Schweifseisen erbaute Eisenbahnbrücke von 60 m Stützweite habe abgestumpfte Parabelträger von $^1/_6$ Pfeil als Hauptträger und sei am beweglichen Ende mit Lagern ausgestattet, welche Walzen von 20 cm Durchmesser haben. Wie

grofs ist die für letztere Lager in Frage kommende Verschiebung der Trägerenden, wenn die Brücke mit fremder Last ganz bedeckt und gegen die mittlere Temperatur eine um 30° C. höhere vorhanden ist?

Man hat hier:

$$l = 6000\,\text{cm};\ \beta = 1{,}25;\ \varepsilon = \frac{2}{3};\ \mu = \frac{2{,}5}{200} = 0{,}012;\ \frac{q}{p+q} = 0{,}65;\ \frac{s}{E} = \frac{1}{2800};\ \frac{h}{l} = \frac{1}{6}.$$

Die Verlängerung der Hauptträger durch die Temperaturdifferenz von 30° C. beträgt daher nach Gleichung 63:

$$\Delta_1 = \frac{0{,}37}{1000} \cdot 6000 = 2{,}2\,\text{cm}.$$

Weiter hat man für die elastische Ausdehnung der Hauptträger:

$$\Delta_2 - \Delta_3 = \frac{1}{1{,}25} \cdot 0{,}65 \cdot \frac{6000}{2800}\left(1 - \frac{4\,.\,0{,}012}{0{,}667} \cdot \frac{1}{6}\right) = 1{,}114\ (1 - 0{,}012) = 1{,}1\,\text{cm}.$$

Im ganzen beträgt daher die Verschiebung der Trägerenden, von der mittleren Lage derselben ab gemessen:

$$\Delta_1 + \Delta_2 - \Delta_3 = 2{,}2 + 1{,}1 = 3{,}3\,\text{cm}.$$

Hätte man anstatt der Walzenlager Gleitlager angewandt, so würde die elastische Verschiebung der Trägerenden nur $\Delta_2 - \Delta_3 = 1{,}114\ (1 - 0{,}2) = 0{,}9$ cm und mithin die ganze Verschiebung 3,1 cm betragen haben.

Der Einfluſs der Reibung auf die Verschiebung der Trägerenden ist hiernach, vorzüglich wenn Walzenlager vorhanden sind, ein ganz unbedeutender. Man kann daher für die erwähnte Verschiebung genau genug setzen:

$$67 \quad \ldots\ldots \Delta_1 + \Delta_2 = \alpha t l + \frac{1}{\beta}\frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{E} \cdot l.$$

Zur Erleichterung der Berechnung des vorstehenden Ausdruckes sind hier für Eisenbahnbrücken einige Werte von $\frac{q}{p+q}$ angefügt.

Stützweite =	10	20	40	60	80	100 Meter
$\frac{q}{p+q}$ =	0,85	0,78	0,70	0,65	0,59	0,52

Als Mittelwert für die gröfste Verschiebung der Trägerenden einer Brücke aus Schweifseisen, von der mittleren Lage ab gerechnet, ergiebt sich aus Gleichung 67, wenn man annimmt:

$$1000\,\alpha t = 0{,}37;\ \beta = 1{,}25;\ \frac{q}{p+q} = 0{,}65;\ \frac{s}{E} = \frac{1}{2800};\ \Delta_1 + \Delta_2 = \left(\frac{0{,}37 + 0{,}19}{1000}\right) l.$$

$$68 \quad \ldots\ldots \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{0{,}56}{1000} \cdot l.$$

Zwischen den beiden Grenzlagen, welche das Trägerende bei der gröfsten Wärme und Kälte einnehmen kann, beträgt der Abstand:

$$69 \quad \ldots\ldots 2\,\Delta_1 + \Delta_2 = \left(0{,}74 + \frac{1000}{\beta}\frac{q}{p+q} \cdot \frac{s}{E}\right)\frac{l}{1000}.$$

Für einen Überbau von 50 m Stützweite hätte man hiernach:

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 2{,}8\,\text{cm} \text{ und } 2\,\Delta_1 + \Delta_2 = 4{,}6\,\text{cm}.$$

§. 31.

Feste Flächenlager. Gleit-Flächenlager.

1. Feste Flächenlager.

Ein derartiges Lager besteht aus einer gufseisernen Platte, der sogenannten Schuhplatte, welche im allgemeinen an den Seiten mit Leisten versehen ist (Fig. 122 bis 122b). Auf die Platte legt man bei kleineren Brücken den Träger wohl direkt, bei gröfseren dagegen stets unter Einschaltung einer Platte aus Schweifseisen oder Stahl, welche unter die Gurtung

Fig. 122.

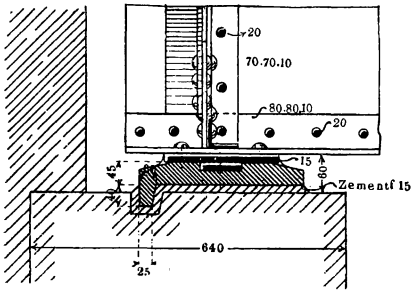


Fig. 122b.

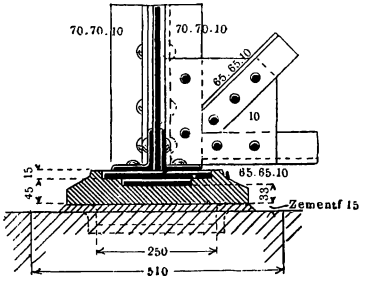


Fig. 122a.

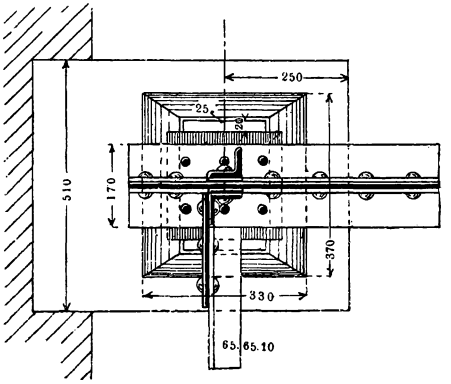
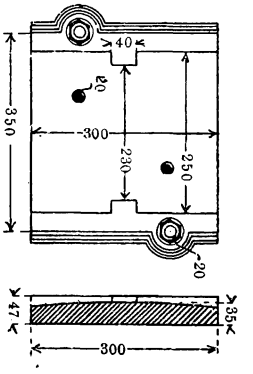


Fig. 123.



genietet oder geschraubt ist. Die unteren Köpfe der betreffenden Niete, bezw. die Schraubenköpfe, werden entweder versenkt angeordnet, oder man läfst dafür Aussparungen in der Schuhplatte. Letztere befestigt man auf dem Auflagerquader durch eine angegossene Rippe, welche in denselben greift, bezw. durch Steinschrauben oder Dorne. Erstere Methode ist vorzuziehen, weil sie einfacher ist und dem Anschlusse der Querverbindung über dem Auflager sowie des Horizontalverbandes an die untere Gurtung kein Hindernis bietet.

Damit die Schuhplatte den Druck auf den Auflagerquader möglichst gleichmäfsig übertrage, läfst man zwischen derselben und dem Quader einen Zwischenraum von 10 bis 15 mm und vergiefst denselben mit Zement. Zur Herstellung dieses Zwischenraumes hebt man das Trägerende um das vorgeschriebene Mafs an und treibt die Schuhplatte mit Hilfe schmaler, am besten aus Holz gebildeter Keile dagegen. Die Winden läfst man entweder bis zum Erhärten des Zementes stehen, oder entfernt sie gleich nach dem Eintreiben der Keile, in welchem Falle die Abmessungen derselben entsprechend dem Auflagerdrucke des Überbaues genommen werden müssen.

Verwendet man eiserne Keile, so sind dieselben nach dem Erhärten des Zementes zu entfernen, da infolge des erheblich gröfseren Elastizitätsmoduls des Eisens gegenüber dem Zemente fast der ganze Auflagerdruck auf die Keile übertragen wird und hierdurch die Schuh-

Fig. 124.

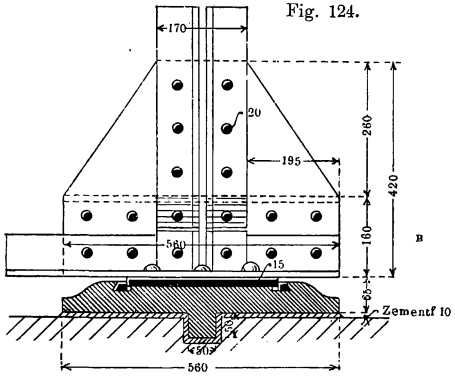
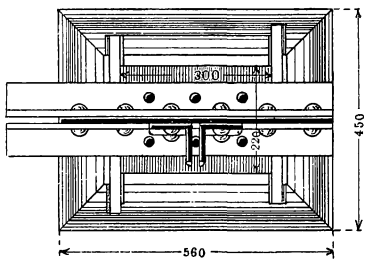


Fig. 124a.



Hannoversche Staatsbahn.

platte gegebenenfalls Gefahr läuft, durchzubrechen. Holzkeile können dagegen ohne Nachteil in dem Zemente sitzen bleiben.

Die Verschiebung des Hauptträgers im Lager kann man durch folgende Mittel verhindern:

a) Man läfst Stiftschrauben durch die untere Gurtung des Trägers in den Schuh treten.

b) Man gieſst an die Leisten der Schuhplatte Nasen, welche in entsprechend geformte Ausschnitte der Gurtungsplatte greifen (Fig. 123).

Diese beiden Anordnungen sind nur für kleinere Brücken zulässig.

c) Man ordnet im Schuh Leisten an, welche sich der Längenverschiebung des Trägers entgegenstemmen. Zwischen erstere und die Gurtungsplatte hat man oft noch Keile eingetrieben (Fig. 124).

d) Man nietet unter die Gurtungsplatte ein Flacheisen, welches in eine Aussparung des Auflagerschuhes greift (Fig. 122 bis 122b).

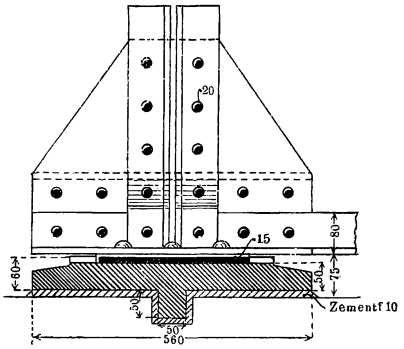
Die Länge, auf welche die Gurtungsplatte im Schuh aufliegt, ist möglichst zu beschränken, um den Angriffspunkt des Auflagerdruckes bei der Durchbiegung des Trägers zu verhindern, der Vorderkante der Schuhplatte zu nahe zu treten.

2. Gleit-Flächenlager.

Diese unterscheiden sich von den vorhin betrachteten dadurch, dafs die Gurtungsplatte, die sogenannte Gleitplatte, eine Längenbewegung im Schuh ausführen kann (Fig. 125 bis 125b). Die sich hierbei berührenden Flächen sind sauber zu hobeln und gut in Schmierung zu erhalten, um die gleitende Reibung thunlichst zu vermindern.

Als Material für die Gleitplatte ist Schweifs- und Gufseisen, seltener Stahl angewandt. Die gufseisernen Platten hat man wohl mit seitlichen Leisten versehen, welche über die Grundplatte greifen (Fig. 126).

Fig. 125.



Hannoversche Staatsbahn.

Fig. 125a.

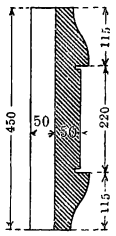


Fig. 125b.

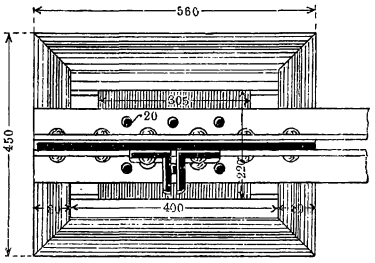


Fig. 126.

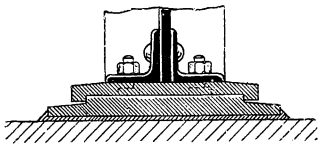


Fig. 127a.

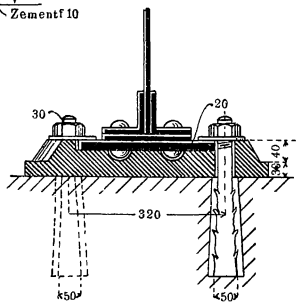
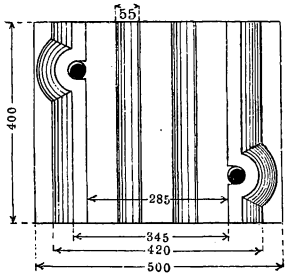


Fig. 127.



Zur Verbindung der Gleitplatte mit dem Träger dienen Niete oder Schrauben, deren Köpfe man versenkt anordnet, bezw. für dieselben Rinnen in der Schuhplatte ausspart (Fig. 127).

Höchst wichtig ist es bei den vorstehenden und den festen Lagern, dem Überbau die Querausdehnung zu ermöglichen, da sonst die Lager und Auflagerquader seitlich verschoben, bezw. beschädigt werden. Man mufs daher den Gurtungsplatten zu beiden Seiten einen Spielraum von einigen Millimetern lassen, entsprechend den Längenänderungen der Querverbindungen bei Temperaturdifferenzen und Belastungen.

Hätte die Brücke z. B. über den Auflagern 8 m lange Querträger, so ergäbe sich gemäfs Gleichung 68 für die gröfste Ausdehnung der unteren Gurtungen derselben, von der mittleren Lage ab gerechnet, $\Delta_1 + \Delta_2 = \frac{0{,}56}{1000} \cdot 800 = 0{,}45$ cm.

In den vier Lagern der Hauptträger müfste daher an der äufseren Seite ein seitlicher Spielraum von je $\frac{1}{2} \cdot 0{,}45 = 0{,}23$ cm vorhanden sein. An der inneren Seite würden je $\frac{1}{2} \cdot \frac{0{,}37}{1000} \cdot 800 = 0{,}15$ cm genügen; jedoch wird man zur Vereinfachung der Aufstellung und in Rücksicht auf Ausführungsfehler den seitlichen Spielraum auf jeder Seite des Lagers zu 3 mm annehmen.

Bei Brücken mit durchgehenden Hauptträgern hat man die Gleitlager auch auf Säulen gelagert, zum Beispiel bei einer in der Bahnlinie Duisburg-Quakenbrück erbauten schiefen Chaussee-Unterführung mit einer Mittelöffnung von 12,5 m und zwei Seitenöffnungen von je 3,9 m (schiefer) Spannweite, welche durch Säulen von ersterer geschieden sind.

Die Schuhplatte bildet hier, wie die Figuren 128 bis 128d auf Taf. VI zeigen, den Abschlufs des auf den Säulenschaft geschobenen und durch einen Keil damit verbundenen Säulenkopfes. Um den Auflagerdruck möglichst gleichmäfsig über die Säule zu verteilen, hat man die Platte im Längenschnitt flach abgerundet und eine 3 mm dicke Bleiplatte darauf gelegt. Letztere vermehrt indessen die Reibung und giebt bei der Durchbiegung des Trägers zu einer Verschiebung des Angriffspunktes des Stützendruckes aus der Mitte der Säule Veranlassung.

Die Auflagerung der Hauptträger auf den Landpfeilern ist ebenfalls in Gleitschuhen erfolgt, um die Längenverschiebungen der Träger auf den Säulen so gering wie möglich zu halten. Zur Begrenzung letzterer Bewegungen dienen Knaggen, welche in 13 mm Abstand von den Schuhplatten zu beiden Seiten der Lager auf den Säulen und vor diejenigen der Landpfeiler unter die Trägergurtung genietet sind.

Bezüglich der Inanspruchnahme der Säulen ist zu bemerken, dafs dieselben bei Temperaturdifferenzen und Belastungen der Träger Biegungsspannungen auszuhalten haben, da ihr Fufs (Fig. 128c) mit dem Fundamente fest verbunden ist und die Kopfplatte infolge der Einlage der Bleiplatte eine Drehbewegung der Gleitplatte nur in geringem Grade zuläfst.

§. 32.

Abmessungen der Flächenlager.

1. Die Gleit- bezw. Gurtungsplatte.

Dieselbe erhält, wenn sie aus Schweifseisen hergestellt wird, 10 bis 15 mm, bei Verwendung von Gufseisen dagegen mindestens 25 mm Dicke.

2. Die Schuhplatte.

Es bezeichne (Fig. 129 a. f. S.):

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

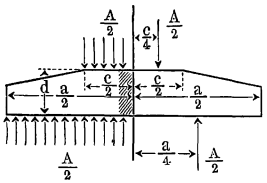
a Länge, b Breite, d Dicke in der Mitte der Schuhplatte, in Zentimetern;

c die Länge, auf welche die Gleitplatte im Schuh aufliegt, in Zentimetern;

s die zulässige Zugspannung für Gufseisen, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_1 die zulässige Druckspannung für den Auflagerquader, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter.

Fig. 129.



Für die Grundfläche der Schuhplatte hat man nunmehr:

$$a\,b\,s_1 = A,$$

daher:

$$70 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad a = \frac{A}{b\,s_1}.$$

Weiter ergiebt sich, wenn man annimmt, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über den Schuh verteilt:

$$\frac{A}{2}\left(\frac{a-c}{4}\right) = \frac{1}{6}\,b\,d^2\,s$$

$$71 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3\,(a-c)}{b\,.\,s}\,A}.$$

Läfst man für Gufseisen 300 kg Zugspannung für das Quadratzentimeter zu, so nimmt vorstehende Gleichung die Form an:

$$71\,\text{a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 0{,}05\,\sqrt{\frac{a-c}{b}\,A}.$$

Beispiel. Für eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 10 m Stützweite sollen die Gleitlager unter der Annahme berechnet werden, dafs die Auflagerquader aus Sandstein bestehen, welche mit Sicherheit einen Druck von 20 kg für das Quadratzentimeter zu ertragen vermögen.

Das Eigengewicht der Brücke kann zu 1100 kg für das Meter und die fremde Last zu 7400 kg für das Meter angenommen werden und beträgt daher der Auflagerdruck:

$$A = 8500 \cdot \frac{10}{4} = 21\,250\,\text{kg}.$$

Weiter hat man für die Länge der Grundplatte gemäfs Gleichung 70:

$$a = \frac{21250}{b\,.\,20} = \frac{1062}{b};$$

oder, wenn

$$b = 35\,\text{cm}, \quad a = 30{,}4,$$

wofür wir

$$a = 30\,\text{cm}$$

setzen.

Wählt man nun die Länge, auf welche die Gleitplatte im Schuh aufliegt, $c = 15$ cm, so folgt nach Gleichung 71a:

$$d = 0{,}05\,\sqrt{\frac{30-15}{35}\cdot 21250} = 4{,}8\,\text{cm},$$

dafür

$$d = 5{,}0\,\text{cm}.$$

Dem Auflagerquader geben wir 50 cm Breite und etwa 30 cm Dicke

§. 33.

Feste Kipplager. Gleitkipplager.

Die Kipplager haben vor den Flächenlagern den Vorteil, dafs sich das Trägerende neigen kann, ohne dafs der Angriffspunkt des Auflagerdruckes seine Lage ändert. Sie werden deshalb fast ausschliefslich bei gröfseren Brücken angewandt.

I. Feste Kipplager.

Im einfachsten Falle besteht das feste Kipplager aus einem Lagerstuhle ABC (Taf. VII, Fig. 130) und einer Kippplatte DE, welche beiden Teile sich in einer zylindrischen Fläche berühren. Unter den Stuhl hat man zur Erleichterung der genauen Aufstellung vielfach eine Grundplatte GH gelegt und die Einrichtung so getroffen, dafs beide durch Keile F, F' gegeneinander festgestellt werden können. Um die gleichmäfsige Druckübertragung zu erzielen, schaltet man zwischen der Kippplatte und Trägergurtung eine etwa 5 mm starke Blei- oder Kupferplatte ein und vergiefst den Lagerstuhl, bezw. die Grundplatte, mit einer 10 bis 15 mm dicken Zementschicht.

Über die Befestigung des Lagers auf dem Auflagerquader gilt das bei den Flächenlagern Gesagte.

Auch hier ist es ausreichend, eine an die Grundplatte (bezw. den Lagerstuhl) gegossene Rippe in den Stein greifen zu lassen und alsdann auf Steinschrauben oder Dübel zu verzichten.

Das zwischen Lagerstuhl und Kippplatte einzulegende Gelenk kann entweder als Zapfen- oder als Tangentialgelenk konstruiert werden und unterscheidet man hiernach Zapfenkipplager und Tangentialkipplager. Im ersteren Falle sind folgende Anordnungen zur Ausführung gekommen:

a) Der Lagerstuhl ist oben abgerundet und greift mit dieser Abrundung in eine entsprechende Höhlung der Kippplatte (Fig. 130).

b) Zwischen Lagerstuhl und Kippplatte befindet sich ein zylindrischer Bolzen, welcher in beide Teile um ein bestimmtes Mafs eingelassen ist (Taf. VII, Fig. 131).

c) An der Kippplatte befindet sich ein Halbzapfen, der in den Lagerstuhl eingreift.

Meistens sind die unter a) und b) aufgeführten Anordnungen ausgeführt. Erstere empfiehlt sich besonders für Lager von beschränkter Konstruktionshöhe, indem der Lagerstuhl im allgemeinen an der Basis eine gröfsere Länge als die Kippplatte besitzt und daher auch ein gröfseres Biegungsmoment aufzunehmen hat. Der an dem Lagerstuhle angebrachte Halbzapfen kann dann zur Übertragung des letzteren mit nutzbar gemacht werden.

Um eine Verschiebung der Kippplatte in der Längenrichtung des Zapfens zu verhindern, hat man im allgemeinen besondere Vorkehrungen getroffen und nur ausnahmsweise in Rücksicht auf die zwischen beiden Teilen auftretende Reibung hiervon abgesehen.

A. Das Lager hat die unter a) bezw. c) aufgeführte Konstruktion.
   1) Jeder der beiden Teile wird der Quere nach mit einem Schlitze versehen und in diesen ein oben abgerundeter Blechstreifen oder Dübel geschoben.
   2) Man schraubt vor die Stirnseiten des einen Teiles Platten, welche über den anderen hinweggreifen. Ränder anzugiefsen empfiehlt sich nicht, weil hierdurch die Bearbeitung erschwert wird.
   3) Der eine Teil erhält einen oder mehrere Vorsprünge, welche in entsprechende Vertiefungen des anderen eingreifen. Diese Anordnung hat den Übelstand, dafs die Bearbeitung des mit Vorsprüngen versehenen Teiles eine sehr schwierige und daher kostspielige ist.

B. Das Lager hat die unter b) angegebene Konstruktion.

Man giebt dem Bolzen an den Enden Bundringe (Taf. VII, Fig. 131).

Fig. 133.

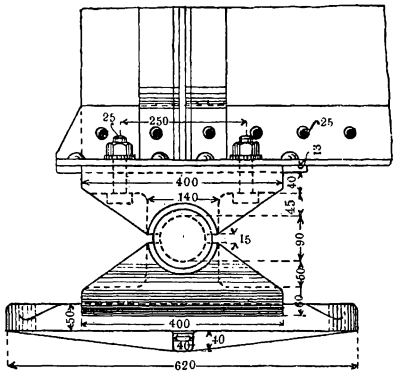
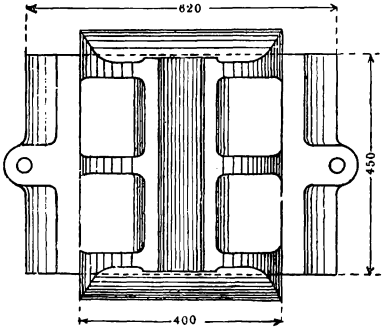
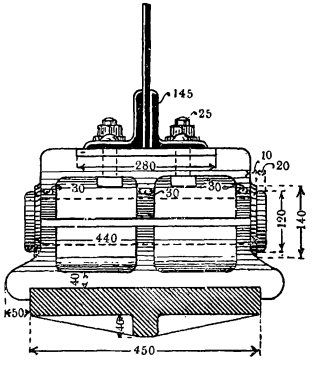


Fig. 133a.



Unterführung der Gotha-Leinefelder-Bahn unter die Berlin-Koblenzer-Eisenbahn.

Fig. 133b.



Beim Kipplager mit Tangentialgelenk (Taf. VII, Fig. 132), ist in den Lagerstuhl $A\,B\,C$ eine oben flach abgerundete Stahlplatte D — die sogenannte Stützplatte — eingelassen, welche die ebenfalls aus Stahl gebildete Kippplatte EF trägt. Die gegenseitige Verschiebung beider Platten hat man gewöhnlich durch Dorne verhindert, welche durch dieselben gehen und im Lagerstuhle befestigt sind. Oben haben die Dorne eine schwache Verjüngung, während die Löcher in der Kippplatte zylindrisch gebohrt sind, so dafs sich letztere um einen bestimmten Winkel drehen kann.

Zu demselben Zwecke hat man auch die Kippplatte an beiden Stirnseiten mit je einem Vorsprunge versehen, der in eine entsprechende Lücke der Stützplatte greift.

II. Gleitkipplager.

Gegenüber dem Gleitflächenlager tritt bei dem Gleitkipplager die unter dem Träger befestigte Kippplatte mit dem Gelenke hinzu. Die Anordnung des letzteren kann hier ebenso wie bei den festen Kipplagern getroffen werden. So sind z. B. Zapfengelenke mit Bolzen bei der Unterführung der Gotha-Leinefelder Eisenbahn unter die Berlin-Wetzlarer Bahn (zwei Öffnungen, je 8 m Spannweite) zur Verwendung gekommen (Fig. 133).

§. 34.

Abmessungen der festen und der Gleit-Zapfenkipplager.

I. Die festen Zapfenkipplager.

1. Die Kippplatte.

Wir nehmen an, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Kippplatte verteilt, und dafs dieselbe nur in der Mitte des Zapfens aufliegt. Bezeichnet (Fig. 134):

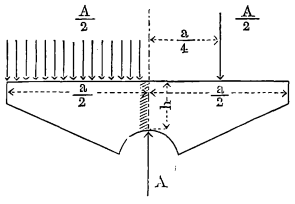
a die Länge, b die Breite und h die Dicke der Platte in der Mitte, in Zentimetern;

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

s, s_1 die zulässige Zug- bezw. Druckspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

so folgt nach Gleichung 71 (da hier $c = 0$ ist):

Fig. 134.



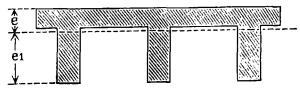
$$72 \quad \ldots \quad h = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3a}{bs}A}.$$

Stellt man die Kippplatte aus Gufseisen her und läfst für dieses Material 300 kg für das Quadratzentimeter Zugspannung zu, so nimmt vorstehende Gleichung die Form an:

$$73 \quad \ldots \quad h = 0{,}05\sqrt{\frac{a}{b}A}.$$

Nach den Enden zu läfst man die Dicke entsprechend den Biegungsmomenten abnehmen.

Fig. 135.



Wird die Kippplatte nur im mittleren Teile rechteckig im Querschnitte gebildet, sonst aber gerippt, so hat man bei Verwendung von Gufseisen zu untersuchen, ob die Zug- oder die Druckseite des Querschnittes für die Dimensionierung mafsgebend ist. Bezeichnet (Fig. 135) für einen Querschnitt in der Entfernung x von der Zapfenmitte:

J das Trägheitsmoment in bezug auf die horizontale Schwerpunktsachse, in Zentimetern[4];

M_x das daselbst vorhandene Biegungsmoment, in Kilogrammen mal Zentimeter;

e, e_1 den Abstand der entferntesten Faserschicht von der Neutralen auf der Zug- bezw. Druckseite, in Zentimetern;

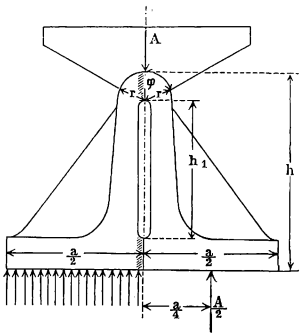
so ergiebt sich, wenn man für Gufseisen 300 kg für das Quadratzentimeter Zug und 800 kg für das Quadratzentimeter Druck zuläfst:

$$74 \quad \ldots \quad \begin{cases} s = \frac{e}{J} M_x \leqq 300. \\ s_1 = \frac{e_1}{J} M_x \leqq 800. \end{cases}$$

2. Der Lagerstuhl.

Derselbe wird in der Regel so angeordnet, dafs das feste Auflager dieselbe Höhe wie das bewegliche erhält. Infolgedessen ist der Lagerstuhl meistens höher als die Kippplatte, und empfiehlt es sich daher, denselben im mittleren Teile mit einer Aussparung und an den Seiten mit Rippen zu versehen. Bezeichnet (Fig. 136):

Fig. 136.



h_1 die Höhe der Aussparung, in Zentimetern, und gelten im übrigen die vorhin gebrauchten Bezeichnungen, so folgt bei gleichmäfsiger Verteilung des Auflagerdruckes über die Basis des Stuhles:

$$\frac{A}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{2s}{h} J = \frac{1}{6} \frac{s}{h} b (h^3 - h_1^3),$$

mithin

$$75 \quad \ldots \quad h_1 = h \sqrt[3]{1 - \frac{3}{4} \frac{a}{bh^2} \cdot \frac{A}{s}},$$

oder angenähert

$$h_1 = h \left(1 - \frac{1}{4} \frac{a}{bh^2} \frac{A}{s}\right).$$

Die Gröfse der Grundfläche des Lagerstuhles anlangend, so mufs dieselbe mindestens so grofs genommen werden, dafs der Auflagerquader keine unzulässige Pressung erleidet.

3. Die Grundplatte.

Ordnet man unter dem Lagerstuhle eine Grundplatte an, so gilt für die Gröfse derselben das von der Grundfläche des Lagerstuhles Gesagte. Die Dicke derselben kann theoretisch nicht bestimmt werden. Empirisch kann man etwa setzen:

$$d_{cm} = 3 \text{ cm} + 0{,}0007 \, . \, l,$$

worin l die Stützweite des Überbaues in Zentimetern bedeutet.

4. Das Zapfengelenk.

Die Pressungen, welche die Berührungsfläche zwischen Kippplatte und Zapfen erleidet, lassen sich zur Zeit theoretisch nicht genau feststellen. Macht man die Annahme, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Horizontalprojektion der Berührungsfläche verteilt, so ergiebt sich für den Zapfenhalbmesser, wenn bezeichnet:

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;
b die Länge des Zapfens, in Zentimetern;
r den Halbmesser desselben, in Zentimetern;
φ den halben Konvergenzwinkel der Berührungsfläche;
n die Normalspannung derselben, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter = der Pressung der Horizontalprojektion für das Quadratzentimeter:

$$A = n.b.2.r.\sin\varphi.$$

$$76 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = \frac{A}{2n.b\ \sin\varphi}.$$

Nimmt man für Gufseisen $n = 600$ kg für das Quadratzentimer, so entsteht:

$$r = \frac{A}{1200.b\ \sin\varphi}.$$

In der Praxis hat man r meistens gröfser angenommen, etwa:

$$77 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = 3\,\text{cm} + \frac{A}{600.b\ \sin\varphi}.$$

II. Gleit-Zapfenkipplager.

Für die Dimensionen dieser gilt im allgemeinen das im vorstehenden Gesagte; nur soll hier darauf hingewiesen werden, dafs die Dicke der Grundplatte nach Gleichung 71 zu berechnen ist, wenn die Gleitplatte eine geringe Breite in der Ansichtsfläche hat.

§. 35.

Abmessungen des Tangentialgelenkes.

1. Dicke der Kipp- und der Stützplatte in der Mitte.

Unter der Annahme, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über diese Platten verteilt, hat man nach Gleichung 72:

$$h = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3a}{bs}A}.$$

Beide Platten werden aus Stahl hergestellt und kann man daher $s = 1000$ bis 1200 kg für das Quadratzentimeter setzen. Führt man den letzteren Wert in die Gleichung ein, so erscheint:

$$78 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h = 0{,}025\sqrt{\frac{a}{b}A}.$$

2. Radius der Abrundung der Stützplatte.

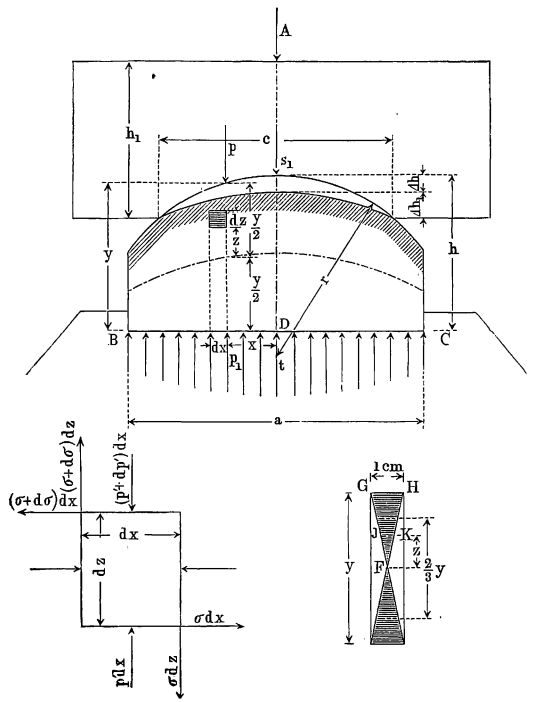
Der Auflagerdruck bewirkt in der Kipp- und Stützplatte gewisse elastische Formveränderungen, infolge deren die nach einem Kreisbogen abgerundete Stützplatte eine Abplattung im mittleren Teile erleidet und um ein bestimmtes Mafs in die Kippplatte eindringt.

Die genaue Berechnung der Form, sowie der Beanspruchung der Berührungsflächen beider Platten ist zur Zeit nicht möglich und mufs man sich daher mit der Annäherung begnügen.

Für die Praxis dürfte es genügen, nur die in vertikaler Richtung eintretenden Formveränderungen zu berücksichtigen und anzunehmen, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Grundflächen der Kipp- und Stützplatte verteilt; jedoch soll in der nachfolgenden Rechnung nur die erstere Annahme zu Grunde gelegt werden.

Wir beziehen nun die Ansichtsfläche der Stützplatte auf ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, dessen X-Achse mit der Grundlinie $B\,C$ (Fig. 137), und dessen Y-Achse mit der Mittellinie $A\,D$ zusammenfällt, und betrachten einen vertikalen Streifen der Platte, dessen Breite $= dx$, dessen Höhe $= y$ und dessen Dicke, normal zur Bildebene gemessen, $= 1$ cm ist. Für ein prismatisches Element dieses Streifens im Abstande z von der Neutralen der Stützplatte hat man, wenn bezeichnet:

Fig. 137.



dz die Höhe des Elementes, in Zentimetern;

p' die Normalpressung der Grundfläche desselben, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

σ die in letzterer Fläche vorhandene Abscherungsspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

σ_0 die horizontale Abscherungsspannung in der Neutralen, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

p_1, p die Vertikalpressung der unteren, bezw. oberen Grundfläche des Streifens, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

V die auf denselben wirkende Transversalkraft, in Kilogrammen;

E, E_1 den Elastizitätsmodul der Stütz- bezw. Kippplatte, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s_1 die zulässige Druckspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

Δy, Δh die vertikale Zusammendrückung der Stützplatte in der Entfernung x, bezw. in der Mitte, in Zentimetern:

$$dp' \,.\, dx - d\sigma \,.\, dz = 0,$$

indem die algebraische Summe der auf das Element wirkenden Vertikalkräfte gleich Null sein mufs. Aus vorstehender Gleichung folgt:

$$dp' = \frac{d\sigma}{dx} \cdot dz \text{ und } p' = k + \int \frac{d\sigma}{dx}\, dz,$$

worin k eine Konstante bezeichnet. Für die vertikale Zusammendrückung des in Rede stehenden Elementes ergiebt sich nunmehr, abgesehen von der Wirkung der Abscherungsspannungen:

$$d\Delta y = \frac{p'}{E}\, dz$$

und für den ganzen Streifen:

$$\Delta y = \frac{1}{E} \int_{-\frac{y}{2}}^{+\frac{y}{2}} p'\, dz.$$

Zur Bestimmung des Differenzialquotienten $\frac{d\sigma}{dx}$ führt die Beziehung, dafs die reduzierte Fläche des Streifenquerschnittes aus zwei sich mit den Spitzen berührenden Dreiecken der Basis $= 1$ cm und der Höhe $= \frac{y}{2}$ besteht. Die Abscherungsspannung σ hat daher den Wert (Fig. 137b):

$$\sigma = \frac{\text{Fläche } GHJK}{\Delta GHF} \cdot \sigma_0, \text{ oder da } \sigma_0 = \frac{V}{\frac{2}{3} y}$$

$$\sigma = \frac{\frac{y}{4} - \frac{z^2}{y}}{\frac{y}{4}} \cdot \frac{V}{\frac{2}{3} y} = \frac{3}{2y}\left(1 - \frac{4z^2}{y^2}\right) V;$$

mithin

$$\frac{d\sigma}{dx} = \frac{3}{2y}\left(1 - \frac{4z^2}{y^2}\right)\frac{dV}{dx} + \frac{3}{2}\frac{V}{y^2}\left(-1 + \frac{12z^2}{y^2}\right)\frac{dy}{dx}$$

oder weil

$$\frac{dV}{dx} = p - p_1$$

$$\frac{d\sigma}{dx} = \frac{3(p-p_1)}{2y}\left(1 - \frac{4z^2}{y^2}\right) + \frac{3}{2}\frac{V}{y^2}\left(-1 + \frac{12z^2}{y^2}\right)\frac{dy}{dx}.$$

Setzt man diesen Wert in die Gleichung für p', so erscheint:

$$p' = k + \frac{3(p-p_1)}{2y}\left(z - \frac{4}{3}\frac{z^3}{y^2}\right) + \frac{3}{2}\frac{V}{y^2}\left(-z + \frac{4 \cdot z^3}{y^2}\right)\frac{dy}{dx}.$$

Für $z = +\frac{y}{2}$ wird $p' = p$ und hat man daher für die Konstante k:

$$p = k + \frac{p - p_1}{2}, \text{ also } k = \frac{p + p_1}{2}.$$

Schaltet man den Wert von p' in die Gleichung für Δy ein, so ist das Resultat:

$$\Delta y = \frac{p + p_1}{2}\frac{y}{E} + \frac{3(p-p_1)}{2Ey}\int_{-\frac{y}{2}}^{+\frac{y}{2}}\left(z - \frac{4}{3}\frac{z^3}{y}\right) dz + \frac{3}{2}\frac{V}{Ey^2}\frac{dy}{dx}\int_{-\frac{y}{2}}^{+\frac{y}{2}}\left(\frac{4z^3}{y^2} - z\right) dz.$$

$$79 \quad \ldots \quad \Delta y = \frac{p + p_1}{2}\frac{y}{E}.$$

Der Streifen deformiert sich demnach so, als stände er unter der Einwirkung einer Druckspannung gleich dem arithmetischen Mittel aus den Spannungen seiner beiden Grundflächen.

Angenähert kann man für Δy wegen der flachen Wölbung der Stützplatte schreiben:

$$\Delta y = \frac{p + p_1}{2} \cdot \frac{h}{E}.$$

Für die Mitte der Stützplatte giebt Gleichung 79, wenn hier $p = s_1$ kg für das Quadratzentimeter = der zulässigen Beanspruchung auf Druck, und $p_1 = t$ kg für das Quadratzentimeter ist:

$$\Delta h = \frac{s_1 + t}{2} \cdot \frac{h}{E},$$

oder wenn

$$\frac{s_1 + t}{2} = m.$$

$$\textbf{80} \quad \ldots \ldots \quad \Delta h = m \frac{h}{E}.$$

In ähnlicher Weise findet man für die Deformation der Kippplatte:

$$\textbf{81} \quad \ldots \ldots \quad \Delta h_1 = \frac{s_1 + t_1}{2} \frac{h_1}{E_1} = m_1 \frac{h_1}{E_1}.$$

Weiter hat man für die Sehne der Berührungskurve beider Platten, wenn bezeichnet:

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

a, a_1 die in der Bildebene liegende Grundlinie der Stütz- bezw. Kippplatte, in Zentimetern;

b die Länge dieser Platten, normal zur Bildebene, in Zentimetern;

c die Sehne der Berührungskurve, in Zentimetern;

$$A = b \int_{-\frac{c}{2}}^{+\frac{c}{2}} p\,dx = \frac{2b \,.\, E}{h} \int_{-\frac{c}{2}}^{+\frac{c}{2}} \Delta y\,dx - b \int_{-\frac{c}{2}}^{+\frac{c}{2}} p_1\,dx.$$

Hierin kann mit hinreichender Genauigkeit

$$\int_{-\frac{c}{2}}^{+\frac{c}{2}} \Delta y\,dx = \frac{2}{3}\, c\,\Delta h = \frac{2}{3}\, c \,.\, m\, \frac{h}{E}$$

gesetzt werden, indem es zulässig ist, die kreisbogenförmige Abrundung und die Kurve der Abplattung der Stützplatte als Parabeln anzusehen; ferner kann man p_1 auf die Länge c als $= t$ betrachten und erhält alsdann:

$$A = \left(\frac{4}{3}\, m - t\right) b\, c,$$

oder auf c zurückgeführt:

$$\textbf{82} \quad \ldots \ldots \quad c = \frac{A}{b\left(\frac{4}{3}\, m - t\right)}.$$

Endlich ergiebt sich für den Radius der Abrundung der Stützplatte, wenn man denselben durch r in Zentimetern ausdrückt:

$$r = \frac{1}{8}\cdot\frac{c^2}{\Delta h + \Delta h_1} = \frac{1}{8}\,\frac{E}{m}\cdot\frac{c^2}{h + \frac{m_1}{m}\cdot\frac{E}{E_1}\,h_1}.$$

oder wenn man den Wert von c aus Gleichung 82 einführt:

$$83 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = \frac{1}{8}\cdot\frac{E}{m}\,\frac{A_2}{b^2\left(h + \frac{m_1}{m}\cdot\frac{E}{E_1}\,h_1\right)\left(\frac{4}{3}\,m - t\right)^2}.$$

Sofern sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Grundflächen der beiden Platten verteilt, hat man

$$83a \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = \frac{1}{8}\cdot\frac{E}{m}\,\frac{a^2}{\left(h + \frac{m_1}{m}\,\frac{E}{E_1}\,h_1\right)\left(\frac{4}{3}\,\frac{m}{t} - 1\right)^2},$$

worin

$$m = \frac{1}{2}\left(s_1 + \frac{A}{ab}\right);\; m_1 = \frac{1}{2}\left(s_1 + \frac{A}{a_1 b}\right);\; t = \frac{A}{ab}.$$

Ist z. B. bei einem aus Stahl hergestellten Tangentialgelenke: $A = 150\,000$ kg; $a = 20$ cm; $a_1 = 30$ cm; $b = 60$ cm; $h = 6$ cm; $h_1 = 8$ cm; $E = E_1 = 2\,000\,000$ kg für das Quadratzentimeter und $s_1 = 1200$ kg für das Quadratzentimeter, so folgt:

$$m = 662;\; m_1 = 642;\; t = 125 \text{ kg für das Quadratzentimeter;}$$

$$\frac{m_1}{m} = 0{,}97;\; \frac{E}{m} = 3021;\; \frac{m}{t} = 5{,}3;$$

$$r = \frac{1}{8}\,\frac{E}{m}\cdot\frac{a^2}{\left(h + \frac{m_1}{m}\,h_1\right)\left(\frac{4}{3}\,\frac{m}{t} - 1\right)^2} = \frac{1}{8}\,3021\cdot\frac{20^2}{\left(6 + 0{,}97\,.\,8\right)\left(\frac{4}{3}\,.\,5{,}3 - 1\right)^2};$$

$$r = 299 \text{ cm, dafür } r = 3{,}0 \text{ m};$$

$$c = \frac{150\,000}{60\left(\frac{4}{3}\cdot 662 - 125\right)} = 3{,}3 \text{ cm};$$

$$\Delta h = 662\cdot\frac{6}{2\,000\,000} = \frac{1}{500} \text{ cm (abger.).}$$

Im allgemeinen wird man, wie auch das vorstehende Beispiel zeigt, mit ausreichender Genauigkeit $m = m_1$ nehmen dürfen und hat dann einfacher:

$$84 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = \frac{1}{8}\cdot\frac{E}{m}\,\frac{A^2}{\left(h + \frac{E}{E_1}\,h_1\right)\left(\frac{4}{3}\cdot m - t\right)^2 b^2},$$

oder bei gleichmäfsiger Druckübertragung auf die Grundflächen der Stütz- und Kippplatte:

$$85 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad r = \frac{1}{8}\cdot\frac{E}{m}\,\frac{a^2}{\left(h + \frac{E}{E_1}\,h_1\right)\left(\frac{4}{3}\cdot\frac{m}{t} - 1\right)^2}.$$

Nach dieser Gleichung würde sich r für obiges Beispiel zu 294 cm, also nur um 5 cm geringer ergeben.

Wenn man die Grundplatte des in §. 32 berechneten Gleitflächenlagers mit einer sanften Abrundung versähe, anstatt sie im mittleren Teile auf 15 cm eben zu konstruieren, so würde sich der Radius der Abrundung nach vorstehender Gleichung wie folgt berechnen. Es ist:

$a = 30\,\text{cm}$; $b = 35$; $h = 5$;

$A = 21\,250\,\text{kg}$; $E = 1\,000\,000$; $E_1 = 2\,000\,000\,\text{kg}$ für das Quadratzentimeter.

Hat ferner die schweifseiserne Gleitplatte die Dicke $h_1 = 1{,}5\,\text{cm}$, und ist $s_1 = 700\,\text{kg}$ für das Quadratzentimeter, so ergiebt sich:

$$m = \frac{1}{2}\left(700 + \frac{21250}{30 \,.\, 35}\right) = 360; \quad \frac{E}{m} = 2778.$$

$$t = \frac{21250}{30 \,.\, 35} = 20 \text{ abger.}; \quad \frac{E}{E_1} = \frac{1}{2}; \quad \frac{m}{t} = 18;$$

$$r = \frac{1}{8} \cdot 2778 \, \frac{900}{\left(5 + \frac{1{,}5}{2}\right)\left(\frac{4}{3} \cdot 18 - 1\right)^2} = 103\,\text{cm}.$$

§. 36.

Walzenlager.

Die Walzenlager werden angewandt, um die Reibung, welche sich der Längenverschiebung des Trägers an seinen Stützpunkten entgegensetzt, zu vermindern. Sie empfehlen sich daher hauptsächlich für grofse Auflagerdrücke, jedoch läfst sich eine bestimmte Grenze, von welcher an sie den Gleitlagern vorzuziehen, nicht angeben. Es sind Gleitlager für Eisenbahnbrücken bis zu 90 m Stützweite angewandt und anderseits Walzenlager schon bei Spannweiten von 10 m. Da, wo es auf Schonung des Mauerwerkes ankommt, dürfte es sich aber empfehlen, für schwere Brücken von 10 m an, und für leichtere von 20 m an, Walzenlager anstatt der Gleitlager zu wählen. Hinsichtlich der im Walzenlager auftretenden Reibung hat man nach §. 30, wenn bezeichnet:

d den Walzendurchmesser, in Zentimetern;

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

R die Reibung im Lager, in Kilogrammen;

$$R = \frac{0{,}25}{d} A \text{ bei mittlerer Schmierung,}$$

$$R = \frac{0{,}15}{d} A \text{ bei sehr guter Schmierung.}$$

Gewöhnlich werden die Walzenlager als Kipplager konstruiert, um den Auflagerdruck bei Durchbiegungen des Trägers möglichst gleichmäfsig über die Walzen zu verteilen, und bestehen dann aus folgenden Hauptteilen (Taf. VIII, Fig. 138):

1) Der Grundplatte AB.

2) Den Walzen C, C etc., welche entweder als volle Walzen oder als Flachwalzen*) angeordnet werden. Im ersten Falle sind sie voll zylindrisch (Taf. IX, Fig. 141), während

*) Man hat die Flachwalzen auch Pendel oder Stelzen genannt; jedoch dürften beide Ausdrücke weniger als der vorstehende, bereits von Reuleaux gebrauchte, zu empfehlen sein.

sie im anderen nur den mittleren Teil eines Zylinders bilden (Fig. 138, 140). Die Flachwalzen haben gegenüber den vollen Walzen den Vorteil, dafs sie gröfsere Durchmesser bei gleicher Länge des Lagers erhalten können und daher eine geringere Reibung erzeugen.

3) Der Rollplatte *DEF*.

4) Der Kippplatte *GFH*.

Zwischen Roll- und Kippplatte ist ein Zapfen- oder ein Tangentialgelenk eingeschaltet.

Führt man die Walzenlager als Flächenlager aus, so fehlt die Kippplatte und die Rollplatte ist oben und unten durch eine Ebene begrenzt und mit dem Untergurt des Trägers direkt verbunden. Bei dem Lager mit nur einer Walze (Taf. VIII, Fig. 139) ist die Rollplatte zugleich Kippplatte.

Als Material verwendet man im allgemeinen zu allen Teilen des Lagers Gufseisen; nur wenn die Anzahl der Walzen möglichst verringert werden soll, wählt man für letztere Stahl und setzt entweder in die Grund- und Rollplatte durch Keile gehaltene Stahlplatten ein, oder macht diese Platten ganz aus Stahl.

Die Einzelheiten der Walzenlager anlangend, so kommen hier folgende hauptsächlich in Betracht:

1. Die Grundplatte.

Zur Erleichterung der Aufstellung setzt man die Grundplatte vielfach aus zwei Teilen zusammen und legt zwischen dieselben eine 3 bis 5 mm starke Blei- oder Kupferplatte, um eine möglichst gleichmäfsige Druckübertragung zu erzielen (Taf. IX, Fig. 140; Taf. X, Fig. 142; Taf. XII, Fig. 152). Der oberen Platte giebt man wohl an der Unterseite dicht nebeneinander liegende Rinnen geringer Tiefe, um den Flächendruck auf die weiche Platte zu vergröfsern und dadurch die etwa vorhandenen Ungleichheiten noch besser auszugleichen.

2. Querschnitt der Flachwalzen.

Der Materialersparnis halber und zur Herabminderung der Spannung in dem direkt deformierten Teile der Lauffläche bringt man an den Flachwalzen seitliche Aussparungen an, welche entweder von Kopfseite zu Kopfseite glatt durchgehen (Taf. VIII, Fig. 138; Taf. IX, Fig. 140), oder durch Verstärkungsrippen unterbrochen sind (Taf. X, Fig. 142; Textfig. 143).

3. Sicherung der Voll- und Flachwalzen gegen seitliche Verschiebung.

a) Man versieht die Grund- und Rollplatte mit seitlichen Leisten, welche gewöhnlich angegossen werden. Bei der Grundplatte hat man dieselben auch angeschraubt, um sie bei der Reinigung des Lagers entfernen zu können und hierdurch letztere selbst zu erleichtern.

In einzelnen Fällen hat man die Führungsleisten an Grund- und Rollplatte, oder allein an der Rollplatte weggelassen. Erstere Anordnung findet sich z. B. bei der Brücke über die Schwarze Elster bei Premsendorf (Taf. X, Fig. 142), letztere bei der Spreebrücke der Berliner Stadtbahn am Schlofsparke Bellevue (Taf. VIII, Fig. 138; Taf. XI, Fig. 150). Dieses Fehlenlassen der Leisten dürfte übrigens in Rücksicht auf eine gute Aufstellung des Lagers nicht zu empfehlen sein und kann überhaupt nur dann in Frage kommen, wenn keine Gefahr vor-

liegt, dafs der Winddruck, oder sonstige seitlich auf die Brücke wirkende Kräfte, die gleitende Reibung im Lager überwinden.

b) Die Walzen erhalten an den Enden vorspringende Ränder (Fig. 139, 141).

4. Sicherung der parallelen Lage der Voll- und Flachwalzen.

A. Sicherung des Parallelismus der Vollwalzen.

a) Man umgiebt die Walzen mit einem Rahmen und lagert sie in demselben mit Hilfe von Zapfen (Taf. IX, Fig. 141b). Letztere stellt man am einfachsten aus einem Stücke mit den Walzen her, eventuell kann man dieselben auch einsetzen.

b) Man bringt vor den Stirnseiten der Walzen je ein Flacheisen an, in welches dieselben mit Zapfen eingreifen. Die Zapfen der beiden äufseren Walzen versieht man mit Vorsteckern oder Schraubenmuttern, um die seitliche Verschiebung der Flacheisen zu verhindern. Denselben Zweck erreicht man auch durch Kopfschrauben, welche man durch die Enden der Flacheisen in die äufseren Walzen treten läfst.

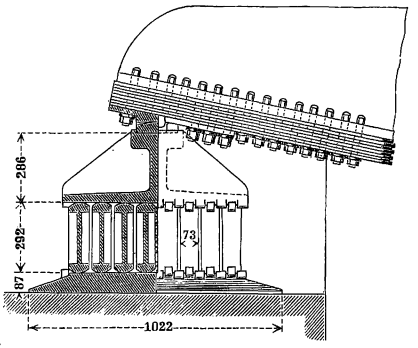
B. Sicherung des Parallelismus der Flachwalzen.

a) Die Flachwalzen werden in zwei parallel übereiander angeordneten Rahmen, wie sie vorhin beschrieben, gelagert (Taf. VIII, Fig. 138; Taf. IX, Fig. 140).

b) Es kommen vor den beiden Stirnseiten der Flachwalzen je zwei parallel übereinander angeordnete Führungsstangen, welche an denselben, wie vorhin unter A. b) angegeben befestigt sind, zur Verwendung (Fig. 151).

Ausnahmsweise hat man nur einen Rahmen in der Mitte der Flachwalzen angebracht, so bei der Brücke über die Schwarze Elster bei Premsendorf (Taf. X, Fig. 142 bis 142c). Diese

Fig. 143.



Isarbrücke bei Grosshesselohe.

Fig. 144.

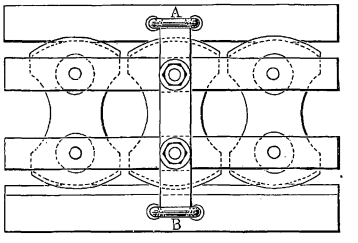
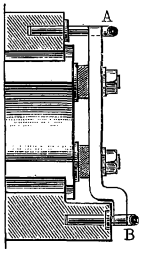


Fig. 144a.



Konstruktion ist indessen eine unzweckmäfsige, indem die Flachwalzen, wenn bei der Aufstellung nicht mit der gröfsten Sorgfalt verfahren wird, leicht unter verschiedenen Winkeln gegeneinander zu stehen kommen, wodurch eventuell ein Umfallen derselben veranlafst werden kann. Thatsächlich ist ein solcher Unfall bei der vorhin genannten Brücke eingetreten, und sah man sich infolgedessen veranlafst, das Flachwalzenlager durch ein Lager mit vollen Walzen zu ersetzen. Dasselbe Lager zeigte die weitere Eigentümlichkeit, dafs die Kipp- wie Rollplatte und die Flachwalzen gegen seitliche Verschiebung nicht gesichert waren.

c) Die Flachwalzen erhalten an den Stirnseiten oben und unten Zähne, welche in entsprechende Lücken der Roll- und Grundplatte greifen (Fig. 143).

Hierdurch sind auch abnorme Längenbewegungen der gesamten Flachwalzen des Lagers, wie man sie ab und zu beobachtet hat, verhindert. Näheres: Wochenschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. 1886, Nr. 31: Abnorme Bewegungen des Rollwagens bei Brücken.

Zu demselben Zwecke hat man mit den beiden Führungsrahmen der Flachwalzen Arme verbunden, AB (Fig. 144), welche in Bügel, bezw. Zahnlücken, der Grund- und Rollplatte greifen; oder man hat an letzteren Platten Zapfen angebracht, welche in Schlitze der Arme eingreifen.

5. Schutz des Lagers gegen Staub und Regen.

Um Staub und Regen von den Laufflächen abzuhalten, hat man die Walzen mit vier Blechwänden umgeben, die in den Ecken unter Zuhilfenahme von Winkeleisen und Schrauben lösbar verbunden sind. Die so gebildete Umhüllung steht auf der Grundplatte stumpf auf und greift mit ihrem oberen Rande entweder in die Rollplatte (Taf. XII, Fig. 152), oder wird von einem an dieselbe geschrobenen Rahmen überdeckt (Taf. IX, Fig. 140).

Durch diese Vorrichtungen wird der angestrebte Zweck aber nur dann erreicht, wenn die Umhüllung oben und unten dicht abschliefst, weshalb man sie an der Bewegung der Rollplatte teilnehmen lassen mufs. Schutz gegen Regen allein gewähren überhängende Platten, welche mit der Rollplatte verbunden sind; indessen dürfte eine solche Anordnung zu entbehren sein, indem sie das Rosten der Laufflächen nicht verhindert.

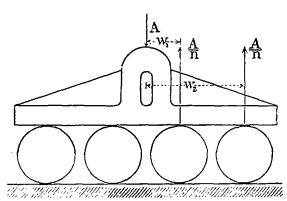
§. 37.

Abmessungen der Walzenlager.

1. Die Rollplatte.

Nehmen wir an, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Walzen verteilt, so ergiebt sich für den Querschnitt der Rollplatte in der Mitte, wenn bezeichnet (Fig. 145):

Fig. 145.



A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

n die Anzahl der Walzen;

w_1, w_2 etc. die Abstände derselben von der Mitte des Lagers, in Zentimetern;

h die Höhe, b die Länge des Querschnittes, in Zentimetern;

s, s_1 die zulässige Beanspruchung auf Zug, bezw. Druck, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

M das Biegungsmoment in der Mitte der Rollplatte, in Kilogrammen mal Zentimeter:

$$M = \frac{A}{n}(w_1 + w_2 + \cdots) = \frac{s}{6} b h^2 s.$$

$$86 \quad \ldots\ldots h = \sqrt{\frac{6M}{bs}}.$$

Wenn die Rollplatte in der Mitte eine Aussparung der Höhe h_1, in Zentimetern, hat, folgt:

$$87 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h_1 = h \sqrt[3]{1 - \frac{6\,M}{b\,h^2 . s}}.$$

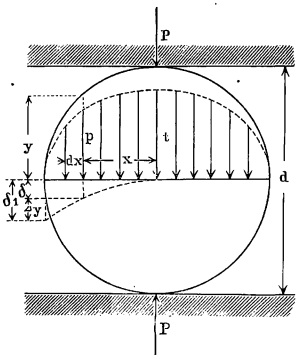
Verwendet man Gufseisen zu der Rollplatte, so ist $s = 300$ kg für das Quadratzentimeter zu setzen und hat man bei Anordnung von Rippen nach Gleichung 74 zu untersuchen, ob die Zug- oder die Druckseite des Querschnittes für die Dimensionierung mafsgebend ist.

Zur gröfseren Sicherheit bei der Ermittelung der Höhe der Rollplatte hat man auch angenommen, dafs dieselbe nur auf den beiden äufseren Walzen aufliege und daher ebenso wie ein auf zwei Stützen frei aufliegender Balken beansprucht werde. Diese Annahme ist aber bei richtiger Ausführung der Walzen eine unzutreffende, indem die Rollplatte als ein durchgehender Träger auf elastischen, gleichweit voneinander abstehenden und gleichhohen Stützen anzusehen ist und daher auf die äufseren Walzen einen geringeren Druck ausübt als auf die mittleren.

2. Erforderliche Anzahl der Walzen.

Legt man durch die Achse der Walze einen Horizontalschnitt, so ist dieser nur Normalpressungen ausgesetzt, da der auf die Walzenhälfte ausgeübte äufsere Druck in Richtung des Durchmessers wirkt, welcher senkrecht zur Schnittebene steht und die in jedem Elemente letzterer thätige Spannung für beide Walzenhälften unter gleichem Winkel zu dem genannten Durchmesser gerichtet sein mufs. Schubkräfte sind daher in letzterer nicht thätig und deformiert sich der durchschnittene Zylinder ebenso wie der aus einem Stücke bestehende.

Fig. 146.



Die Wirkungen der Normalpressungen auf die Zylinderhälfte anlangend, so bestehen dieselben hauptsächlich in einer Durchbiegung und vertikalen Zusammendrückung der Faserschichten, und zwar müssen die hierdurch bedingten Formveränderungen so vor sich gehen, dafs die Schnittfläche auch nach der Deformation des Zylinders eine Ebene bleibt. Aus dieser Beziehung ergiebt sich ein Mittel zur Berechnung der Normalspannungen in der Schnittebene und der Formänderung des Zylinders.

Schneidet man von der einen Zylinderhälfte durch zwei normal zur Achse stehende Ebenen eine Scheibe von 1 cm Dicke ab und bezieht die Ansichtsfläche derselben auf ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, dessen X-Achse mit dem horizontalen und dessen Y-Achse mit dem vertikalen Durchmesser der Walze zusammenfällt, so ergiebt sich für einen beliebigen vertikalen Streifen der Grundfläche $1 . dx$ und Höhe y, wenn bezeichnet (Fig. 146):

P den auf die Walze von der Rollplatte ausgeübten Druck, in Kilogrammen;

p, t die Normalpressung in einem beliebigen Punkte, bezw. in der Mitte der Schnittebene, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

d den Durchmesser, b die Länge der Walze, in Zentimetern;

δ, δ_1 die Durchbiegung in der Entfernung x, bezw. r von der Achse, in Zentimetern, hervorgerufen durch die Normalspannungen der Schnittfläche in Zentimetern;

Δy die vertikale Zusammendrückung des Streifens in der Entfernung x von der Achse, in Zentimetern;

h_1 die Höhe der Grundplatte des Lagers, in Zentimetern;

t_1 die Normalpressung der unteren Grundfläche der letzteren, vertikal unter der Walzenmitte, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

E den Elastizitätsmodul der verwandten Materialien, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

s, s_1 die zulässige Zug- bezw. Druckspannung des Materiales, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter:

$$\Delta y + \delta = \delta_1 \quad .$$

und nach Gleichung 79:

$$\Delta y = \frac{p}{2} \cdot \frac{y}{E},$$

demnach

$$88 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad p = \frac{2E}{y} (\delta_1 - \delta).$$

Im vorliegenden Falle ist es genau genug, die Durchbiegungskurve als Parabel anzusehen und demgemäfs zu schreiben $x^2 = k\delta$. Führt man diesen Wert in die Gleichung 88 ein und setzt für y seinen Wert aus der Kreisgleichung, so erhält man:

$$p = \frac{2E}{k} \cdot \frac{\delta_1 k - x^2}{\sqrt{\frac{d^2}{4} - x^2}}, \text{ oder weil } k\delta_1 = \frac{d^2}{4}$$

$$p = \frac{2E}{k} \sqrt{\frac{d^2}{4} - x^2},$$

das ist:

$$89 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \frac{p^2}{\frac{E^2}{k^2} d^2} + \frac{x^2}{\frac{d^2}{4}} = 1.$$

Die Normalpressung verteilt sich also nach einer Ellipse über den horizontalen Hauptschnitt der Walze und folgt für die Normalpressung in der Mitte desselben:

$$\frac{1}{2} \cdot t \cdot \frac{d}{2} \cdot \pi \cdot b = P,$$

mithin

$$90 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad t = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{d\,b}.$$

Die Deformation des über dem Hauptschnitte stehenden Halbzylinders kann man nun wie diejenige der Stützplatte eines Tangentialgelenkes beurteilen und sonach für den Zylinderdurchmesser, welcher die Bedingung erfüllt, dafs die stärkste Druckspannung in dem durch die Kraft P direkt deformierten Teile den Wert s_1 nicht überschreitet, gemäfs Gleichung 83 setzen:

$$\frac{d}{2} = \frac{1}{8} \cdot \frac{E}{m} \cdot \frac{P^2}{b^2 \left(\frac{d}{2} + \frac{m_1}{m} h_1\right) \left(\frac{4}{3} m - t\right)^2},$$

worin

$$t = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{d\,b}, \text{ oder angenähert, } t = \frac{4}{3}\,\frac{P}{d\,b},$$

$$m = \frac{1}{2}\,(s_1 + t);\; m_1 = \frac{1}{2}\,(s_1 + t_1).$$

Für t_1 hat man bei gleichmäfsiger Verteilung des Auflagerdruckes über die Grundplatte, wenn bezeichnet:

b_1 die Länge der Grundplatte, normal zur Bildebene gemessen, in Zentimetern;

v den Abstand der Walzen von Mitte zu Mitte, in Zentimetern:

$$t_1 = \frac{P}{v \cdot b_1}.$$

In Wahrheit wird indessen t_1 etwas gröfser sein, so dafs man mit hinreichender Genauigkeit $t_1 = t$ und somit $m_1 = m$ setzen kann. Für den Walzendurchmesser d hat man daher nach Ausführung einer einfachen Reduktion:

$$\textbf{91} \quad \ldots \quad d = \frac{0{,}7}{\frac{4}{3} - \frac{t}{m}} \cdot \sqrt{\frac{E}{m^3\left(1 + \frac{2\,h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{P}{b}.$$

Nimmt man in vorstehender Gleichung angenähert $m = 0{,}55\; s_1$ und $\frac{t}{m} = 0{,}16$, so ergiebt sich:

$$\textbf{92} \quad \ldots \quad d = 1{,}5 \sqrt{\frac{E}{s_1^3\left(1 + \frac{2\,h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{P}{b}.$$

Für die erforderliche Anzahl von Walzen erhält man hieraus, wenn man annimmt, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über dieselben verteilt, da alsdann $P = \frac{A}{n}$

$$\textbf{93} \quad \ldots \quad n = 1{,}5 \cdot \sqrt{\frac{E}{s_1^3\left(1 + \frac{2\,h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{A}{b\,d}.$$

Dieser Ausdruck liefert für ein Walzenlager aus Gufseisen, wenn man $s_1 = 800$, $E = 960\,000$ kg für das Quadratzentimeter und $\frac{h_1}{d} = \frac{1}{2}$ setzt:

$$\textbf{94} \quad \ldots \quad n = 0{,}046 \cdot \frac{A}{b\,d},$$

oder, wenn man A in Tonnen ausdrückt:

$$n = 46\,\frac{A}{b\,d}.$$

Läfst man 1000 kg Druckspannung für das Quadratzentimeter zu, so erhält man:

$$n = 0{,}033\,\frac{A}{b\,d},$$

oder, wenn A in Tonnen gegeben:

$$n = 33\,\frac{A}{b\,d}.$$

Im Falle man Gufsstahl zu dem Lager verwendet, ist für die Druckspannung der Wert $s_1 = 1200$ kg für das Quadratzentimeter zulässig und ergiebt sich dann, da $E = 2\,000\,000$:

$$95 \quad \ldots\ldots\ldots \quad n = 0{,}036 \cdot \frac{A}{b\,d},$$

oder, wenn wieder A in Tonnen ausgedrückt wird:

$$n = 36\,\frac{A}{b\,d}.$$

Unter den gegebenen Verhältnissen würde mithin ein Gufstahllager eine gröfsere Walzenzahl erfordern, als ein solches für Gufseisen, wenn man für letzteres Material 1000 kg für das Quadratzentimeter Druckspannung zuläfst, welche Erscheinung in dem kleineren Elastizitätsmodul des Gufseisens begründet ist.

Die in der Mitte der Walze auftretende Zugspannung berechnet sich aus dem Biegungsmomente der Normalspannungen des horizontalen Hauptschnittes, welche sich, wie früher bewiesen, nach einer Ellipse über denselben verteilen. Man findet, da der Schwerpunktsabstand des fraglichen Ellipsenquadranten von der Mitte $\frac{2}{3\,\pi}\,d$ beträgt:

$$\frac{A}{2\,n} \cdot \frac{2}{3\,\pi}\,d = \frac{1}{6}\,b \cdot \frac{d^2}{4} \cdot s_0,$$

worin s_0 die gesuchte Biegungsspannung in Kilogrammen für das Quadratzentimeter bezeichnet, mithin

$$96 \quad \ldots\ldots\ldots \quad s_0 = \frac{8}{\pi} \cdot \frac{A}{n\,b\,d}.$$

Hiernach ist die Biegungsspannung in der Mitte der Walze noch einmal so grofs als die vertikale Druckspannung.

3. Die Grundplatte.

Für die Abmessungen derselben gilt das in §. 34 über die Grundplatte des festen Zapfenkipplagers Gesagte.

§. 38.

Breite und erforderliche Anzahl der Flachwalzen.

1. Breite der Flachwalzen.

Bei der Längenverschiebung des Trägerendes führt jede der Flachwalzen des Lagers eine Rollbewegung aus und kommt daher nur eine Bogenlänge zur Abwickelung, welche der halben Verschiebung entspricht. Würden nun die Laufflächen demgemäfs angeordnet, so befänden sich die Flachwalzen in den Endpunkten der Längenverschiebung des Trägerendes im labilen Gleichgewichte und würden bei der kleinsten Überschreitung der Verschiebung umfallen. Man nimmt daher in der Praxis die Breite der Lauffläche erheblich gröfser, als sie der Theorie nach zu sein brauchte. Bezeichnet (Fig. 147):

d den Durchmesser des Laufkreises der Flachwalze, in Zentimetern;

a, a_1 die Breite der Flachwalze in der Mitte, bezw. an der Lauffläche, in Zentimetern;

Δ_1, Δ_2 die gröfste Längenverschiebung des Trägerendes von der mittleren Lage ab infolge der Temperatur, bezw. der Durchbiegung des Hauptträgers, in Zentimetern;

l die Stützweite des Hauptträgers, in Zentimetern;

so folgt nach Gleichung 68 für die gröfste Verschiebung, welche das Trägerende von der mittleren Lage ab nach einer Seite ausführen kann:

$$\Delta_1 + \Delta_2 = \frac{0{,}56}{1000}\, l.$$

Dieses Mafs würde dem Gesagten zufolge, theoretisch genommen, für die Breite der Lauffläche der Flachwalzen ausreichen, jedoch nimmt man dafür aus dem angegebenen Grunde etwa das Doppelte und setzt wegen Fehler bei der Aufstellung noch 3 cm zu, so dafs erscheint:

$$a_1 = 3\,\text{cm} + 0{,}0012\, l.$$

Vom Durchmesser des Laufkreises ausgehend, kann man die Abmessungen der Flachwalzen etwa wie folgt annehmen:

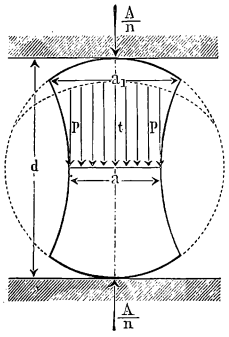
$$97 \quad \cdots \cdots \begin{cases} d = 5\,\text{cm} + 0{,}002\,.\,l. \\ a = 0{,}4\; d. \\ a_1 = 0{,}6\; d. \end{cases}$$

Ergiebt sich die Anzahl der Flachwalzen bei der Wahl der vorstehenden Dimensionen zu grofs, so ist d entsprechend zu vergröfsern.

2. Anzahl der erforderlichen Flachwalzen.

Bei den Flachwalzen kommt von der Druckellipse (vergl. §. 37) nur der Teil in Frage, welcher über dem horizontalen Hauptschnitte derselben steht. Bezeichnet (Fig. 147):

Fig. 147.



p, t die Normalspannung des horizontalen Hauptschnittes in der Entfernung $\frac{a}{2}$ von der Mitte, bezw. in der Mitte selbst, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

n die vorhandene Zahl der Flachwalzen;

b die Länge derselben, normal zur Bildebene gemessen, in Zentimetern;

so kann man angenähert bei gleichmäfsiger Verteilung des Auflagerdruckes auf die Flachwalzen setzen:

$$p\,a\,b + \frac{2}{3}\cdot(t - p)\,a\,b = \frac{A}{n}$$

$$p + 2\,t = \frac{3\,A}{n\,a\,b},$$

oder, da

$$p = t\,\sqrt{1 - \frac{a^2}{d^2}},$$

$$98 \quad \cdots \cdots t = \frac{3}{2 + \sqrt{1 - \frac{a^2}{d^2}}} \cdot \frac{A}{n\,a\,b}.$$

In den meisten Fällen kann man hierfür mit hinreichender Genauigkeit:

$$t = \frac{A}{n a b}$$

nehmen.

Für den Durchmesser des Laufkreises der Flachwalzen hat man gemäfs Gleichung 91, wenn bezeichnet:

s_1 die zulässige Druckspannung des Materiales der Flachwalzen, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

E den Elastizitätsmodul, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

m den Wert $\frac{1}{2}(s_1 + t) = \frac{1}{2}\left(s_1 + \frac{A.}{n a b}\right)$ angenähert;

h_1 die Höhe der Grundplatte des Flachwalzenlagers, in Zentimetern:

$$d = \frac{0{,}7}{\frac{4}{3} - \frac{t}{m}} \cdot \sqrt{\frac{E}{m^3\left(1 + \frac{2h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{A.}{n.b}.$$

Aus dem vorstehenden Ausdrucke folgt für die erforderliche Zahl der Stelzen:

$$\textbf{99} \quad . \quad . \quad . \quad n = \frac{0{,}7}{\frac{4}{3} - \frac{t}{m}} \sqrt{\frac{E}{m^3\left(1 + \frac{2h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{A.}{d.b}.$$

Im Durchschnitt kann man

$$m = 0{,}6 \,.\, s_1;\ \frac{t}{m} = 1{,}28$$

annehmen und daher angenähert schreiben:

$$\textbf{100} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad n = 1{,}4 \sqrt{\frac{E}{s_1^3\left(1 + \frac{2h_1}{d}\right)}} \cdot \frac{A.}{d.b}.$$

Die Zahl der Flachwalzen ergiebt sich hiernach unter sonst gleichen Verhältnissen etwas geringer als die der vollen Walzen. Will man erstere genauer nach Gleichung 99 berechnen, so nimmt man in den Ausdrücken

$$t = \frac{A}{n a b}$$

und

$$m = \frac{1}{2}\left(s_1 + \frac{A}{n a b}\right)$$

die Zahl n vorläufig an. Ergiebt nun die Ausrechnung von n ein sehr abweichendes Resultat von dem angenommenen, so ist die Rechnung mit dem neuen Werte von n zu wiederholen und so lange fortzusetzen, bis sich eine genügende Übereinstimmung ergiebt.

Für ein Flachwalzenlager aus Gufseisen hat man, wenn $s_1 = 800$; $E = 960\,000$ kg für das Quadratzentimeter, $\frac{h_1}{d} = \frac{1}{2}$:

$$\textbf{101} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad n = 0{,}043 \frac{A}{b d};$$

oder, wenn A in Tonnen gegeben:

$$n = 43 \cdot \frac{A}{b d}.$$

Bei Verwendung von Gufsstahl würde man erhalten, da hier $s_1 = 1200$; $E = 2\,000\,000$ kg für das Quadratzentimeter:

$$\textbf{102} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad n = 0{,}034 \, \frac{A}{b\,d};$$

oder, wenn A in Tonnen ausgedrückt ist:

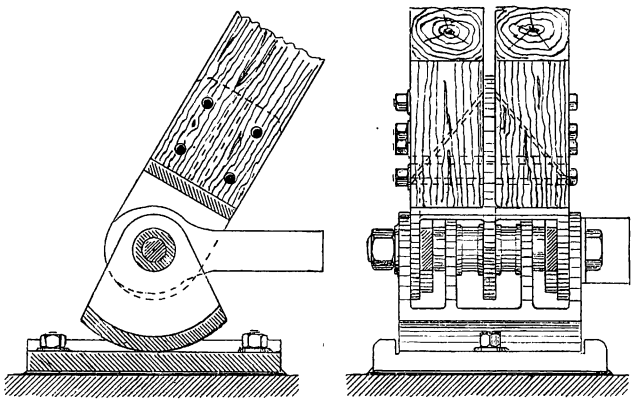
$$n = 34 \cdot \frac{A.}{b\,d}.$$

§. 39.

Schiebe-Rollenlager.

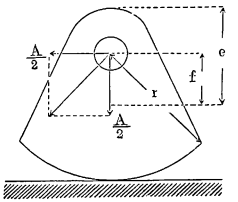
Als Grundform für die Rolle hat man beim Schiebe-Rollenlager den Zylinderausschnitt gewählt und in der Drehachse desfelben einen Bolzen angebracht, welcher dem Träger zur Stütze dient. Bei der Brücke über den Stjordals Elf bei Hegre in Norwegen (Fig. 148) dient letzterer Bolzen zugleich zur Verbindung des Untergurtes mit dem Schuh des aus Holz gebildeten Obergurtes.

Fig. 148.



Brücke über den Stjordals Elf bei Hegre in Norwegen.

Fig. 149.



Diese Art Lager sind einfach in der Anordnung und haben einen verhältnismäfsig geringen Bewegungswiderstand. Letzterer läfst sich ebenso wie derjenige eines Wagenrades beurteilen, indem aufser der Zapfenreibung noch die rollende Reibung in Frage kommt. Bezeichnet:

A den Auflagerdruck, in Kilogrammen;

W den gesamten Bewegungswiderstand des Lagers, in Kilogrammen;

μ den Zapfenreibungskoeffizienten;

$\frac{\varphi}{r}$ den Koeffizienten der rollenden Reibung;

r den Drehungshalbmesser der Stützrolle, in Zentimetern;

r_1 den Bolzenhalbmesser, in Zentimetern;

so folgt:

$$\textbf{103} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad W = \left(\mu \cdot \frac{r_1}{r} + \frac{\varphi}{r}\right) A.$$

Durchschnittlich kann man $\mu = 0{,}2$ und $\varphi = 0{,}12$ setzen und hat dann:

$$104. \quad W = \left(0{,}2 \cdot \frac{r_1}{r} + \frac{0{,}12}{r}\right) \cdot A.$$

Wäre z. B. $r_1 = 2{,}5$ cm; $r = 20$ cm, so ergäbe sich:

$$W = 0{,}031 \cdot A,$$

demnach erheblich geringer als beim Gleitlager.

Zur Bestimmung der Dimensionen der Stützrolle machen wir die Annahme, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Horizontalprojektion des Bolzens verteilt. Auf jede Hälfte der Rolle wirkt dann eine Kraft R (Fig. 149), welche mit der Vertikalen den Winkel von 45^0 einschliefst und in vertikaler wie horizontaler Richtung die Komponente $\frac{A}{2}$ hat. Von letzteren beansprucht die horizontal gerichtete den mittleren Vertikalschnitt der Stützrolle auf zusammengesetzte Festigkeit, während die vertikale in der Hauptsache eine Zusammenpressung der Faserschichten zur Folge hat. Bezeichnet für den genannten Vertikalschnitt:

b die Länge, in Zentimetern;

e den Abstand der am stärksten gezogenen Faserschicht von der horizontalen Schwerpunktsachse, in Zentimetern;

f den Abstand des Drehmittelpunktes von derselben Achse, in Zentimetern;

J das Trägheitsmoment in bezug auf letztere Achse, nach Abzug des Bolzenloches, in Zentimetern ^{4};

F den Flächeninhalt nach Abzug des Bolzenloches, in Quadratzentimetern;

s, s_1 die zulässige Zug- bezw. Druckspannung, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

so bewirkt die Horizontalkraft $\frac{A}{2}$ in dem Vertikalschnitte die Zugspannung $\frac{1}{2}\frac{A}{F}$ und die Biegungsspannung:

$$s' \frac{J}{e} = \frac{1}{2} A \cdot f, \text{ d. i. } s' = \frac{1}{2} \frac{f \cdot e}{J} A.$$

Beide Spannungen zusammengenommen dürfen die zulässige Zugspannung nicht überschreiten, daher:

$$105 \quad s \geqq \frac{1}{2}\frac{A}{F} + \frac{1}{2}\frac{f \cdot e}{J} A.$$

Angenähert kann man für letzteren Ausdruck setzen, wenn man die Stützrolle als voll und oben von einer durch die Drehachse gehenden Horizontalebene begrenzt ansieht, da alsdann $f = e = \frac{r}{2}$; $F = br$; $J = \frac{1}{12} br^3$:

$$106 \quad s \geqq \frac{2A}{br},$$

oder auf r zurückgeführt:

$$107 \quad r \geqq \frac{2A}{bs}.$$

Die in vertikaler Richtung auftretenden Pressungen und die entsprechenden Formänderungen lassen sich nur angenähert berechnen, vor allem dann, wenn die Stützrolle mit Aussparungen versehen ist. In dem Falle, dafs dieselbe die den Gleichungen 106 und 107 zu Grunde liegende Form hat, ergiebt sich angenähert nach Gleichung 83 für den Radius der

Lauffläche, wenn in derselben die stärkste zulässige Druckspannung nicht überschritten werden soll:

$$r = \frac{1}{8}\frac{E}{m}\,\frac{A^2}{\left(r + \frac{m_1}{m}\,h_1\,\frac{E}{E_1}\right) b^2 \cdot \left(\frac{4}{3}\,m - t\right)^2}$$

108 . . . . $$r = \frac{0{,}35}{\frac{4}{3} - \frac{E}{m}} \sqrt{\frac{E}{m^3\left(1 + \frac{m_1}{m}\,\frac{h_1}{r}\cdot\frac{E}{E_1}\right)}} \cdot \frac{A}{b}.$$

Hierin bezeichnet:

E, E_1 den Elastizitätsmodul des Materiales der Rolle bezw. der Grundplatte, in Kilogrammen für das Quadratzentimeter;

h_1 die Höhe der Grundplatte des Lagers, in Zentimetern;

a_1, b_1 die Länge derselben parallel, bezw. normal zur Bildebene, in Zentimetern:

$$m = \frac{1}{2}(s_1 + t);\; m_1 = \frac{1}{2}(s_1 + t_1).$$

Für t und t_1 hat man unter der Annahme, dafs sich der Auflagerdruck gleichmäfsig über die Horizontalprojektion des Bolzens der Rolle, bezw. über die Basis der Grundplatte verteilt:

$$t = \frac{A}{2\,r_1 b};\; t_1 = \frac{A}{a_1 b_1}.$$

Die Dicke der Grundplatte ergiebt sich bei letzterer Voraussetzung zu:

$$h_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3\,a_1}{b_1 s}\,A}.$$

Verwendet man Gufseisen zu derselben, so ist $s = 300$ kg für das Quadratzentimeter, daher:

$$h_1 = 0{,}05\,\sqrt{\frac{a_1}{b_1}\,A}.$$

Wie es in der Natur der Sache liegt, kann das im vorstehenden erörterte Lager nur für kleinere Auflagerdrücke angewandt werden. Sind dieselben bedeutender, so ergeben sich zu grofse, für die Ausführung ungeeignete Drehungshalbmesser der Rolle.

Beispiel. Es sind die Abmessungen der aus Gufseisen herzustellenden Grundplatte und Stützrolle des Schiebe-Rollenlagers einer 10 m weiten eingleisigen Brücke unter der Annahme zu ermitteln, dafs das Gufseisen höchstens mit 300 kg für das Quadratzentimeter auf Zug und mit 800 kg für das Quadratzentimeter auf Druck, ferner der Auflagerquader mit 20 kg für das Quadratzentimeter auf Druck beansprucht werde.

1. Dimensionen der Grundplatte.

Wenn die Brücke einer Hauptbahn angehört, kann man den gröfsten Auflagerdruck zu 21 000 kg annehmen. Wählt man nun die Länge der Grundplatte, normal zur Bildebene gemessen $b_1 = 40$ cm, so folgt:

$$a_1 = \frac{21\,000}{20 \cdot 40} = 26 \text{ cm},$$

und für die Dicke:

$$h_1 = 0{,}05 \sqrt{\frac{26}{40} \cdot 21\,000} = 5{,}8 \text{ cm},$$

dafür

$$h_1 = 6{,}0 \text{ cm}.$$

2. Dimensionen der Stützrolle.

Die Länge der Stützrolle nehmen wir zu $b = 30$ cm an, ferner den Halbmesser des Bolzens $r_1 = 2$ cm und den Elastizitätsmodul des Gufseisens $E = 960\,000$ kg für das Quadratzentimeter; alsdann ergiebt sich:

$$t = \frac{21\,000}{4 \cdot 30} = 175;\ t_1 = \frac{21\,000}{40 \cdot 26} = 20 \text{ kg für das Quadratzentimeter;}$$

$$m = \frac{1}{2}(800 + 175) = 488;\ m_1 = \frac{1}{2}(800 + 20) = 410 \text{ kg für das Quadratzentimeter;}$$

$\frac{t}{m} = \frac{175}{488} = 0{,}36$; $\frac{m_1}{m} = \frac{410}{488} = 0{,}84$; $\frac{h_1}{r}$ schätzen wir auf $\frac{1}{4}$, mithin:

$$r = \frac{0{,}35}{0{,}97} \sqrt{\frac{960\,000}{488^3 \left(1 + 0{,}84 \cdot \frac{1}{4}\right)}} \cdot \frac{21\,000}{30} = 20{,}8,$$

dafür

$$r = 21 \text{ cm}.$$

Käme nur die zusammengesetzte Festigkeit des mittleren Vertikalschnittes der Stützrolle in Frage, so hätte man gemäfs Gleichung 107:

$$r = \frac{2 \cdot 21\,000}{30 \cdot 300} = 4{,}7 \text{ cm}.$$

Der Materialersparnis und besseren Ausführung des Gusses wegen versehen wir die Rolle an beiden Langseiten mit je zwei Aussparungen, so dafs die Dicke des Steges und des Randes 4 cm beträgt. An den beiden Stirnen und in der Mitte lassen wir zur Vermehrung der Festigkeit der Stützrolle Rippen von ebenfalls 4 cm Dicke stehen. Die Sehne der Lauffläche nehmen wir zu $r = 21$ cm an.

§. 40.

Gemeinsame Lager für getrennte Hauptträger.

Um den Mittelpfeilern einer Brücke mit mehreren durch Einzelträger überspannten Öffnungen eine möglichst geringe Dicke geben zu können, hat man für die auf einem Pfeiler zusammentreffenden Hauptträger gemeinsame Lager angeordnet. Letztere müssen die Bedingung erfüllen, dafs sich jeder der Träger für sich durchbiegen könne, ohne den anschliefsenden in seiner Durchbiegung zu beeinflussen.

Die Längenänderungen der Träger infolge von Temperatureinflüssen und Belastungen werden dagegen von dem Pfeiler ab, welcher das feste Auflager trägt, von einer Öffnung auf die andere übertragen.

Bei der Spreebrücke der Berliner Stadtbahn am Schlofsparke Bellevue ist auf den Mittelpfeilern der Stromöffnungen das in den Figuren 150 bis 150c auf Taf. XI veranschaulichte Kipplager zur Anwendung gekommen. Die Grundplatte, Flachwalzen und Rollplatte sind hier gemeinsam für die beiden auf dem Mittelpfeiler zusammentreffenden Hauptträger; dagegen hat jeder der Träger eine Kippplatte für sich und zwar umgiebt, wie aus Fig. 150c zu ersehen, die Kippplatte $GHJK$ des Trägers DEF (Fig. 150) diejenige des Trägers ABC rahmenartig. Die Trägerenden können daher unabhängig voneinander eine beliebige Neigung gegen den Horizont annehmen.

Entsprechend der zylindrischen Form der auf Brunnen fundierten Mittelpfeiler ist die Grundplatte des Lagers polygonal gebildet.

§. 41.

Keil- und Schraubenlager.

Zur Regulierung der Höhenlage der Auflagerpunkte der Hauptträger einer Brücke hat man Keil- bezw. Schraubenlager angewandt. Vor allem sind solche Lager für durchgehende Hauptträger erforderlich, weil bei diesen die Auflagerdrücke und Biegungsmomente wesentlich von der Höhenlage der Stützpunkte abhängen.

Bei Anwendung von getrennten Hauptträgern können dieselben jedoch entbehrt werden, da hier geringe Senkungen der Auflager mit Spannungsänderungen in den Hauptträgern so gut wie gar nicht verbunden sind, hauptsächlich dann nicht, wenn die Träger auf Kipplagern ruhen. Auch lassen sich die infolge einer unerheblichen Senkung der Auflager in der Fahrbahn nötig werdenden Ausgleichungen leicht direkt bewirken, ohne die Höhenlage der Trägerstützpunkte zu verändern.

1. Keillager.

Die zum Verstellen angewandten Keile sind entweder einfache oder doppelte. Letztere haben den Vorteil, dafs im Lagerkörper beide Stützflächen der Keillöcher in einfacher Weise bearbeitet werden können, während im anderen Falle die eine derselben schräg sein mufs. Als Material zu den Keilen verwendet man Schweifseisen oder Stahl und giebt denselben, wenn b die Breite und h die mittlere Höhe bezeichnet, etwa folgende Verhältnisse:

$$h = 0{,}5\ b \text{ bis } 0{,}6\ b.$$

Das Neigungsverhältnis der Schräge nimmt man $= \frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{30}$ und läfst den Keil um rund $0{,}2\ h$ in den Lagerkörper ein.

Die Breite der Keile pflegt man in der Weise zu bestimmen, dafs jeder derselben für sich allein den Auflagerdruck des Überbaues infolge des Eigengewichtes aufnehmen kann; aufserdem müssen die Keile des Lagers zusammengenommen den gröfsten vorkommenden Auflagerdruck ohne Überschreitung der zulässigen Inanspruchnahme übertragen können.

Anordnung der Keile. Bei den festen Flächenlagern werden die Keile zwischen die Grund- und Gurtungsplatte getrieben; bei den Gleitflächenlagern ist dagegen entweder

die Grund- oder die Gleitplatte aus zwei übereinander liegenden Teilen gebildet, um die Keile einsetzen zu können. Macht man die Gleitplatte zweiteilig, so sind beide Teile so anzuordnen, dafs sie durch Schrauben gegeneinander angezogen werden können.

Die Kipplager richtet man zur Regulierung der Höhenlage am einfachsten in der Weise ein, dafs man beim Zapfenkipplager den Halbzapfen (Fig. 151), beim Tangentialkipplager die Stützplatte als Keil ausbildet. Statt dessen hat man auch die Kippplatte, wie vorhin bei der Gleitplatte angegeben, aus zwei Teilen hergestellt und zwischen beide Teile Keile getrieben (Taf. XII, Fig. 152).

Fig. 151.

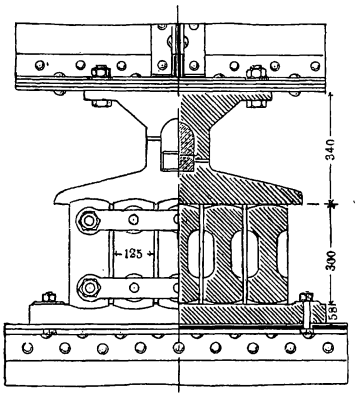
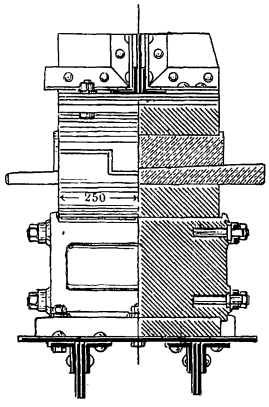


Fig. 151a.



Viadukt von Thouet bei Tours.

Um den Rückgang der Keile zu verhindern, hat man in einzelnen Fällen Vorstecker (Fig. 152) angewandt, bezw. Schrauben, welche durch eine längliche Öffnung des Keilendes und einen vorspringenden Rand des Lagerkörpers, oder durch ein Winkeleisen gehen, welches mit dem letzteren verbunden ist. Derartige Versicherungsmittel dürften indessen nur bei kleineren, rasch befahrenen Brücken erforderlich sein, bei gröfseren Bauwerken aber entbehrt werden können.

2. Schraubenlager.

Schrauben sind zur Regulierung der Höhe der Lager weniger geeignet als Keile, indem sie teurer zu stehen kommen und im Laufe der Zeit leicht einrosten, wodurch eine Verstellung derselben erschwert wird, ja unmöglich werden kann. Derartige Lager haben daher nur eine beschränkte Anwendung gefunden.

§. 42.

Lager mit Verankerung.

In den Endöffnungen einer Brücke mit durchgehenden Trägern kann bei bestimmten Laststellungen, vor allem wenn diese Öffnungen im Verhältnis zu den übrigen klein sind, der Fall eintreten, dafs das Trägerende das Bestreben hat, sich vom Lager abzuheben. Um dieses zu verhindern, ist das Trägerende mit dem Mauerwerke zu verankern, jedoch so, dafs der Träger am beweglichen Ende in seiner Längenbewegung nicht gestört werde.

Die Verankerung erfolgt gewöhnlich durch Stangen aus Rund- oder Quadrateisen, welche am unteren Ende einen Splint tragen, der sich gegen eine eingemauerte Ankerplatte stemmt. Letztere ist womöglich durch Aussparung einer Kammer im Mauerwerke von aufsen her zugänglich zu machen (Taf. XIV, Fig. 153), um bei Vornahme einer Revision den Splint lösen und die Ankerstange nach oben herausziehen zu können.

Den Anschlufs der Ankerstange an den Überbau kann man in verschiedener Weise machen:

a) Man läfst die Stange direkt durch den Untergurt des Trägers gehen und versieht dieselbe oben mit einer Schraubenmutter oder einem Keile (Taf. XIV, Fig. 154).

b) Die Ankerstange erhält oben ein Öhr, durch welches ein Schraubenbolzen gesteckt wird, der sein Lager in Blechlappen findet, welche mit der Trägerwand vernietet sind (Fig. 153).

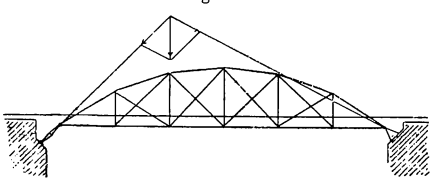
c) Der Endquerträger wird in der Nähe der Hauptträger mit je einer, im Vertikalschnitte ⊢förmigen Platte verbunden, deren horizontale Rippe von der Ankerstange mit Hilfe einer aufgeschrobenen Mutter (Taf. XIV, Fig. 155) oder eines durchgesteckten Keiles niedergehalten wird.

§. 43.

Stelzenlager.

Diese Lager unterscheiden sich von den bisher betrachteten dadurch, dafs bei denselben der Hauptträger auf einer um ihren Fufspunkt drehbaren Stütze ruht. Letztere hat entweder eine prismatische oder Säulenform und ist an beiden Enden mit Zapfen- oder mit Kugelgelenken versehen, so dafs der Stützpunkt des Trägers eine Kreisbogenbewegung ausführt, wenn der Träger seine Länge ändert. Damit sich hierbei die Höhenlage des Stützpunktes so wenig wie möglich ändere, ist die Stelze so aufzustellen, dafs sie bei mittlerer Temperatur senkrecht steht.

Fig. 156.



Stellt man die Stelze geneigt auf, so übt sie einen Schub auf den Träger aus, welchen man bei einem Balkenträger mit geradem Untergurte zur Herabminderung der Zugspannung ausnutzen kann. Hierher gehört das Schublager von Bährecke (Fig. 156). Derartige Lager haben aber den Nachteil, dafs einerseits die Landpfeiler als Widerlagspfeiler angeordnet werden müssen, anderseits der Anschlufs der Fahrbahn an den Landpfeiler, welcher die Stelze trägt, wegen des Hebens und Senkens des Trägerendes ein schwieriger ist. Näheres hierüber bei den Balkenträgern.

Die Stelzenlager werden gewöhnlich nur bei Brücken mit mehreren Öffnungen angewandt und zwar bilden die Stelzen hier vielfach die Mittelpfeiler des Überbaues, soweit dieselben über Terrain bezw. über Hochwasser liegen. Die Hauptträger können dabei durchgehend oder getrennt, und die einzelnen Stelzen jede für sich oder miteinander durch Gitterwerk verbunden angeordnet sein. Als Gelenke für letztere Pfeiler empfehlen sich Zapfengelenke, indem diese leicht so anzuordnen sind, dafs sie die Querausdehnung des Über-

baues und des Pfeilers gestatten. Kugelgelenke lassen dagegen, sofern sie nicht verschiebbar gelagert sind, eine Längenänderung der unteren Querverbindung des Pfeilers nicht zu und geben daher zur Erzeugung von inneren Spannungen Veranlassung.

Beim Solbergthal-Viadukt ruht z. B. jeder der 30 m hohen Schwingpfeiler auf zwei Kugelgelenken, welche von Mitte zu Mitte 9,456 m Abstand haben. Tritt nun ein Temperaturunterschied von 30° C. gegen die mittlere Temperatur ein, so hat der untere Querriegel des Pfeilers das Bestreben, sich um

$$\frac{0{,}37}{1000} \cdot 945{,}6 = 0{,}35 \text{ cm}$$

auszudehnen bezw. zusammenzuziehen. Die fest auf dem Fundamente gelagerten Kugelgelenke verhindern aber diese Längenänderung, und erleidet daher der Querriegel eine Temperaturspannung von

$$\frac{0{,}37}{1000} \cdot 2\,000\,000 = 740 \text{ kg für das Quadratzentimeter,}$$

sofern angenommen wird, dafs seine Endpunkte absolut fest liegen und ein seitliches Ausbiegen derselben nicht stattfindet. In Wahrheit trifft dieses allerdings nicht ganz zu, immerhin werden aber die Temperaturspannungen des Querriegels beträchtliche sein.

Einzelheiten der Stelzenlager.

1. Anordnung der Kugelgelenke.

a) Das Kugelgelenk am Fufse der Stelze.

Dasselbe besteht aus zwei vollen bezw. gerippten Platten, von denen die eine den Kugelzapfen, die andere die entsprechende Höhlung enthält. Die untere Platte wird auf dem Fundamente entweder durch Schrauben (Taf. XV, Fig. 157), oder mit Hilfe eines in den Auflagerquader greifenden Zapfens (Taf. XV, Fig. 158), bezw. einer Rippe, befestigt und mit einer rund 1 cm dicken Zementschicht untergossen, um eine möglichst gleichmäfsige Verteilung des Auflagerdruckes zu erzielen.

An der Stelze erfolgt die Befestigung der Lagerschale, wenn erstere ein Rohr von kreisförmigem oder quadratischem Querschnitte bildet, indem man die Schale mit einem Ansatze versieht, welcher in das Rohr eingreift (Taf. XV, Fig. 158; Taf. XVI, Fig. 159; Taf. XVII, Fig. 160b); andernfalls wird dieselbe mit dem Fufse der Stelze verschraubt (Taf. XV, Fig. 157).

Gegen Staub und Regen hat man das Kugellager oft durch zweiteilige, wegnehmbare Kästen geschützt (Taf. XVI, Fig. 159, 159d; Taf. XVII, Fig. 160b und 160c).

Wenn die Hauptträger durchgehend angeordnet sind, empfiehlt es sich, die Kugellager am Fufse der Schwingstützen mit Vorrichtungen zur Regulierung der Höhenlage zu versehen. Am einfachsten ist es, die untere Lagerplatte auf Keile zu stellen (Taf. XVI, Fig. 159), welche durch Hammerschläge direkt angetrieben werden können. Weniger zu empfehlen ist die Einrichtung (Taf. XVII, Fig. 160b), bei welcher der Keil durch eine Schraubenvorrichtung eingestellt wird, indem die Schraubenspindel leicht ganz einrostet und dann kaum zu drehen ist.

Besondere Einrichtungen hat man in einzelnen Fällen getroffen, um seitliche Verschiebungen der Lagerschale auf dem Kugelzapfen zu verhindern. So hat man beim Solberg-Viadukt den unteren und oberen Körper des Kugellagers durch Führungsstangen AB, CD

(Taf. XV, Fig. 157a) verbunden, um der Verschiebung des Stützenfufses in Richtung des unteren Querriegels entgegen zu wirken. Diese Anordnung ist indessen eine komplizierte und kann nur in Betracht kommen, wenn, wie im vorliegenden Falle, dem Zapfen als Form ein Kugelsegment von geringer Pfeilhöhe gegeben ist.

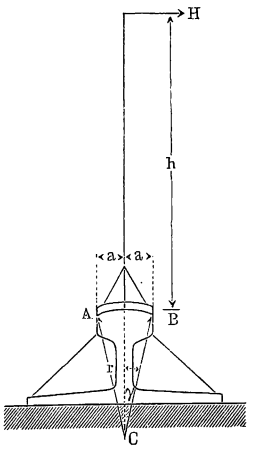
b) Das Kugelgelenk am Kopfe der Stelze.

Dasfelbe ist im wesentlichen ebenso gestaltet wie das Gelenk am Fufse der Stütze. Der untere Lagerkörper trägt hier gewöhnlich den Kugelzapfen und hat man den oberen meistens mit einem weit ausladenden kapitälförmigen Aufsatze versehen, einerseits, um den Anschlufs an den Hauptträger bequem ausführen zu können, anderseits, um das Überleiten des Auflagerdruckes aus dem Träger in die Stelze architektonisch zum Ausdrucke zu bringen (Taf. XVI, Fig. 159a, Taf. XVII, 160a). Ausnahmsweise hat man den oberen Lagerkörper mit einem seitlich angegossenen Arme versehen und diesen mit dem über der Stelze liegenden Querträger des Überbaues verschraubt (Taf. XV, Fig. 158a).

2. Form des Kugelzapfens.

Der Kugelzapfen bildet entweder eine Halbkugel oder ein Kugelsegment, in welch letzterem Falle unter Umständen ein Kippen der Stelze um den Rand des Kugelsegmentes eintreten kann. Bezeichnet (Fig. 161):

Fig. 161.



r den Radius der Abrundung des Zapfens, in Zentimetern;
a den Radius des Grundkreises des Kugelsegmentes, in Zentimetern;
γ den halben Konvergenzwinkel des letzteren;
h die Höhe der Stelze, in Zentimetern;
P das Gewicht der Stelze, einschliefslich des auf derselben lastenden Auflagerdruckes, in Kilogrammen;
H_1 die am Kopfe der Stelze erforderliche Horizontalkraft, um die Reibungswiderstände zu überwinden, welche sich ihrer Drehbewegung um den Mittelpunkt C des Kugelsegmentes entgegensetzen, in Kilogrammen;
H_2 die Horizontalkraft, welche am Kopfe der Stelze angreifen mufs, damit dieselbe um den Rand des Kugelsegmentes eventuell kippt, in Kilogrammen;
μ den Reibungskoeffizienten;

so tritt die Drehbewegung der Stelze um den Mittelpunkt C ein, wenn gleichzeitig:

$$H_1 (h + r) = \mu P r$$

und

$$H_1 < H_2$$

ist.

Für H_2 hat man, wenn man die Pfeilhöhe des Kugelsegmentes gegen h vernachlässigt:

$$H_2 = \frac{a}{h} P;$$

mithin ergiebt sich als Bedingung für die Drehbewegung der Stelze:

$$\frac{\mu r}{h + r} P < \frac{a}{h} P$$

$$109 \quad \ldots \quad r < \frac{a}{\mu h - a} \cdot h.$$

Wäre z. B.:

$$a = 10 \text{ cm}; \quad h = 500 \text{ cm}; \quad \mu = 0{,}2,$$

so müfste, damit die Drehbewegung stattfände,

$$r < \frac{10}{0{,}2 \,.\, 500 - 10} \cdot 500,$$

das ist

$$r < 55 \text{ cm}$$

sein.

Wählte man r gröfser, so würde ein Kippen der Stelze um den Punkt B des Grundkreises des Kugelsegmentes stattfinden.

Radius des Grundkreises des Kugelsegmentes. Derselbe mufs wenigstens so grofs genommen werden, dafs der Normaldruck auf die Quadrateinheit der Kugelfläche das zulässige Mafs nicht überschreitet. Letzterer Druck, welcher, wie leicht zu beweisen, gleich dem Drucke auf die Quadrateinheit des Grundkreises ist, darf bei Gufseisen höchstens 800 kg für das Quadratzentimeter betragen.

3. Anordnung der Zapfengelenke.

Die Form der Zapfengelenke für Stelzen stimmt in der Hauptsache mit derjenigen der festen Zapfenkipplager überein. Eine besonders einfache Gestaltung zeigt das Zapfengelenk am Kopfe der Pfeiler des Solbergthal-Viaduktes (Taf. XV, Fig. 157b und 157c). Dasfelbe besteht aus zwei nebeneinander angeordneten Lagerkörpern von ⌊⌋-förmigem Querschnitte, welche oben einen halbkreisförmigen Ausschnitt zur Aufnahme eines Gelenkbolzens haben. Letzterer dient zum Anschlusse der Enddiagonalen der Hauptträger zu beiden Seiten des Pfeilers, sowie der durchgehenden ⌐¬-förmigen oberen Gurtung derselben. Ein zweiter etwas tiefer sitzender Bolzen hält die beiden Lagerkörper zusammen und ist zu dem Ende mit Futterringen zwischen den Schenkeln der letzteren versehen.

Bezüglich der Gröfse des Zapfenhalbmessers gelten die beim Kugelgelenke unter 2. erörterten Gesichtspunkte. Es darf demnach kein Kippen der Stelze um die Zapfenkante eintreten und der Druck auf die Quadrateinheit der Oberfläche des Zapfens ein bestimmtes Mafs nicht überschreiten. Bezeichnet a die halbe Sehnenlänge der Berührungskurve des Zapfengelenkes und gelten im übrigen die beim Kugelsegmentzapfen gemachten Bezeichnungen, so gilt als Bedingung für die Drehbewegung der Stelze um die Zapfenachse der Ausdruck:

$$r < \frac{a}{\mu h - a} \cdot h.$$

4. Anordnung der Stelze.

Der Stelze giebt man entweder Säulen- oder Pfeilerform. Im ersten Falle hat man sie meistens aus Gufseisen gebildet und den Durchmesser in der Mitte vielfach gröfser gewählt als an den Enden, um die Säulenform derjenigen vom gleichen Widerstande anzunähern (Taf. XVI, Fig. 159). Will man die Säule aus Schweifseisen herstellen, so setzt man sie aus Quadrant- oder Sextanteisen etc., wie in §. 28 angegeben, zusammen.

Die Konstruktion der Schwingpfeiler anlangend, so empfiehlt sich für die Ständer, bei Ausführung derselben in Schweifseisen oder Flufsmetall, der I- und ⊓-förmige Querschnitt in seiner einfachen und durch Winkeleisen verstärkten Form. Früher hat man zu den Ständern auch Gufseisen verwandt, während man das Gitterwerk aus Schweifseisen herstellte; hierdurch wird aber der regelrechte Anschlufs des Gitterwerkes sowie die Spannungsübertragung in dasselbe erschwert.

§. 44.

Verteilung der festen und beweglichen Lager bei einer Brücke mit mehreren Öffnungen.

1. Die Hauptträger sind getrennte.

Hat eine Brücke mehr als zwei Öffnungen, so ordnet man die Lager auf den Mittelpfeilern zweckmäfsig so an, dafs auf jeden derselben ein festes und ein bewegliches Lager zu liegen kommt (Taf. XVII, Fig. 162). Man erreicht hierdurch, dafs die gegenseitigen Verschiebungen der Trägerenden nur halb so grofs sind, als wenn beide Lager beweglich angeordnet werden.

Der von den Trägern auf den Mittelpfeiler ausgeübte Schub ist in beiden Fällen derselbe, indem die aus dem Reibungswiderstande des beweglichen Lagers entspringende Horizontalkraft durch eine ebenso grofse Horizontalkraft am festen Lager aufgehoben werden mufs.

Zur besseren Verteilung des genannten Schubes über die Pfeiler, sowie desgleichen der Zentrifugalkraft bei Brücken in der Kurve, hat man die auf einem Mittelpfeiler befindlichen Lager mit gemeinsamer Grundplatte versehen, bezw. die Grundplatten derselben miteinander verbunden. Letzteres ist z. B. bei den in den Figuren 162 bis 162c auf Taf. XVII veranschaulichten Lagern des Viaduktes von Lengenfeld geschehen.

2. Die Hauptträger sind durchgehende.

In Rücksicht auf möglichst geringe Verschiebung der Trägerenden empfiehlt es sich hier, das feste Lager auf dem Pfeiler zunächst der Mitte der Brücke anzuordnen. Bei einer Eisenbahnbrücke setzt dieses aber voraus, dafs jener Pfeiler stark genug gebaut ist, um den

von einem bremsenden Eisenbahnzuge auf den Überbau ausgeübten Schub in sich aufzunehmen. Andernfalls ist das feste Lager auf einen der beiden Landpfeiler zu verlegen und zwar bei ansteigender Bahn auf den tiefer liegenden.

Litteratur zu den Kapiteln IV und V.

Winkler: Vorträge über Brückenbau. Eiserne Brücken. II. Heft. Gitterträger und Lager gerader Träger. Wien 1875.

Steiner: Konstruktion der eisernen Balkenbrücken. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band. Der Brückenbau. Kapitel X. Leipzig 1882.

Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. I. Abteilung. Eiserne Brücken. Heft I bis IV. Aachen 1875 bis 1880.

Hartwich: Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn. III. Abteilung. Eiserne Brücken. Berlin 1867.

Cottrau: Album des dessins d'executions et des mètres de 36 ponts métalliques du réseau des chemins de fer Méridionnaux italiens. 1868.

Stein: Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn. Berlin 1870.

W. Maw and J. Dredge: Modern examples of road and railway bridges. Illustrating the most recent practice of leading engineers in Europa and America. Partially reprinted from Engineering. 1872.

Klein: Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahnverwaltungen. Stuttgart 1863.

Zeichnungen über Wasser- und Strafsenbau. II. Kurs. Brückenbau. Zu den Vorträgen des Bauraths Sternberg in Karlsruhe. Karlsruhe 1865.

Zeichnungen von Brücken aus Schmiedeisen, von den Studierenden des Brückenbaues an der polytechnischen Schule in Hannover. 1860 und 1869.

Gleim: Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover. 1876.

Pröll und Scharowsky: Der amerikanische und der deutsche Brückenbau in Eisen. Civilingenieur. 1878.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Koblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Koblenz, über die Mosel bei Güls, über die Lahn oberhalb Niederlahnstein. Berlin 1882.

Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886.

Riese: Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin 1886.

Fig. 162 a

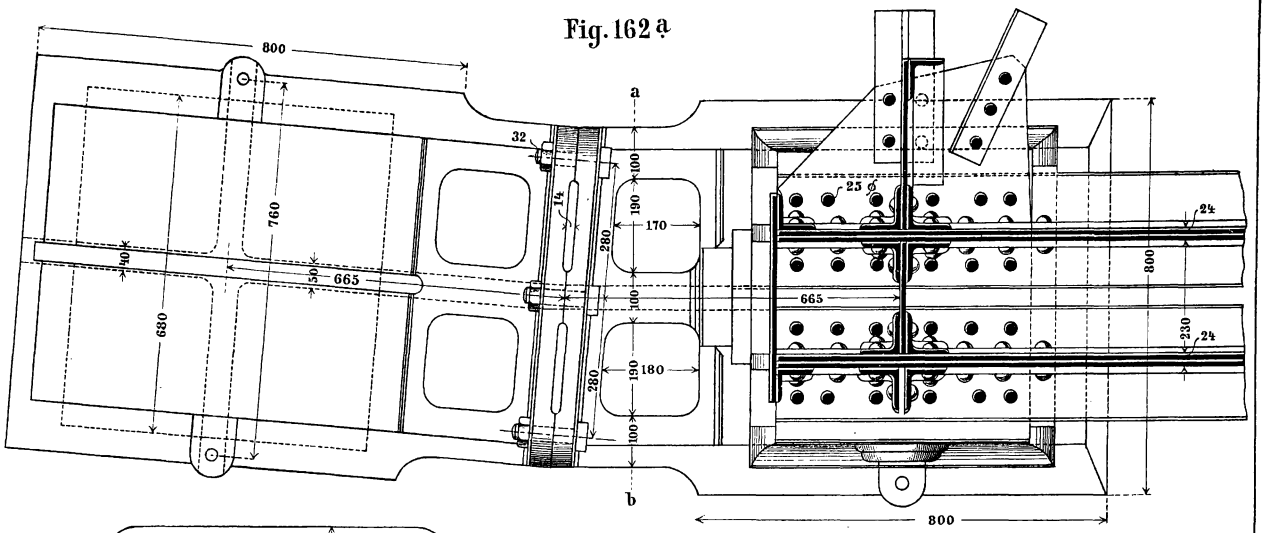
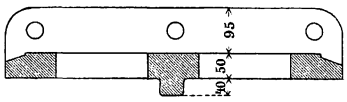


Fig. 162 b



Schnitt a b

Viadukt von Lengenfeld (Nordhausen-Wetzlar.)

Fig. 162.
1: 12,5 d.w. Gr.

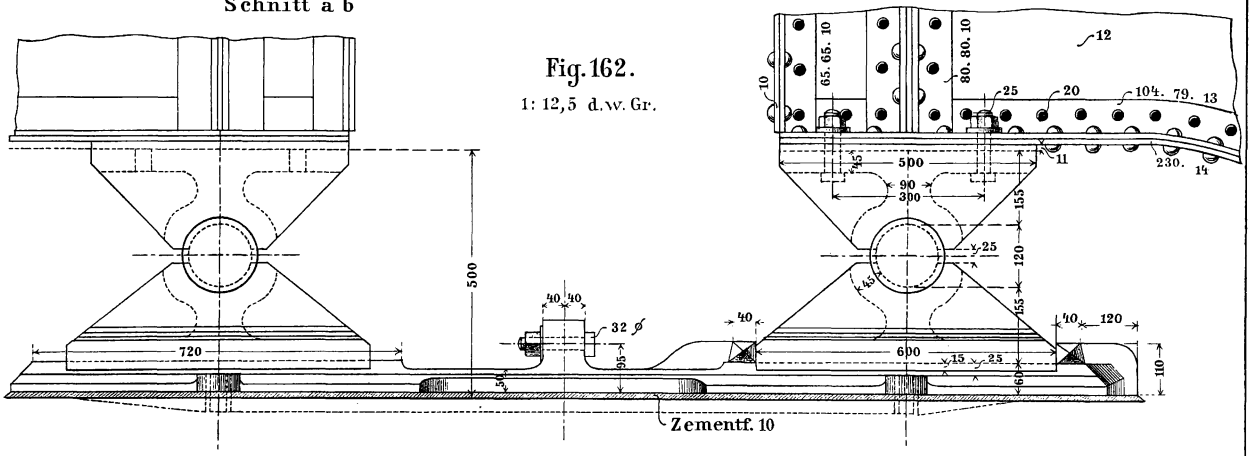


Fig. 160 a

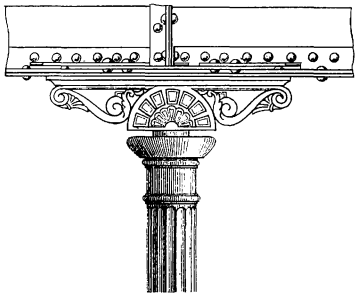


Fig. 160.
1: 23,5 d.w. Gr.

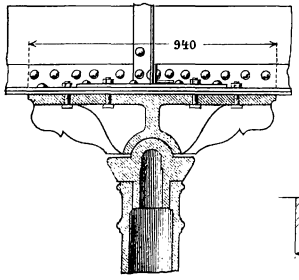


Fig. 160 b

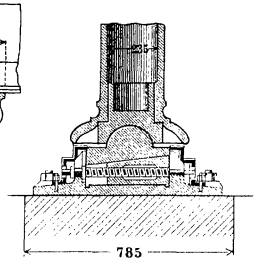
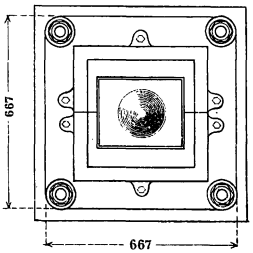


Fig. 160 c



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 159.

1 : 10,8. d. w. Gr.

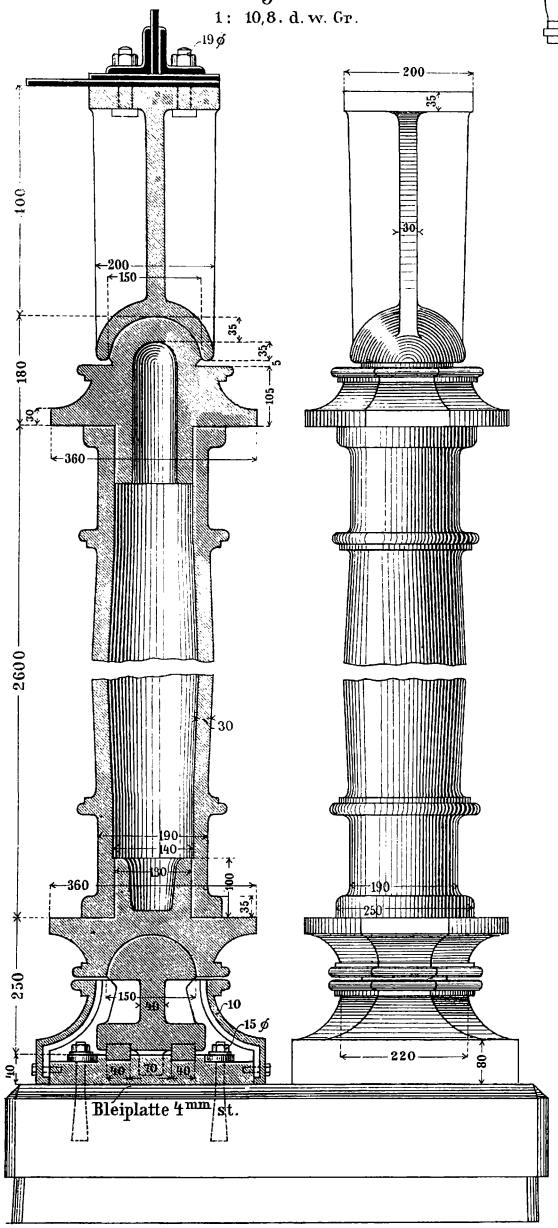


Fig. 159 a

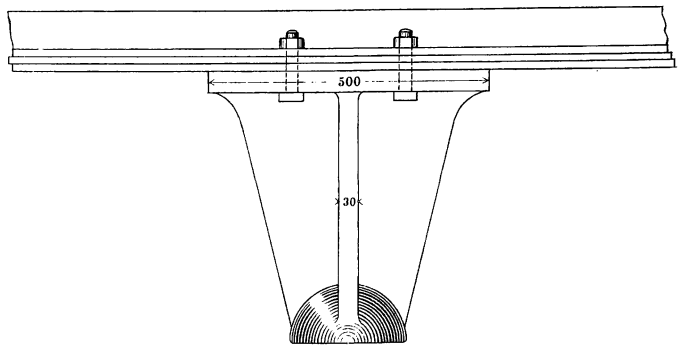


Fig. 159 b

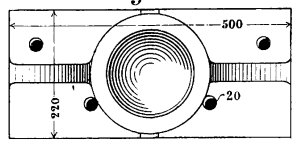


Fig. 159 c

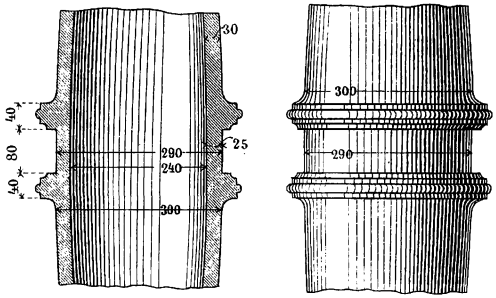
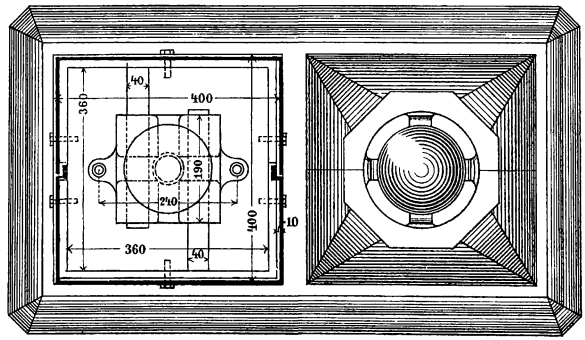


Fig. 159 d



Unterführung der Halleschen und Tempelhofer Uferstrasse in Berlin.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 157. 1:25 d.w. Gr.

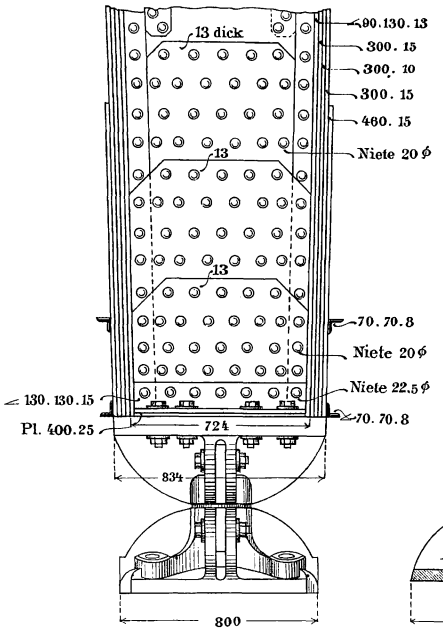


Fig. 157 a

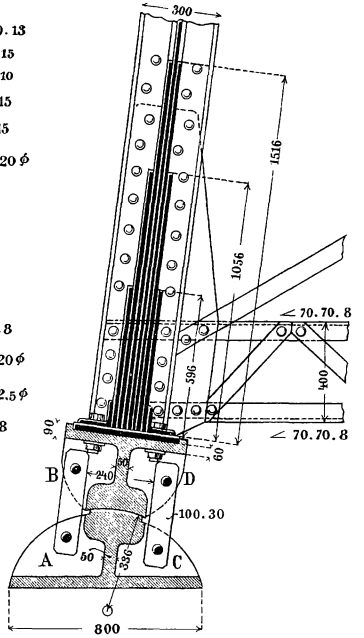


Fig. 157 b 1:25 d.w. Gr.

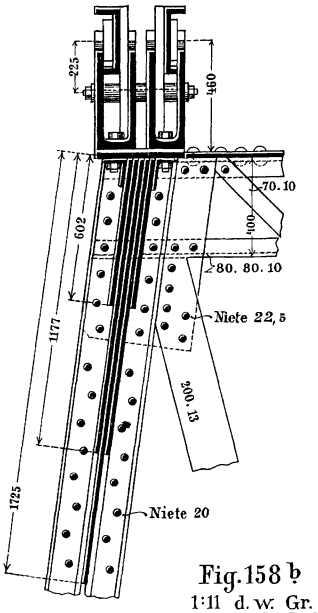


Fig. 158 b
1:11 d.w. Gr.

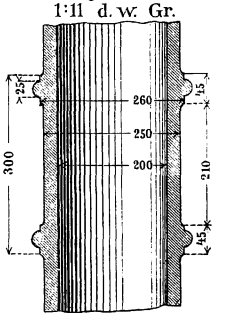


Fig. 157 c

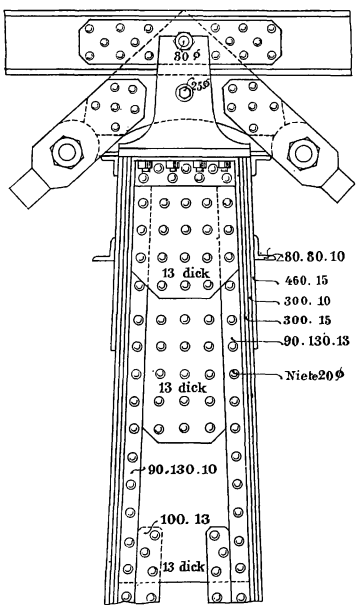
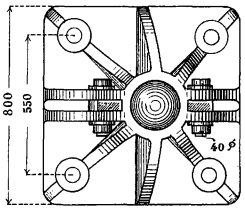


Fig. 157 d
1:25 d.w. Gr.



Solbergthal-Viadukt.

Fig. 158.
1:11 d.w. Gr.

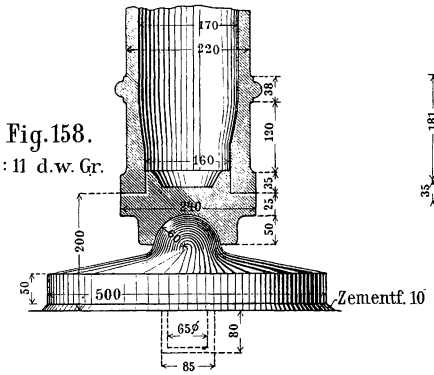
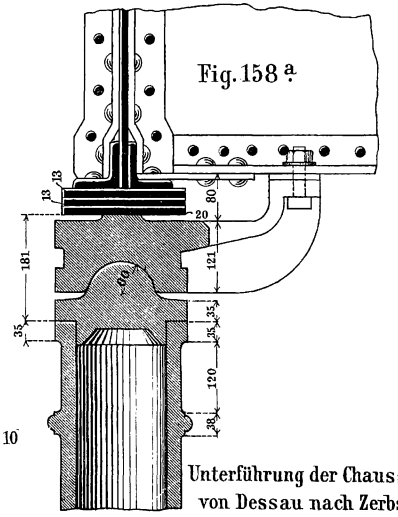


Fig. 158 a

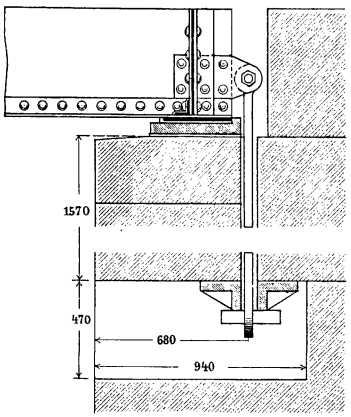


Unterführung der Chaussee von Dessau nach Zerbst (Berlin-Anhalter Eisenbahn.)

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

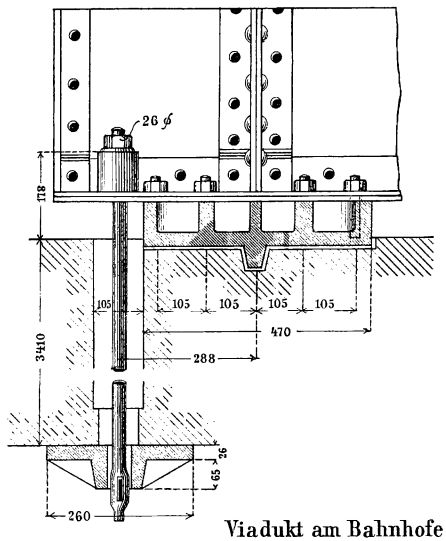
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 153.



Überführung der Halle-Sorau-Gubener Bahn über die Berlin-Anhalter Bahn.

Fig. 154.



Viadukt am Bahnhofe Berlin der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn.

Fig. 155.

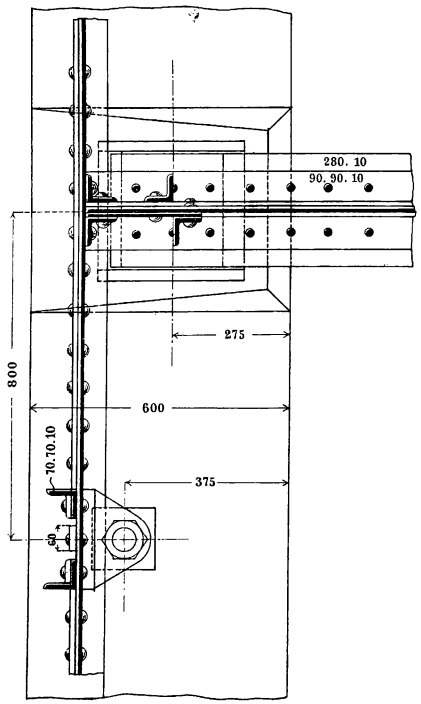
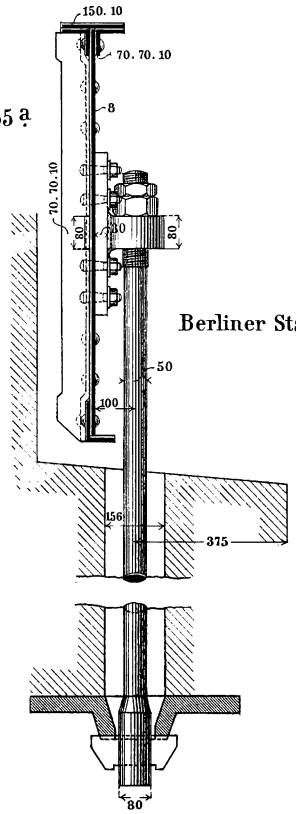


Fig. 155 a



Berliner Stadtbahn.

Fig. 154 a

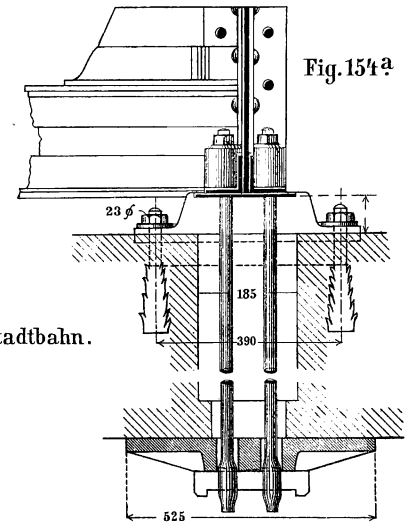




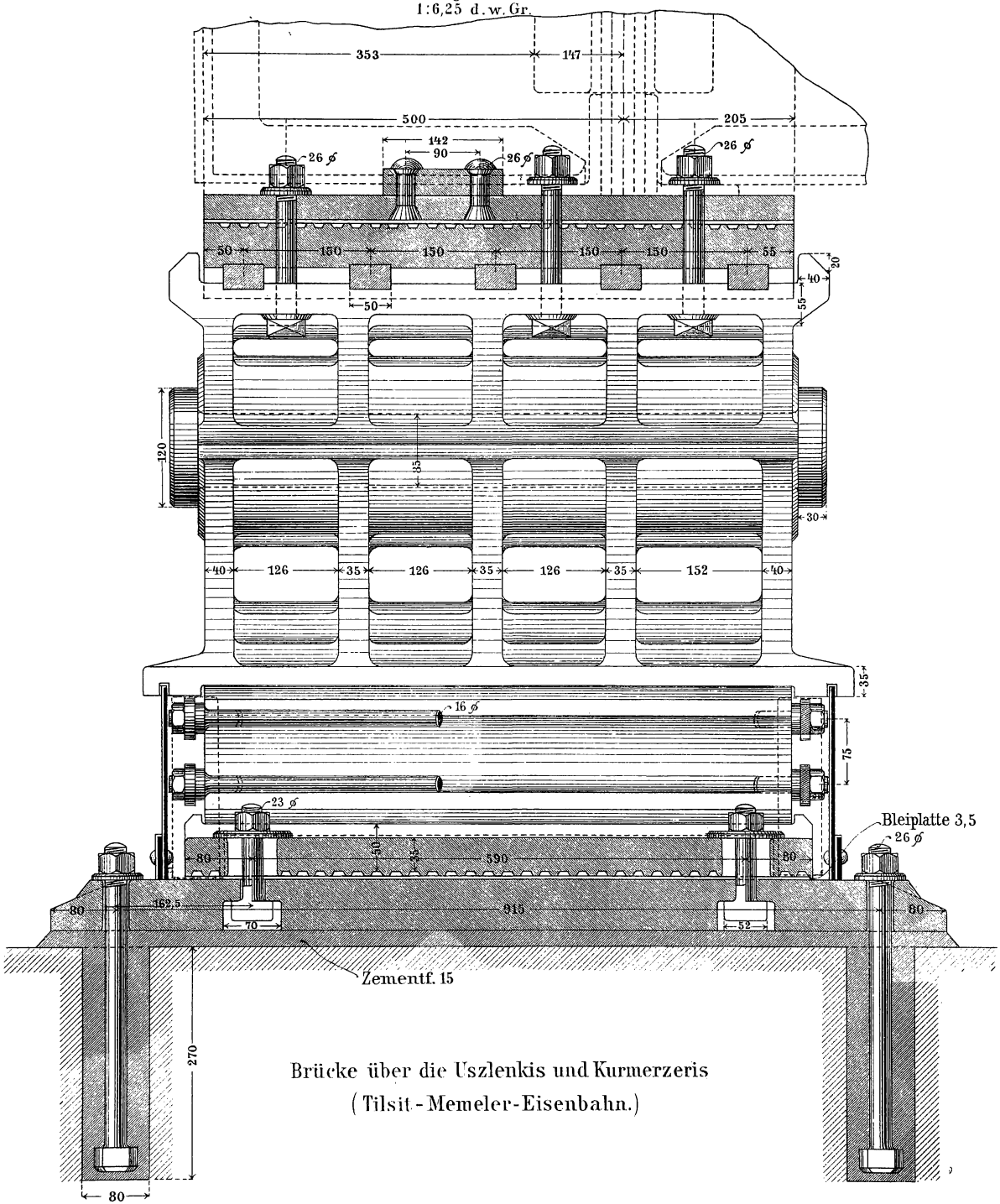
Fig. 155 b

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig

Fig. 152 a

1:6,25 d. w. Gr.



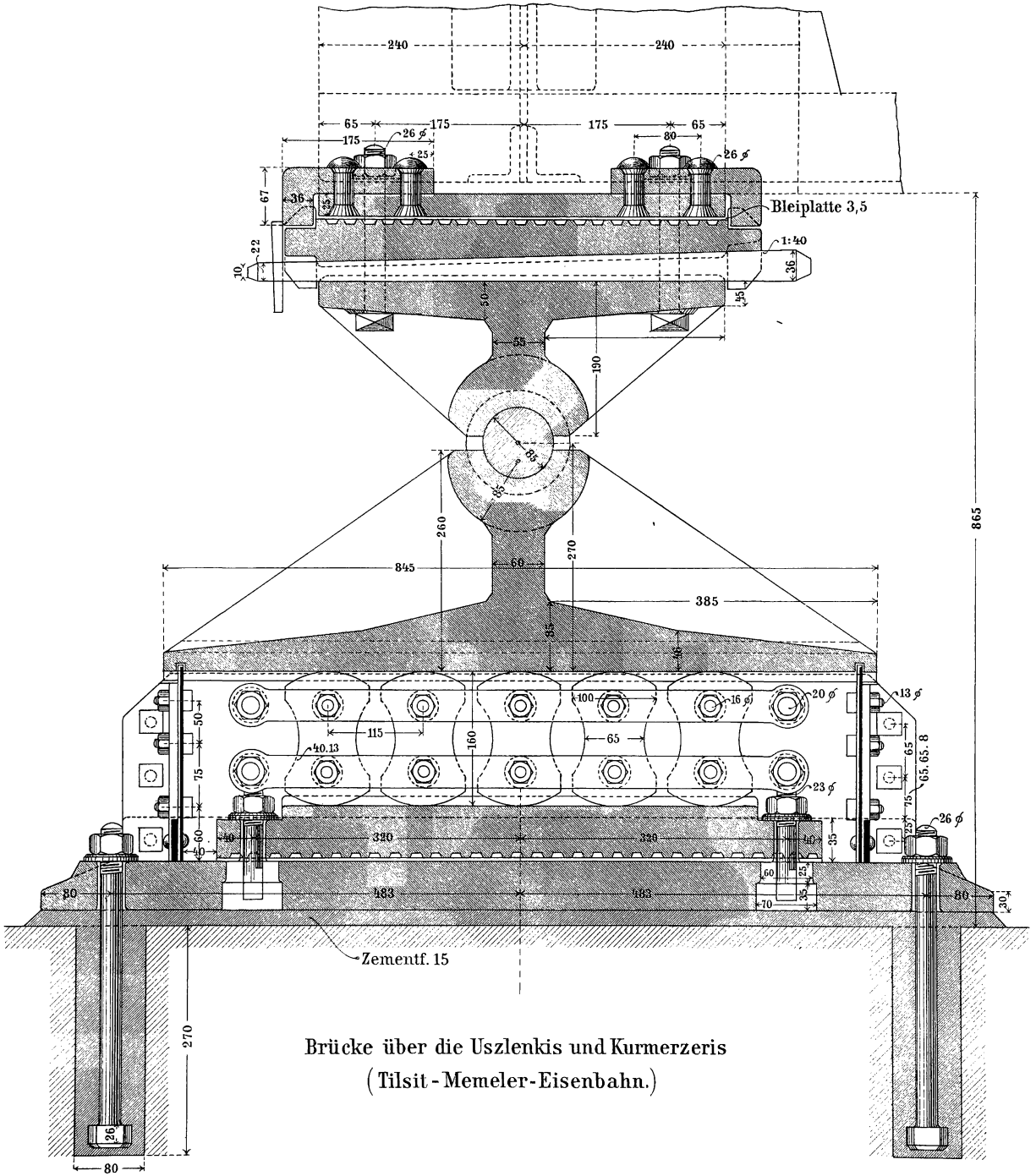
Brücke über die Uszlenkis und Kurmerzeris
(Tilsit-Memeler-Eisenbahn.)

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 152.

1 : 6,25 d.w. Gr.



Brücke über die Uszlenkis und Kurmerzeris
(Tilsit-Memeler-Eisenbahn.)

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 150.

1:19.4 d.w. Gr.

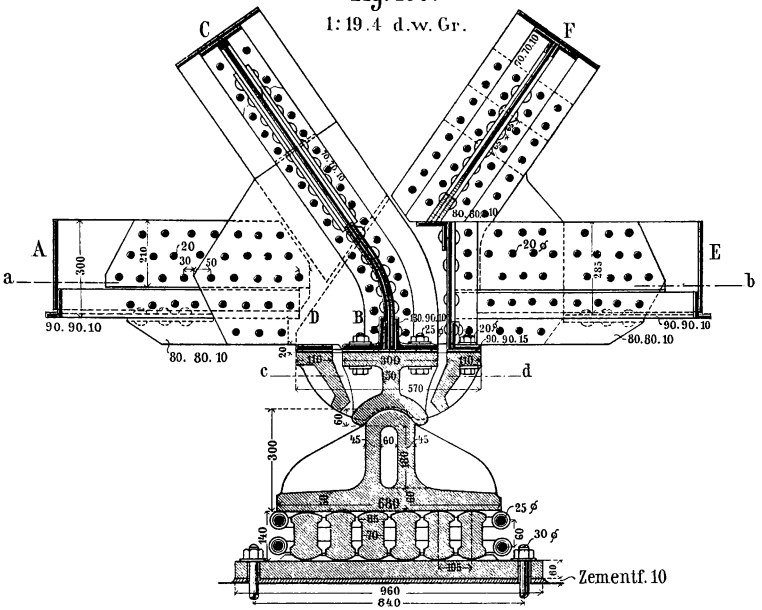
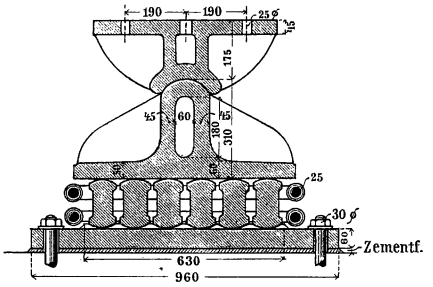
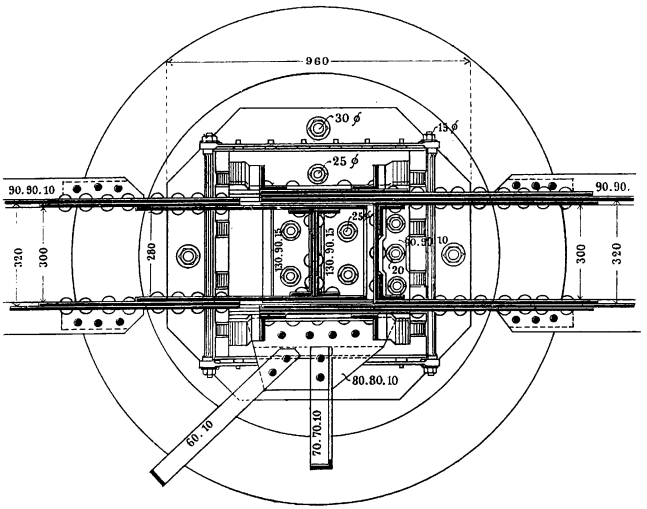


Fig. 150 b



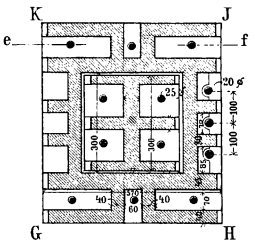
Spreebrücke am Schlossparke Bellevue (Berliner Stadtbahn.)

Fig. 150 a



Schnitt nach a b

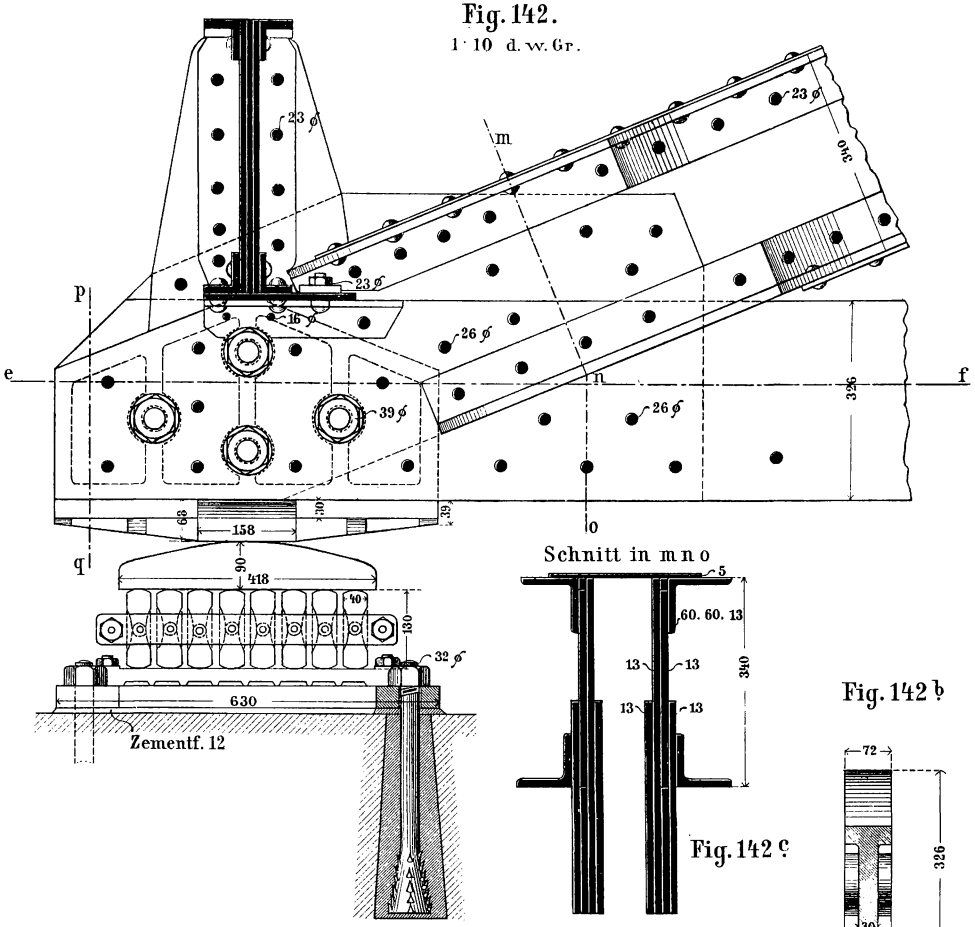
Fig. 150 c



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 142.
1:10 d. w. Gr.



Schnitt in m n o

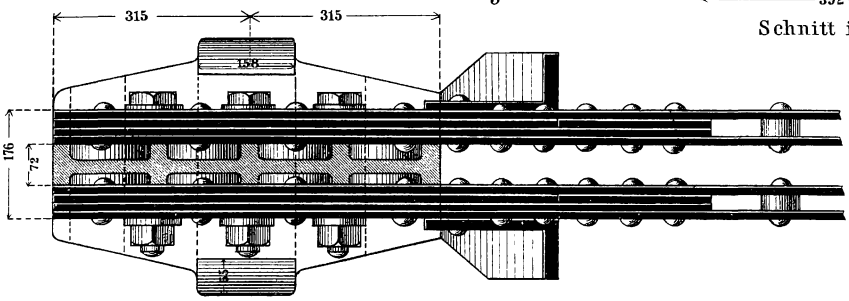
Fig. 142 b

Fig. 142 c

Schnitt in p q

Brücke über die Schwarze Elster bei Premsendorf

Fig. 142 a

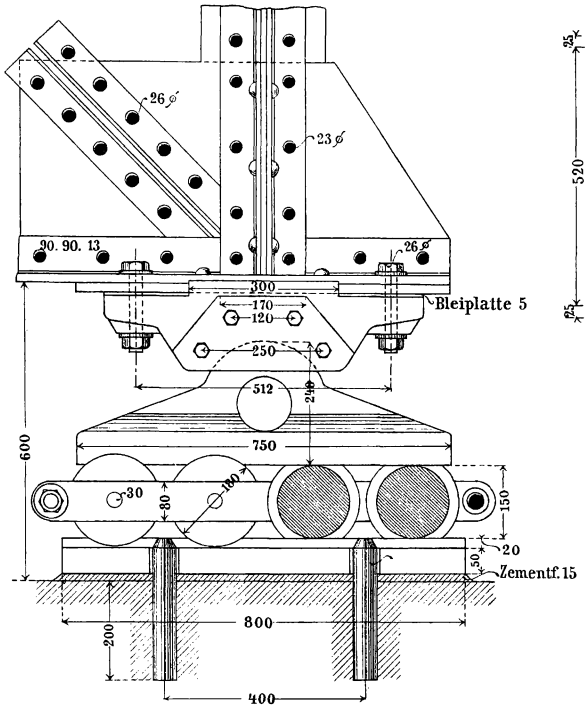


Horizontalschnitt e f

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 141. 1:12,5 d.w.Gr.



Brücke über die Emscher (Duisburg-Quakenbrück.)

Fig. 141b 1:12,5 d.w.Gr.

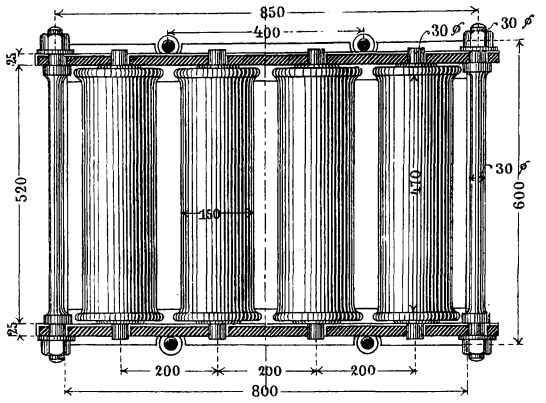
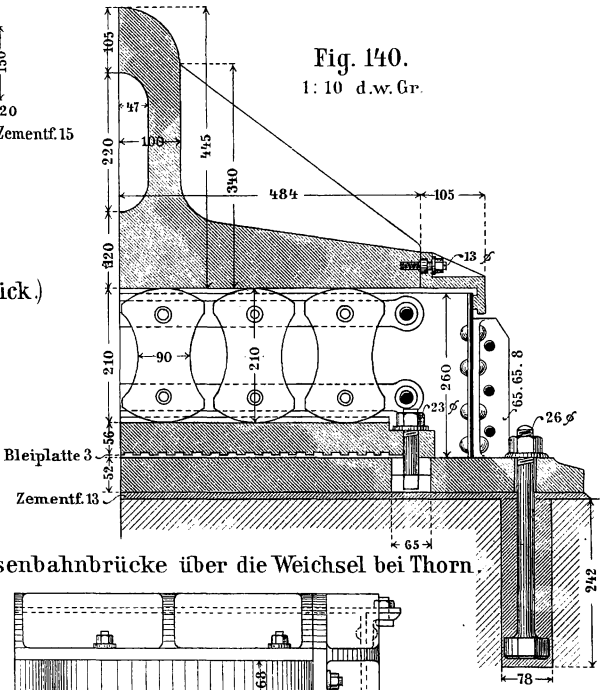
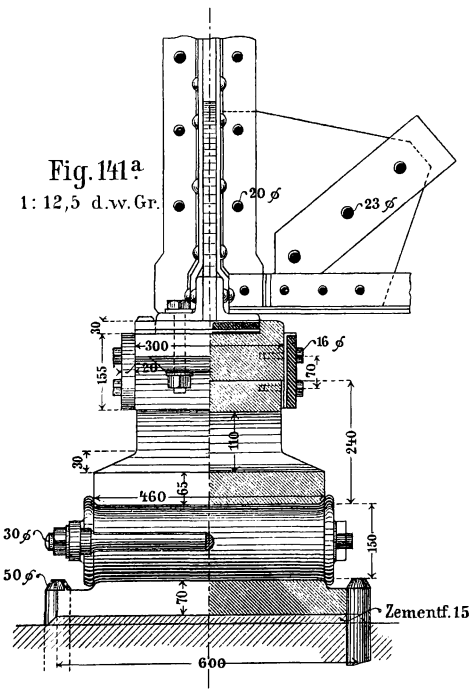


Fig. 140.
1:10 d.w.Gr.



Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn.

Fig. 141a
1:12,5 d.w.Gr.



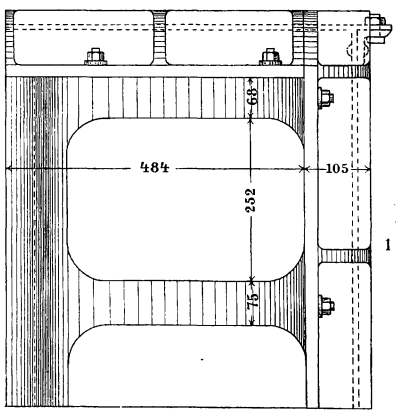
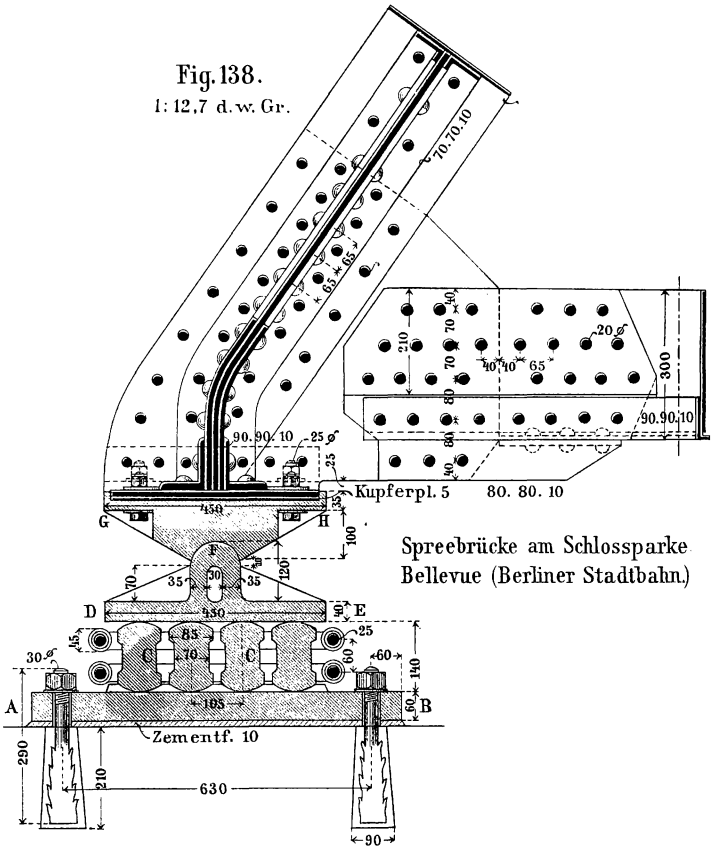


Fig. 140a
1:10 d.w.Gr.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 138.
1: 12,7 d.w. Gr.



Spreebrücke am Schlossparke Bellevue (Berliner Stadtbahn.)

Fig. 138 b
1: 13,2 d.w. Gr.

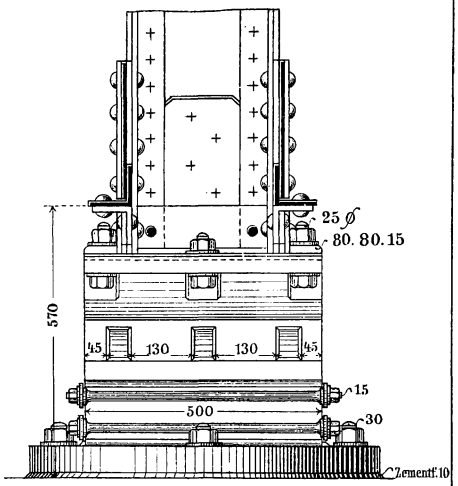


Fig. 139.
1: 10 d.w. Gr.

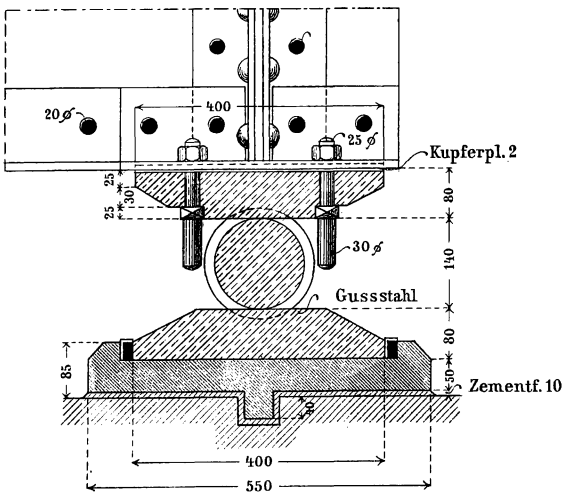
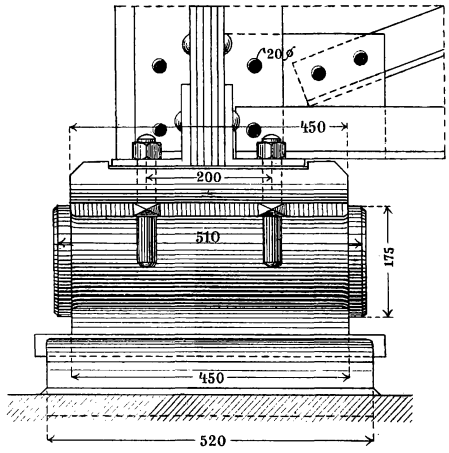


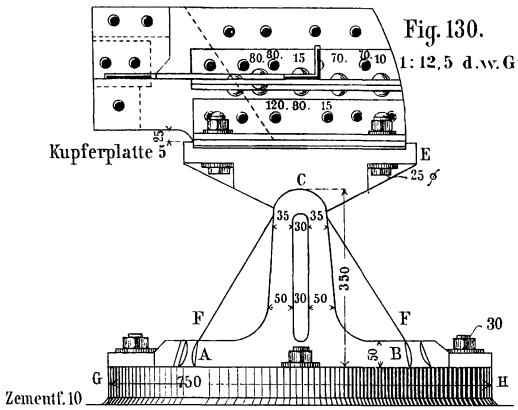
Fig. 139 b
1: 10 d.w. Gr.



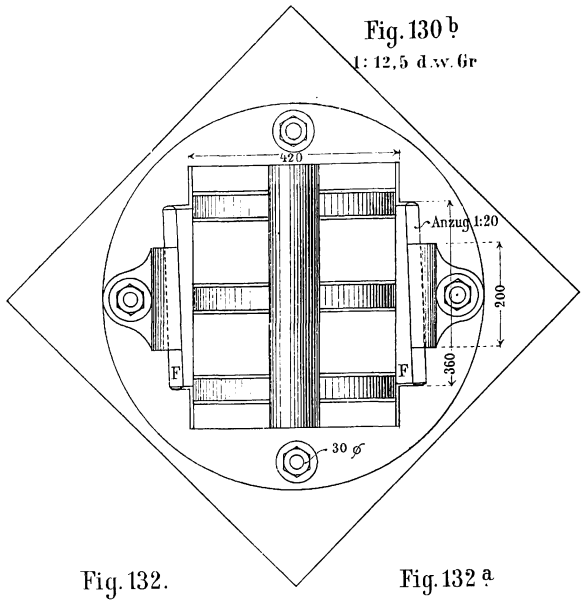
Unterführung des Uferweges am Schlossparke Bellevue (Berliner Stadtbahn.)

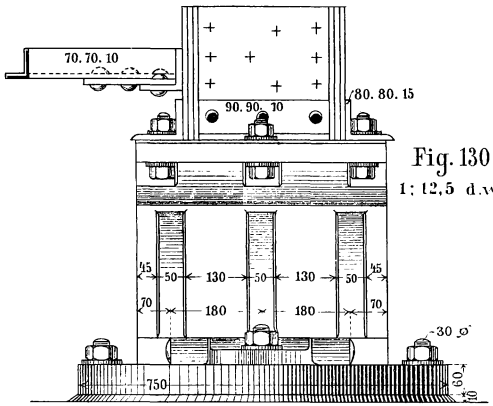
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

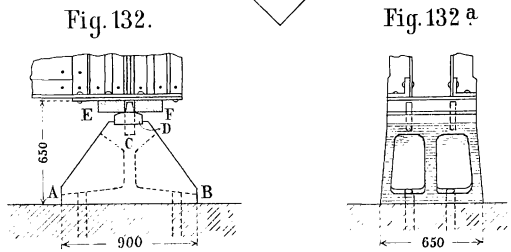
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.



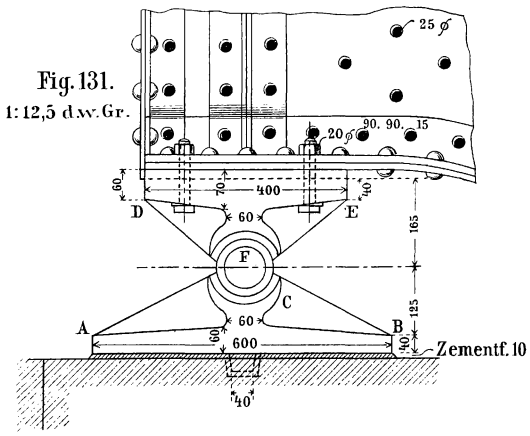
Spreebrücke am Schlossparke Bellevue (Berliner Stadtbahn.)

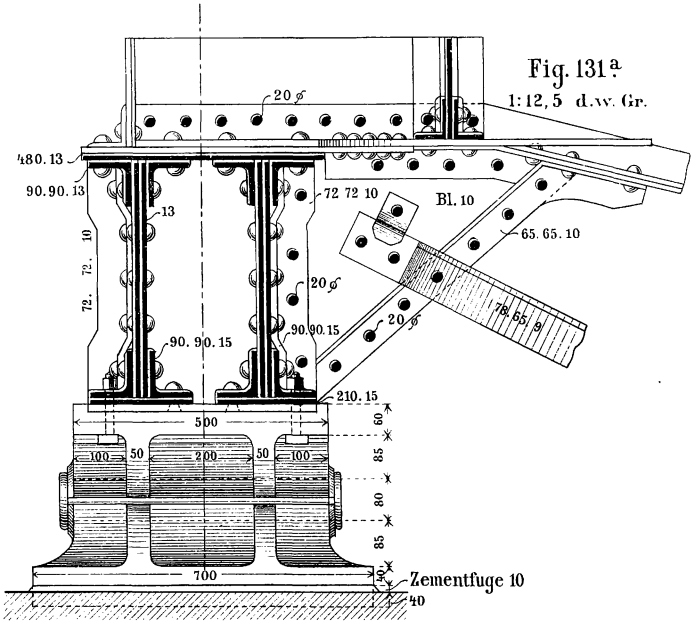






Donaubrücke bei Maria-Ort.





Viadukt über das Friedathal. (Berlin-Koblenz.)

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 128.

1:29,6 d.w. Gr.

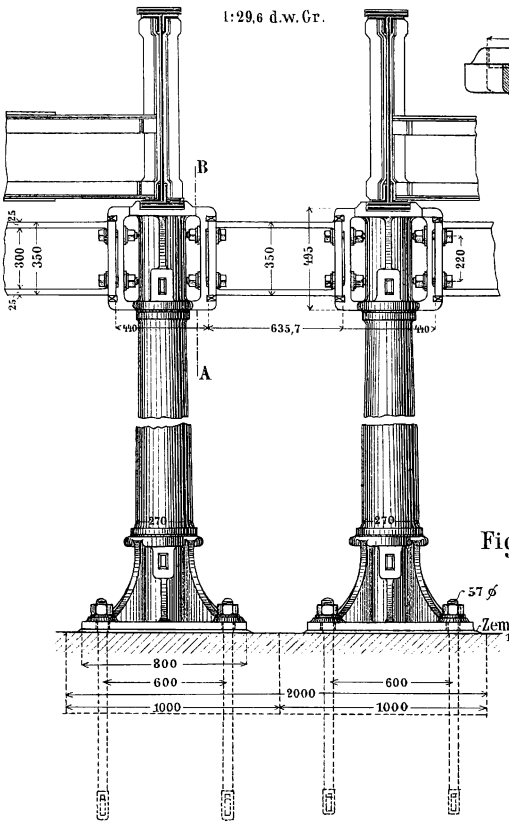
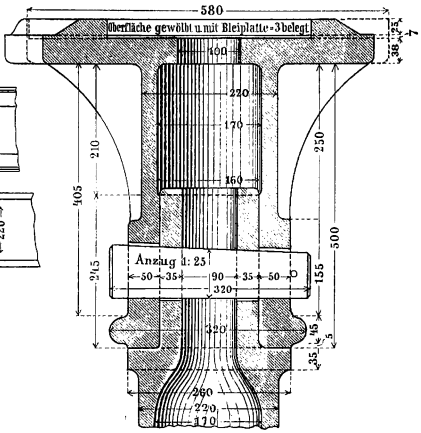


Fig. 128 b



1: 10 d.w. Gr.

Fig. 128 a 1: 29,6 d.w. Gr.

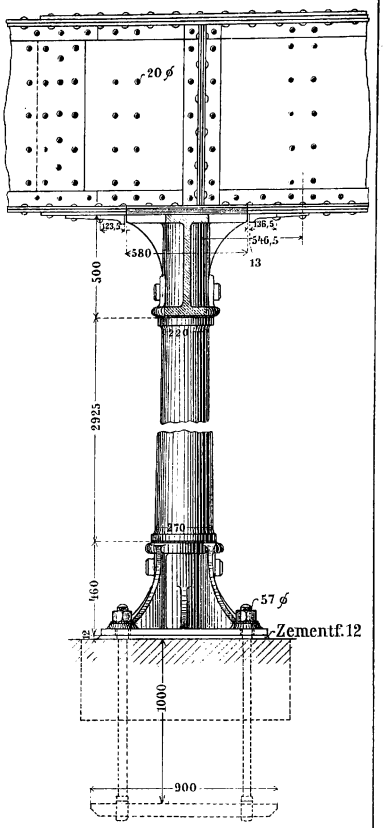
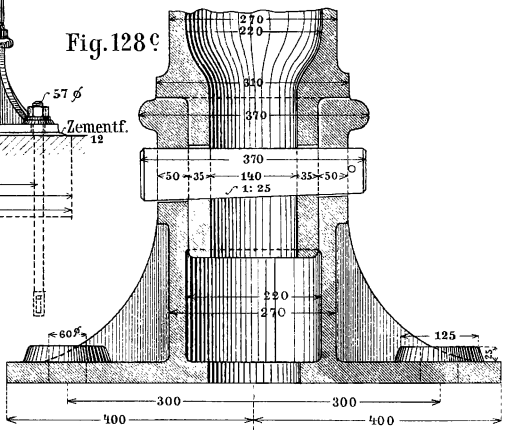


Fig. 128 c



Schiefe Chaussee-Unterführung
der Rheinischen Eisenbahn
(Duisburg-Quakenbrück)
2 Seitenöffnungen je 3,9 m
1 Mittelöffnung 12,5 m Stückweite.

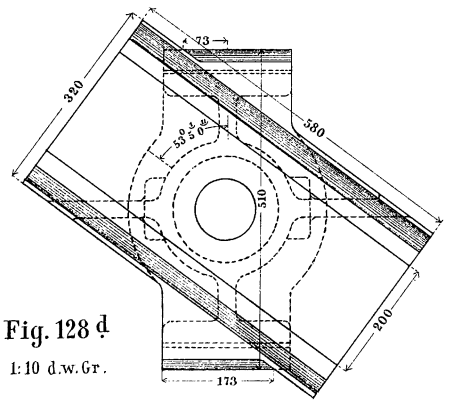


Fig. 128 d

1:10 d.w. Gr.

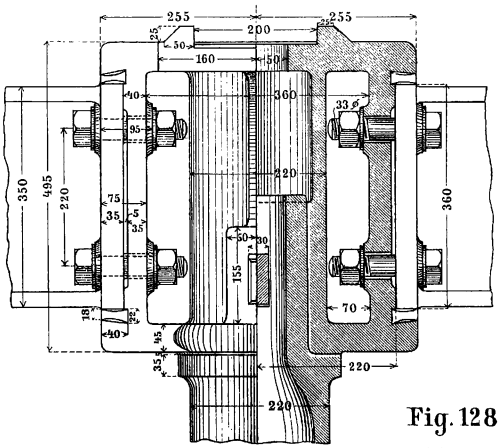


Fig. 128 e

1:10 d.w. Gr.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

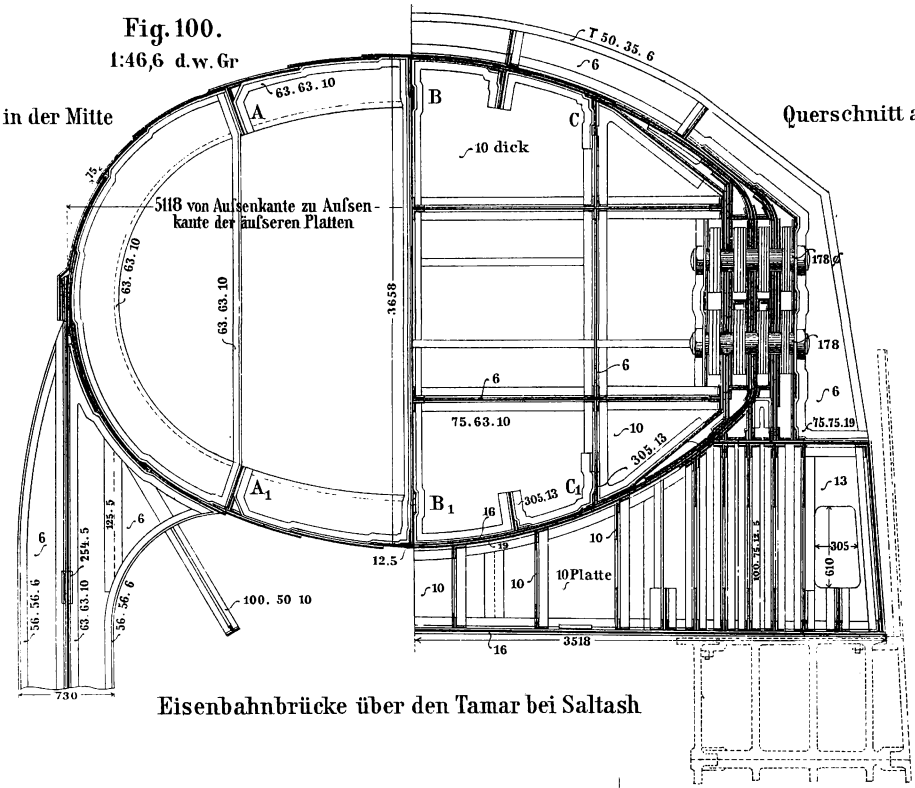
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 100.

1:46,6 d.w. Gr

Querschnitt in der Mitte

Querschnitt am Auflager



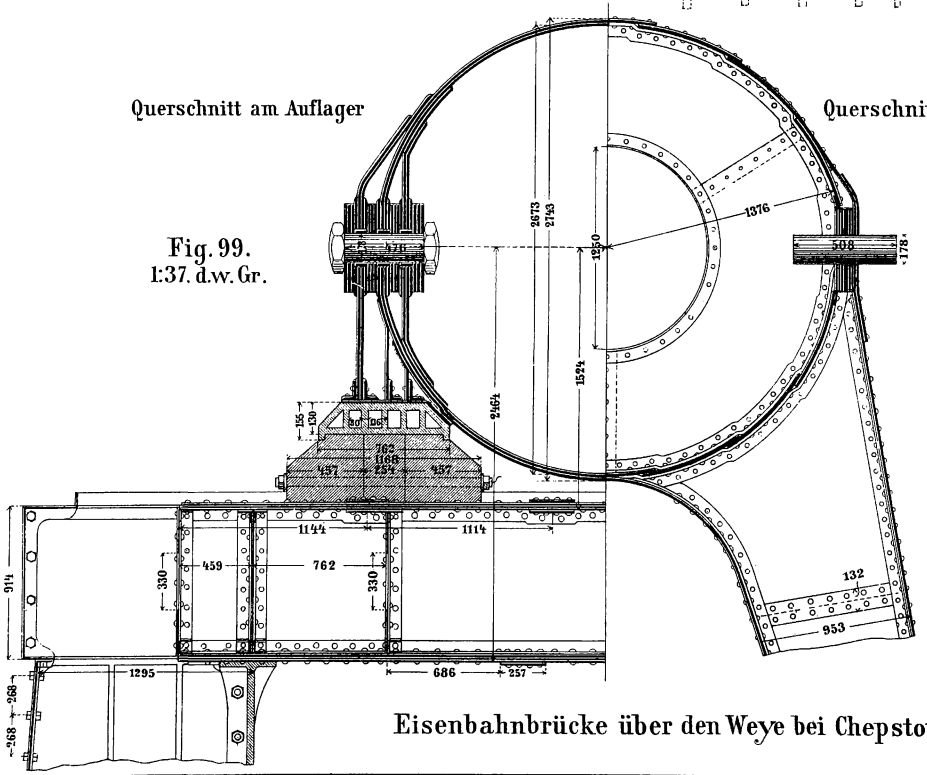
Eisenbahnbrücke über den Tamar bei Saltash

Querschnitt am Auflager

Querschnitt in der Mitte

Fig. 99.

1:37. d.w. Gr.

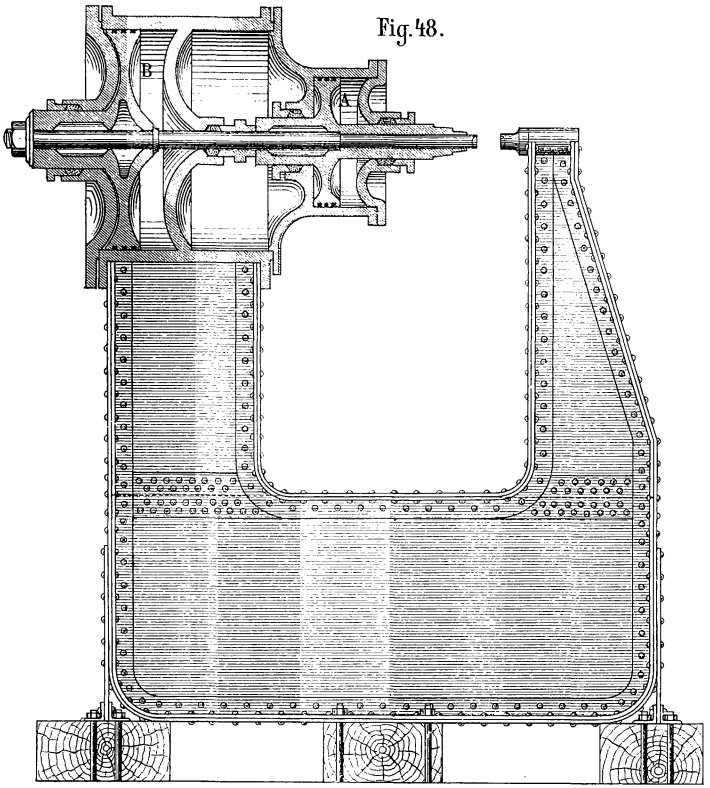


Eisenbahnbrücke über den Weye bei Chepstow.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

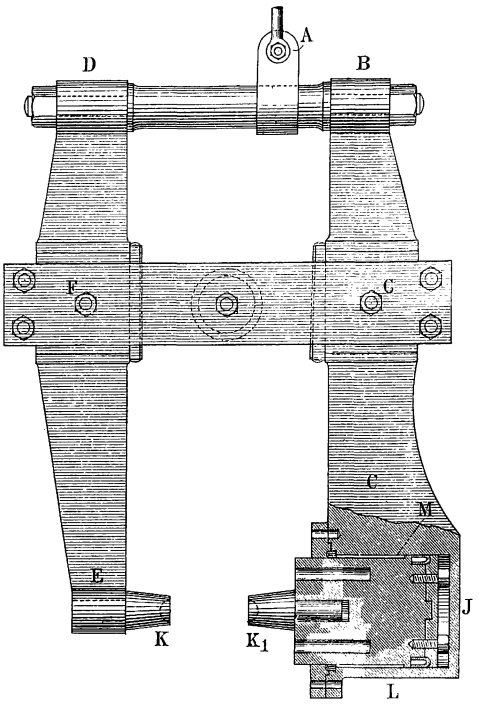
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 48.



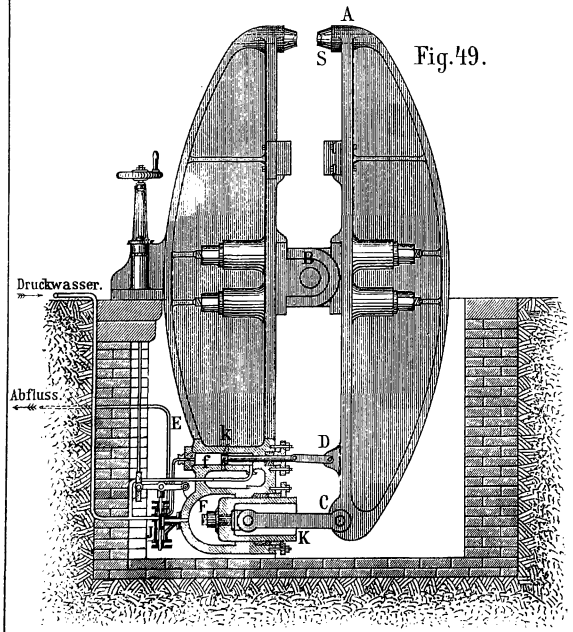
Hydraulische Nietmaschine der Conway-Brücke.

Fig. 50.



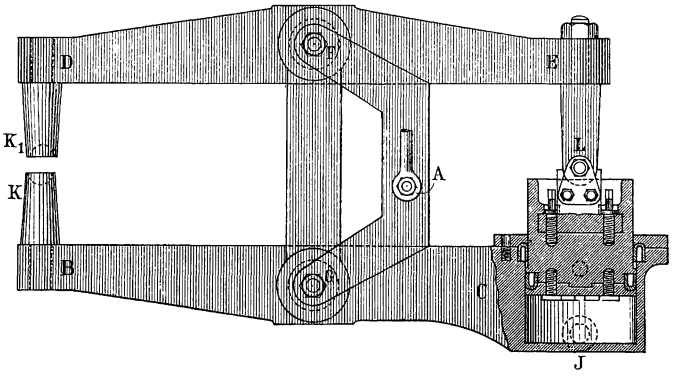
Transportabele hydraulische Nietmaschine von der Firth of Forth-Brücke.

Fig. 49.



Hydraulische Nietmaschine von Mac Kay und Mac George.

Fig. 51.



Transportabele hydraulische Nietmaschine von der Firth of Forth-Brücke.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Pressung des Druckwassers:
Akkumulator ohne Belastungsringe 60 kg. pro qcm.
1 Belastungsring 15 kg. „ „

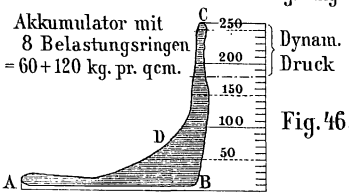


Fig. 46.

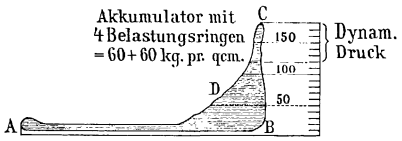


Fig. 47.

Fig. 45.

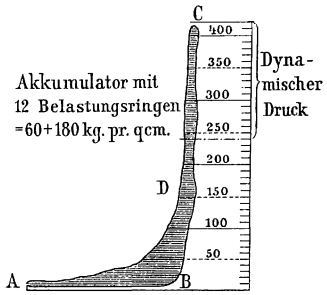


Fig. 44.

Hydraulische Nietmaschine mit Akkumulator.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 20.

Materialproben,
genommen von den probirten Trägern.

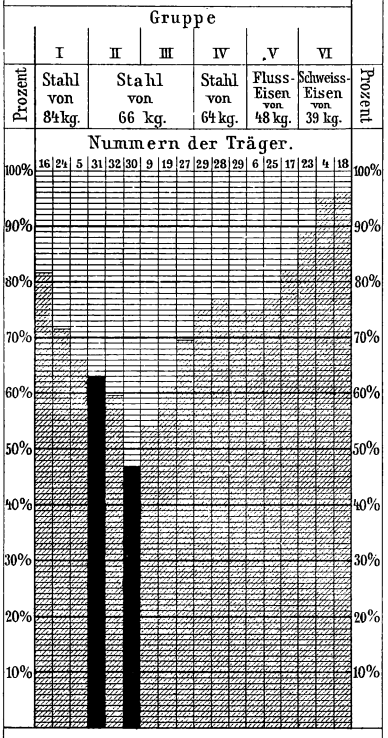
Zerreiss- und Biegproben.

Benennung des Probe-Stückes.	Festigkeit pro qmm. kg.	Ausdehnung in %	Kontraktion in %	Biegungswinkel α	Dicke der Biegeprobe.	Beschreibung des Bruchs.
Versuchsträger № 31						
Vert. Blech ⅓ mitte.	70	16	37	93°	9	seidenartig.
Vert. Blech am Ende.	70	16	40	110°	9	desgl.
Deckplatte ⅓ mitte.	55	16	46	107° angebr.	10	desgl. nicht hell.
Versuchsträger № 32						
Vert. Blech ⅓ mitte.	63	17	35	96° gebr.	9	seidenartig.
Vert. Blech am Ende.	64	20	44	144°	9	desgl.
Deckplatte ⅓ mitte.	75	14	43	45° gebr.	10	desgl.
Versuchsträger № 30						
Vert. Blech ⅓ mitte.	67	13	29	45° gebr.	9	feinkörn. nicht hell.
Vert. Blech am Ende.	67	15	35	45° gebr.	9	desgl.
Deckplatte ⅓ mitte	65	17½	42	88° gebr.	10	seidenartig.
Mittelwerthe.	66	16	39			

Stahl-Analysen.

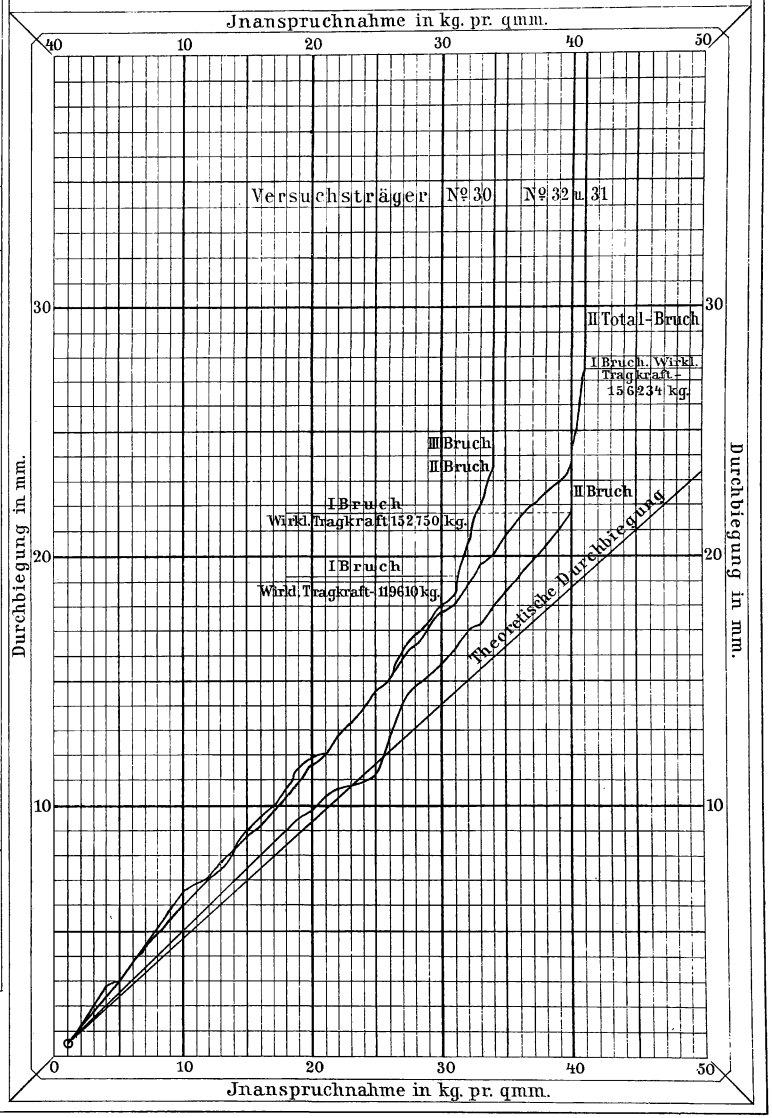
Gruppe №	I	II	III	IV	V
	Stahl von 84 kg.	Stahl von 66 kg.		Stahl von 84 kg.	Flusseisen von 46 kg.
Versuchsträger	№ 16	№ 30	№ 27	№ 28	№ 6
Mangan %	0,285	0,072	0,253	0,237	0,271
Silicium %	0,536	0,070	0,014	0,018	0,027
Schwefel %	0,055	0,058	0,082	0,093	0,039
Kupfer %	0,059	0,119	0,126	0,160	0,095
Kohlenstoff %	0,370	0,294	0,260	0,365	0,120
Phosphor %	0,112	0,405	0,154	0,105	0,103
Absolute Festigkeit in kg. pro qmm.	84,67	66,33	59,33	64,33	48,33
Instrengung beim Bruch des Trägers, das ist in Prozenten der absoluten Festigkeit	69 = 81,5 %	31,32 = 47,2 %	24 = 40,5 %	49,33 = 76,7 %	36 = 74,5 %

Wirkliche Tragkraft der Träger,
dargestellt in Procenten der theoretischen Tragkraft.



Unter der wirklichen Tragkraft ist diejenige Last gemeint, welche bei den gebrochenen Trägern den I. Bruch, bei den nicht gebrochenen dagegen derartige örtliche Deformation hervorbrachte, dass die Widerstandskraft gebrochen war.

Stahl von 66 kg. mittlerer Festigkeit.
Genietete Blechträger von 7612 mm. Stützweite; 7267500 mm.⁴ Widerstandsmoment; 252052 kg. theoretischer Tragkraft.



Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Taf. II.

Normalprofil des lichten Bahnraumes
für normalspurige Eisenbahnen
die freie Bahn Bahnhöfe

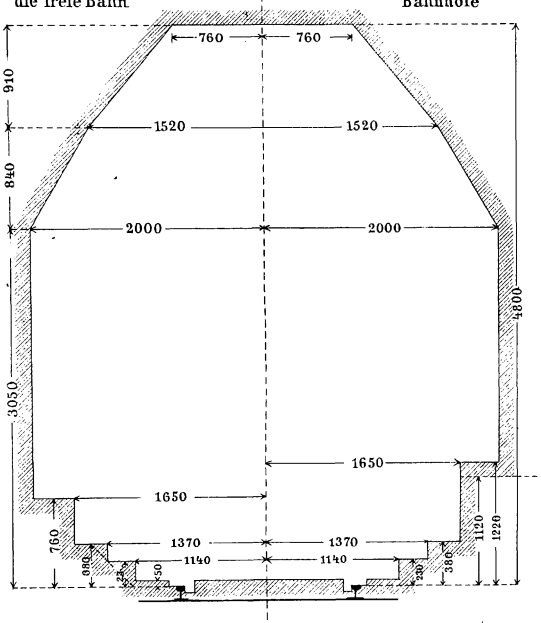
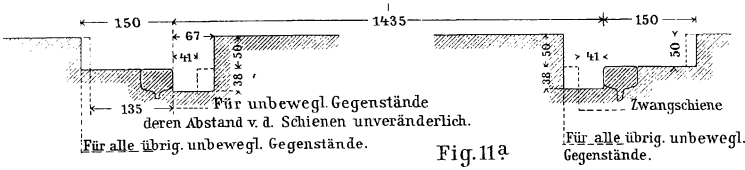


Fig. 11.



Für unbewegl. Gegenstände deren Abstand v. d. Schienen unveränderlich.
Für alle übrig. unbewegl. Gegenstände.

Zwangschiene
Für alle übrig. unbewegl. Gegenstände.

Fig. 11a

Normalprofil des lichten Bahnraumes
für Nebenbahnen von 0,750m Spurweite.

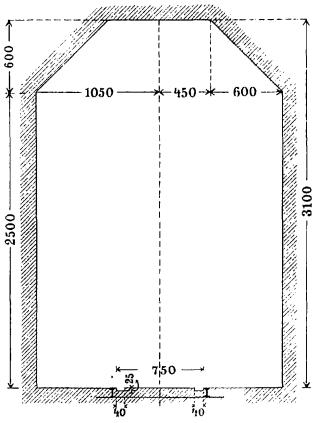


Fig. 13.

Normalprofil des lichten Bahnraumes
für Nebenbahnen von 1m Spurweite.

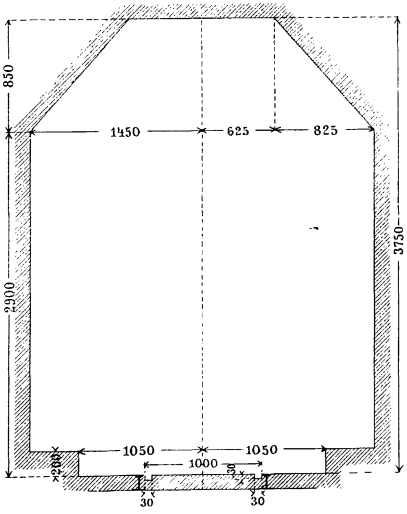


Fig. 12.

Fig. 10.

Graphische Darstellung der Eisengewichte von Eisenbahn-Brücken, ausgeführt von der Aktiengesellschaft Harkort in Duisburg a/Rh.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Die
theoretische Hydrodynamik.
Nach dem Gange ihrer Entwickelung in der neuesten Zeit in Kürze dargestellt von
Dr. Felix Auerbach,
Privatdocent an der Universität zu Breslau.
Von dem K. Venetianischen Institute der Wissenschaften etc. gekrönte Preisschrift.
Mit Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 4 ℳ.

Curventafeln
zum Traçiren von Eisenbahnen und Chausseen etc. mit erläuterndem Text und Figuren.
Für Ingenieure, Geometer, Baumeister, Bauunternehmer und Techniker überhaupt
von **Heinrich Hecht,**
Civil-Ingenieur.
8. geh. Preis 1 ℳ. 20 ₰

Maschinenwesen und Transportmittel.
Von Prof. **Herrmann** in Aachen, Prof. Dr. **Hartig** in Dresden, Assistent Ingenieur **T. Rittershaus** in Berlin, Director **A. Wöhler** in Berlin.
Mit Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 5 ℳ. 60 ₰

Zur
graphischen Statik der Maschinengetriebe.
Ein Leitfaden zum Gebrauche für Maschinentechniker, Baumeister und Ingenieure, sowie zum Unterrichte an technischen Lehranstalten.
Von **Gustav Herrmann,**
Professor an der Königlich technischen Hochschule zu Aachen.
Nebst einem Atlas mit 8 lithographirten Tafeln. gr. 4. geh.
Preis mit Atlas 6 ℳ. 20 ₰

Das graphische Einmaleins
oder die Rechentafel,
ein Ersatz für den Rechenschieber, entworfen von
Gustav Herrmann,
Professor an der Königlich technischen Hochschule zu Aachen.
8. geh. Preis 1 ℳ. 20 ₰

Die Erzeugung
der
Eisen- und Stahlschienen.
Eine hüttenmännische Studie von
Alphons Petzholdt,
Ingenieur.
Mit einer Karte. gr. 8. geh. Preis 2 ℳ.

Studien über Transportmittel
auf Schienenwegen und Transportbetrieb.
Ein Supplementband zur Locomotive der Gegenwart
von
Alphons Petzholdt,
Ingenieur.
Mit zahlreichen Holzstichen und angehängten Tabellen.
gr. 8. geh. Preis 17 ℳ.

Die Locomotive der Gegenwart
und die Principien ihrer Construction.
An den Objecten der Wiener Weltausstellung 1873 in allgemein fasslicher Darstellung erläutert und entwickelt von
Alphons Petzholdt,
Ingenieur.
Mit Holzstichen und angehängten Tabellen. gr. 8. geh. Preis 12 ℳ.

Theoretische Kinematik.
Grundzüge einer Theorie des Maschinenwesens.
Von **F. Reuleaux,**
Professor an der Königlich technischen Hochschule in Berlin, Königl. Geh. Reg.-Rath, Mitglied der Königl. technischen Deputation für Gewerbe, Korrespond. Mitglied des Lombardischen Institutes und des Schwedischen Gewerbevereins, Auswärtiges Mitglied der Königl. Akademie der Wissenschaften in Stockholm, Ehrenmitglied der Gewerbevereine in Riga und Erfurt, des technischen Vereins in Frankfurt a. M., der Société des Arts in Genf, der Gesellschaft Flora in Köln, der American Philosophical Society und der American Society of Mechanical Engineers.
Mit einem Atlas und zahlreichen Holzstichen.
gr. 8. geh. Preis 17 ℳ.

Der Konstrukteur.
Ein Handbuch zum Gebrauch beim Maschinen-Entwerfen
von **F. Reuleaux,**
Professor an der Königlich technischen Hochschule in Berlin, Königl. Geh. Reg.-Rath, Mitglied der Königl. technischen Deputation für Gewerbe, Korrespond. Mitglied des Lombardischen Institutes und des Schwedischen Gewerbevereins, Auswärtiges Mitglied der Königl. Akademie der Wissenschaften in Stockholm, Ehrenmitglied der Gewerbevereine in Riga und Erfurt, des technischen Vereins in Frankfurt a. M., der Société des Arts in Genf, der Gesellschaft Flora in Köln, der American Philosophical Society und der American Society of Mechanical Engineers.
Vierte umgearbeitete und erweiterte Auflage.
Mit Holzstichen. gr. 8. geh. Erste bis dritte Lieferung.
Preis 16 ℳ. 50 ₰

Die
Bauverwaltung und die Baukunst.
Ein Beitrag zur Lösung der Frage der Reorganisation des Staatsbauwesens
von **August Rincklake,**
Professor der Architectur an der Herzoglichen technischen Hochschule zu Braunschweig.
gr. 8. geh. Preis 1 ℳ.

Ueber Gitter- und Bogenträger
und über die Festigkeit der Gefässwände, insbesondere über die Ursachen der Explosionen. Zwei Monographien zur Erweiterung der Biegungs- und Festigkeitstheorie.
Von **Dr. Hermann Scheffler.**
Mit Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 4 ℳ. 50 ₰

Bau- und Civil-Ingenieurwesen.
Von Geh. Ober-Baurath **Schwedler** in Berlin, Ober-Baurath **H. Sternberg** in Carlsruhe, Geh. Baurath **Giersberg** in Berlin, Baumeister **Housselle** in Berlin.
gr. 8. geh. Preis 2 ℳ.

Die architektonischen Stylarten.

Eine kurze allgemeinfassliche Darstellung der charakteristischen Verschiedenheiten der architektonischen Stylarten zur richtigen Verwendung in Kunst und Handwerk.

Für Architekten, Maler, Bauschulen und Baugewerkschulen, Handwerker im Allgemeinen und Bauhandwerker im Besonderen und für gebildete Freunde der Kunst und Architektur.

Von **A. Rosengarten,**
Architekt.

Dritte Auflage. Mit 639 Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 12 ℳ.

In englisch Leinen cartonnirt. Preis 13 ℳ.

Weisbach's Ingenieur.

Sammlung von Tafeln, Formeln und Regeln der Arithmetik, der theoretischen und praktischen Geometrie, sowie der Mechanik und des Ingenieurwesens.

Sechste, völlig umgearbeitete Auflage, unter Mitwirkung von **F. Reuleaux.**

Herausgegeben von

G. Querfurth,
Ingenieur und Professor an der Herzoglich technischen Hochschule zu Braunschweig.

Mit Holzstichen. 8. geh. Preis 8 ℳ. 40 ₰, geb. 9 ℳ. 80 ₰

Lehrbuch der Ingenieur- u. Maschinen-Mechanik.

Mit den nöthigen Hülfslehren aus der Analysis für den Unterricht an technischen Lehranstalten, sowie zum Gebrauch für Techniker bearbeitet von

Dr. phil. **Julius Weisbach,**
weil. Königl. Sächsischer Ober-Bergrath und Professor an der Sächsischen Bergakademie zu Freiberg.

Drei Theile. Jeder Theil mit etwa 800 bis 1000 eingedruckten Holzstichen. gr. 8. geh.

Erster Theil. **Theoretische Mechanik.** Fünfte Auflage von Professor Gustav Herrmann. Preis 26 ℳ.

Zweiter Theil. **Die Statik der Bauwerke und Mechanik der Umtriebsmaschinen.** Fünfte Auflage von Professor Gustav Herrmann. In 2 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Die Statik der Bauwerke. Preis 14 ℳ.

Zweite Abtheilung. Die Mechanik der Umtriebsmaschinen. Preis 29 ℳ.

Dritter Theil. **Die Mechanik der Zwischen- und Arbeitsmaschinen.** Zweite Auflage von Professor Gustav Herrmann. In 3 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Zwischenmaschinen. Preis 23 ℳ.

Zweite Abtheilung. Maschinen zur Ortsveränderung. Preis 29 ℳ. 60 ₰

Dritte Abtheilung. Maschinen zur Formveränderung. 1. und 2. Lieferung. Preis 4 ℳ. 40 ₰

(Fortsetzung unter der Presse.)

Lehrbuch der praktischen Geometrie

von

Dr. Ch. August Vogler,
Professor an der landwirthschaftlichen Hochschule zu Berlin.

Erster Theil. **Vorstudien und Feldmessen.** Mit 248 Holzstichen und 10 Tafeln. gr. 8. geh. Preis 16 ℳ.

Lehrbuch der Mechanik

in elementarer Darstellung mit Uebungen und Anwendungen auf Maschinen- und Bau-Constructionen.

Für den Unterricht an Gewerbe- und Realschulen, sowie zum Privatstudium für angehende Maschinenbauer und Architekten bearbeitet von

Ad. Wernicke,
Königlichem Gewerbeschul-Director in Gleiwitz.

Erster Theil. **Mechanik fester Körper.** Dritte Auflage. Mit 443 Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 9 ℳ.

Zweiter Theil. **Mechanik flüssiger Körper.** Zweite Auflage. Mit 202 Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 7 ℳ.

Siebenstellige gemeine Logarithmen

der Zahlen von 1 bis 108000 und der Sinus, Cosinus, Tangenten und Cotangenten aller Winkel des Quadranten von 10 zu 10 Secunden nebst einer Interpolationstafel zur Berechnung der Proportionaltheile von

Dr. Ludwig Schrön,
Director der Sternwarte und Professor zu Jena, Mitgliede der Kaiserlich Leopold. Carolin. deutschen Akademie der Naturforscher und der gelehrten Gesellschaften zu Breslau, Frankfurt am Main, Halle und Jena.

Imperial-Octav. geh.

Tafel I. und II. (Logarithmen der Zahlen und der trigonometrischen Functionen.) Zwanzigste Ausgabe. Preis 4,20 ℳ.

Tafel III. Interpolationstafel (Supplement zu allen Logarithmentafeln). Zwanzigste Ausgabe. Preis 1 ℳ. 80 ₰

Tafel I. Die Logarithmen der Zahlen. (Für Solche, welche Tafeln für trigonometrische Rechnungen nicht nöthig haben.) Zwanzigste Ausgabe. Preis 2 ℳ. 40 ₰

Fünfstellige logarithmische u. trigonometrische Tafeln.

Herausgegeben von

Dr. O. Schlömilch,
K. S. Geheimerath a. D.,
Mitglied der Königl. Sächsischen Gesellschaft der Wissenschaften zu Leipzig, der Königl. Schwedischen Akademie zu Stockholm, der Kaiserl. Leopoldinischen Akademie etc.

Galvanoplastische Stereotypie. Wohlfeile Schulausgabe.

Neunte Auflage. 8. geh. Preis 1 ℳ.

Die freie Perspektive.

Einfache und leichte Einführung in das perspektivische Zeichnen für Künstler und Kunstfreunde, Kunst- und Gewerbeschüler, sowie zum Selbstunterricht von

Dr. J. J. Balmer.

Mit 30 lithographirten Tafeln und einem Holzschnitt. quer-4. geh. Preis 3 ℳ. 50 ₰

Die Schiffsmaschinen,

ihre Konstruktionsprinzipien, sowie ihre Entwickelung und Anordnung.

Nebst einem Anhange:

Die Indikatoren und die Indikatordiagramme.

Ein Handbuch für Maschinisten und Offiziere der Handelsmarine, bearbeitet von

W. Müller,
Ingenieur in Bremerhafen.

Mit 100 Holzstichen. 8. geh. Preis 5 ℳ., geb. 5,75 ℳ.

DER BRÜCKENBAU.

EIN HANDBUCH

ZUM

GEBRAUCHE BEIM ENTWERFEN VON BRÜCKEN IN EISEN, HOLZ UND STEIN

SOWIE

BEIM UNTERRICHTE AN TECHNISCHEN LEHRANSTALTEN.

VON

E. HÄSELER,

Professor an der Herzogl. Technischen Hochschule in Braunschweig.

IN DREI TEILEN.

MIT VIELEN EINGEDRUCKTEN FIGUREN UND ANGEHEFTETEN FIGUREN-TAFELN.

ERSTER TEIL.

DIE EISERNEN BRÜCKEN.

ZWEITE LIEFERUNG.

BRAUNSCHWEIG,

DRUCK UND VERLAG VON FRIEDRICH VIEWEG UND SOHN.

1893.

ANKÜNDIGUNG.

Die Herausgabe der vorliegenden zweiten Lieferung meines Werkes über Brückenbau hat sich hauptsächlich dadurch sehr verzögert, dafs ich mir die Aufgabe gestellt hatte, die Brückentafel der Fahrbahn auf Grund von Annahmen zu berechnen, welche mehr mit der Wirklichkeit als die bisher gemachten übereinstimmen. Leider sind meine angestrengtesten Bemühungen nicht von dem Erfolge gewesen, welchen ich wohl gewünscht hätte. Der Grund dafür liegt in dem Umstande, dafs die Lehre von der Elastizität und Festigkeit bei ihrem jetzigen Stande so gut wie keinen Einblick in die Spannungs- und Formänderungsverhältnisse von belasteten Buckelplatten, Hängeblechen, Wellblechen u. s. w. gewährt und dafs sie ebensowenig Aufschlufs darüber giebt, wie eine Brückendecke aus Schotter, Beton oder Pflaster den Raddruck über die Brückentafel verteilt.

Nur umfassende Versuche, welche weit über das Mafs der bisher angestellten hinausgehen und welche sich nicht blofs auf den Bruch, sondern vor allem auf das Verhalten der verschiedenen Brückentafeln innerhalb der sogenannten Elastizitätsgrenze beziehen, können hier Wandel schaffen.

Derartige Versuche würden allerdings nicht geringe Geldmittel beanspruchen, aber sich reichlich dadurch bezahlt machen, dafs man die Abmessungen der eisernen Brückentafeln entsprechend den Kräften, welche sie aufzunehmen haben, genau bestimmen könnte. Materialverschwendungen, wie sie bei Anwendung der jetzt üblichen, meist auf Grund zu ungünstiger Annahmen abgeleiteten Formeln leicht vorkommen, würden dann vermieden werden.

Möchte die Ausführung dieser für die Förderung der Wissenschaft und die ausführende Technik so wichtigen Versuche nicht mehr zu lange auf sich warten lassen!

Braunschweig, im August 1893.

E. Häseler.

von einem bremsenden Eisenbahnzuge auf den Überbau ausgeübten Schub in sich aufzunehmen. Andernfalls ist das feste Lager auf einen der beiden Landpfeiler zu verlegen und zwar bei ansteigender Bahn auf den tiefer liegenden.

Litteratur zu den Kapiteln IV und V.

Winkler: Vorträge über Brückenbau. Eiserne Brücken. II. Heft. Gitterträger und Lager gerader Träger. Wien 1875.

Steiner: Konstruktion der eisernen Balkenbrücken. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band. Der Brückenbau. Kapitel X. Leipzig 1882.

Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. I. Abteilung. Eiserne Brücken. Heft I bis IV. Aachen 1875 bis 1880.

Hartwich: Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn. III. Abteilung. Eiserne Brücken. Berlin 1867.

Cottrau: Album des dessins d'executions et des mètres de 36 ponts métalliques du réseau des chemins de fer Méridionnaux italiens. 1868.

Stein: Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn. Berlin 1870.

W. Maw and J. Dredge: Modern examples of road and railway bridges. Illustrating the most recent practice of leading engineers in Europa and America. Partially reprinted from Engineering. 1872.

Klein: Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahnverwaltungen. Stuttgart 1863.

Zeichnungen über Wasser- und Strafsenbau. II. Kurs. Brückenbau. Zu den Vorträgen des Bauraths Sternberg in Karlsruhe. Karlsruhe 1865.

Zeichnungen von Brücken aus Schmiedeisen, von den Studirenden des Brückenbaues an der polytechnischen Schule in Hannover. 1860 und 1869.

Gleim: Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover. 1876.

Pröll und Scharowsky: Der amerikanische und der deutsche Brückenbau in Eisen. Civilingenieur. 1878.

Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Koblenz-Güls, insbesondere die Brücken über den Rhein oberhalb Koblenz, über die Mosel bei Güls, über die Lahn oberhalb Niederlahnstein. Berlin 1882.

Die Bauwerke der Berliner Stadteisenbahn. Berlin 1886.

Riese: Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin 1886.

Sechstes Kapitel.

Fahrbahn und Fufswege der eisernen Brücken.

I. Abschnitt.

Gleis und Abdeckung der Eisenbahnbrücken. Schalldecken.

A. Gleis der Eisenbahnbrücken.

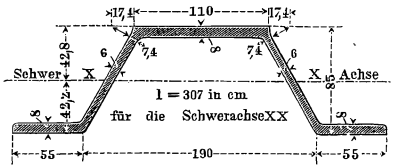
§. 45.

Querschwellen zur Unterstützung des Gleises.

Material der Querschwellen.

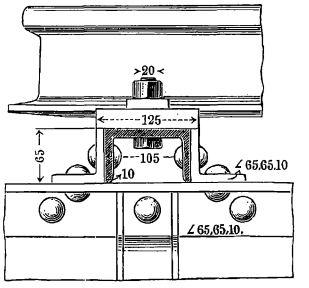
Zur Unterstützung der Fahrschienen auf eisernen Brücken hat man vielfach Querschwellen aus Eichen- oder Nadelholz angewandt. Dieselben bilden ein nachgiebiges Zwischenmittel zwischen den Schienen und dem Eisentragwerke und mäfsigen so die Stofswirkungen

Fig. 163.



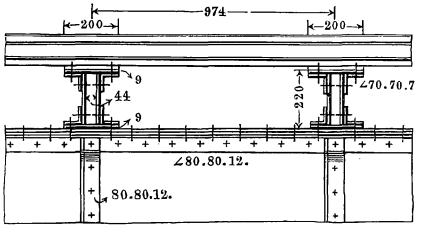
Neue Weichselbrücke bei Dirschau (1 : 5).

Fig. 164.



Ruhrbrücke bie Winz (1 : 7,5).

Fig. 165.



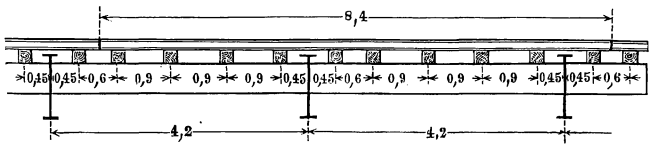
Siegbrücke bei Bahnhof Au (1 : 25).
(Rechtsrheinische Eisenbahn.)

der Eisenbahnzüge. Sie bedürfen aber der sorgfältigen Überwachung, weil das Holz oft schon nach wenigen Jahren Einbufse an. seiner Tragfähigkeit und an Haltekraft für die zur Befestigung der Schienen dienenden Haken- oder Schraubennägel erleidet. Eiserne Querschwellen haben diese Nachteile zwar nicht, fahren sich indessen bei weitem härter und sind deshalb seltener zur Anwendung gekommen. Gewöhnlich hat man dieselben aus Vautherin-Eisen (Fig. 163) oder Zores-Eisen (§. 63) hergestellt, seltener aus ⊓-Eisen (Fig. 164) oder aus gewalzten oder zusammengenieteten I-Trägern (Fig. 165).

Abstand der Querschwellen.

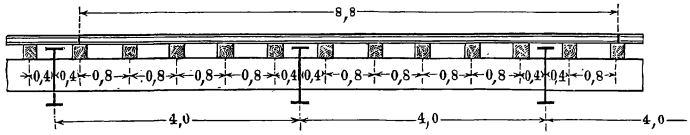
Die Querschwellen werden entweder eng nebeneinander in Zwischenräumen von 10 bis 30 mm verlegt, oder in Abständen, deren obere Grenze durch die Tragfähigkeit der Schienen gegeben ist, d. i. 600 bis 1000 mm. Nach ersterer Anordnung verlegte hölzerne Schwellen erfordern

Fig. 166.



im allgemeinen mehr Material als die weitliegenden, einschliefslich der Abdeckungsbohlen der Fahrbahn; z. B. ergiebt sich der metrische Holzaufwand einer eingleisigen, oben auf den

Fig. 167.



Hauptträgern ruhenden Fahrbahn, wenn die Schwellen bei 0,9 m Abstand die Abmessungen 4,5 . 0,22. 0,26 m haben und die Bahn durch 14 Bohlen je 0,25 . 0,075 m abgedeckt wird:

$$\text{Querschwellen für das Meter} \quad \frac{4,5}{0,9} \cdot 0,22 \,.\, 0,26 = 0,286 \text{ cbm}$$

$$\text{Bohlenbelag für das Meter} \quad 14 \,.\, 0,25 \,.\, 0,075 = 0,263 \text{ „}$$

$$0,549 \text{ cbm.}$$

Eng liegende Querschwellen von 0,25 m Breite, 0,15 m Höhe mit Zwischenräumen von 0,02 m enthalten dagegen für das laufende Meter der Brücke:

$$\frac{0,25}{0,27} \cdot 0,15 \,.\, 4,5 = 0,625 \text{ cbm.}$$

Man spart also im vorliegenden Falle bei Verwendung weit liegender Schwellen 0,076 cbm für das Meter der Brücke, oder rund 12 Proz. der Holzmenge des eng liegenden Schwellenbelages. Bei 0,8 m Abstand der Schwellen sinkt letztere Ersparnis auf 7,5 Proz.

Eng liegende Querschwellen gewähren aber im Falle einer Entgleisung des Zuges gröfsere Sicherheit gegen das Durchbrechen der Bahn und gestatten, die Fahrschienen auf der Brücke wie auf freier Strecke zu verlegen, während bei weit liegenden Schwellen, wenn die Abstände derselben ein bestimmtes Mafs überschreiten, die Art und Lage der Schienenstöfse in Frage kommt.

Meistens ist der ruhende Stofs gewählt wegen der damit verbundenen Möglichkeit einer ganz gleichen Schwellenteilung, wenngleich sich der schwebende Stofs elastischer fährt und deshalb auf freier Strecke beim Querschwellenoberbau die Regel bildet.

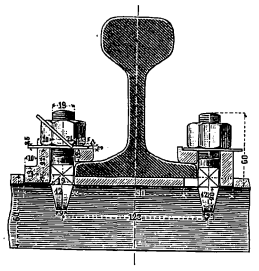
Bei der Fahrbahnlage zwischen den Hauptträgern und gleichartiger Anordnung der Schwellen innerhalb der einzelnen Felder verlangt der schwebende Stofs eine Schienenlänge, welche gleich oder ein Vielfaches der Querträgerentfernung ist (Fig. 166 a. v. S.). Beim ruhenden Stofse und gleicher Schwellenteilung mufs letztere in der Schienenlänge und in der Querträgerentfernung aufgehen (Fig. 167 a. v. S.). In beiden Fällen läfst sich der Anschlufs des Brückengleises an das bereits verlegte der freien Strecke im allgemeinen nur durch Einschaltung von Schienen ungewöhnlicher Länge erzielen.

Wählt man die Schwellenteilung so klein, dafs sie höchstens dem Abstande der beiden Schwellen am schwebenden Stofse des Gleises auf freier Strecke gleichkommt, d. i. 600 bis 700 mm auf Hauptbahnen, so kann das Gleis ganz ohne Rücksicht auf die Lage der Querschwellen über die Brücke geführt werden. Dasselbe kann man bei weiterer Schwellenteilung dadurch erreichen, dafs man besondere Querschwellen an den Stellen einschaltet, an welche die Schienenstöfse beim Verlegen des Gleises zu liegen kommen.

Befestigung der Schienen auf den Querschwellen.

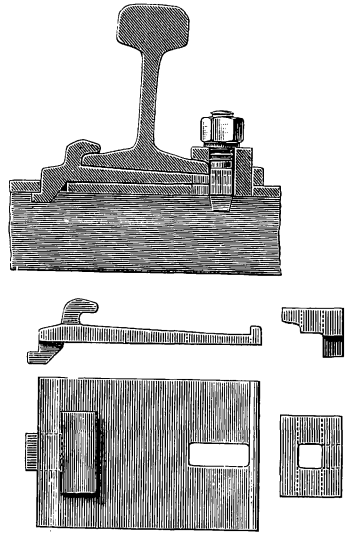
In Rücksicht auf einfache Unterhaltung empfiehlt es sich, zur Befestigung der Schienen auf der Brücke möglichst dieselben Mittel wie auf freier Strecke anzuwenden. Für hölzerne

Fig. 168.



Rheinische Eisenbahn (1 : 5).

Fig. 169.



Linksrheinische Eisenbahn (1 : 5).

Schwellen wird man daher Haken- oder Schraubennägel (Tirefonds) und für Eisenschwellen Schraubenbolzen mit Klemmplättchen (Fig. 168), Keilbefestigungen, Hakenplatten (Fig. 169) u. s. w. verwenden, je nachdem dieselben Befestigungsmittel auf der anschliefsenden Strecke benutzt sind. Zur Herstellung der Schienenneigung ($^1/_{20}$) legt man zweckmäfsig auf die eisernen Schwellen Unterlagsplatten, deren Stützflächen für die Schienen die entsprechende Neigung haben.

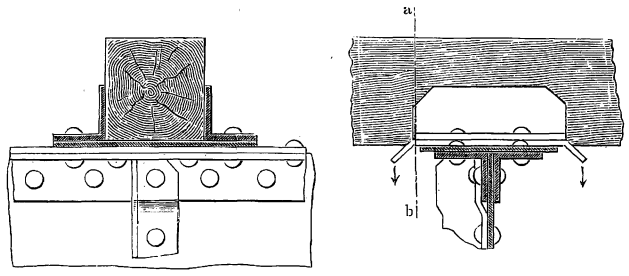
Mit diesen Platten ist der Vorteil verbunden, dafs sie das Einfressen der Schienen in die Kopfplatten der Schwellen verhindern.

Zu gleichem Zwecke versieht man auch die Holzschwellen mit Unterlagsplatten, die gewöhnlich parallele Ober- und Unterfläche haben, ab und zu aber auch im Querschnitt keilförmig angeordnet sind, um die Einkappung der Querschwellen zu vermeiden.

Auflagerung der Querschwellen.

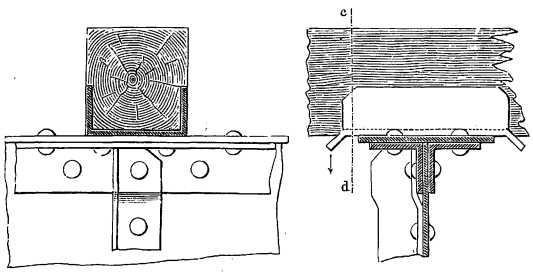
Die Querschwellen werden, sofern die Bettung des Gleises nicht mit über die Brücke geführt ist, durch Längsträger unterstützt, welche entweder lotrecht unter den Fahrschienen, oder seitwärts von denselben liegen. Bei ersterer Auflagerung erleiden die Schwellen durch die Eisenbahnfahrzeuge nur Druck, während sie bei der andern auch auf Biegung beansprucht werden. Sie müssen daher im letzteren Falle einen gröfseren Querschnitt erhalten, fahren sich dagegen nachgiebiger und gewähren gröfsere Freiheit in Anbringung der Befestigungsmittel.

Fig. 171.



Die Unterstützung der Querschwellen seitlich von den Fahrschienen findet sich gewöhnlich bei kleineren eingleisigen Brücken mit oben liegender Fahrbahn, da es hier in Rücksicht auf die Standsicherheit des Überbaues erwünscht ist, den Hauptträgern einen gröfseren Abstand als den beiden Schienensträngen zu geben (Taf. XVIII, Fig. 170).

Fig. 172.



Wenn der Überbau zweigleisig ist, kann man die Querschwellen für jedes Gleis getrennt oder durchgehend für beide Gleise anordnen. Die durchgehenden Schwellen empfehlen sich nur, wenn die sie stützenden Längsträger ganz oder nahezu lotrecht unter den Schienensträngen angebracht sind, indem die Schwellen bei weiter abliegenden Stützpunkten das Bestreben haben würden, sich bei Belastung nur eines Gleises von ihren Auflagern auf der lastfreien Seite abzuheben; ferner ist zu beachten, dafs bei durchgehenden Schwellen Fehler in der Höhenlage der Stützpunkte die Beanspruchung wesentlich beeinflussen.

Hinsichtlich der Druckverteilung über die Stützflächen der Querschwellen kommt in Betracht, dass sich der Auflagerdruck infolge der Durchbiegung der Schwellen von der Mitte der Gurtung nach den Kanten zu verschiebt und dadurch die Gurtung, aufser in der Walzrichtung, rechtwinkelig zu dieser beansprucht.

Der Quere nach ist aber die Zugfestigkeit, zumal bei Winkeleisen, wesentlich geringer als in der Walzrichtung, und sollte man daher die Gurtungen der Schwellenträger, welche

lediglich aus einem oder zwei Winkeleisen bestehen und seitlich durch die Schwellen gedrückt werden, entsprechend verstärken. Bei einem Winkeleisen kann dies durch Vergrößerung der Schenkeldicke, bei zwei Winkeleisen dadurch geschehen, daſs man bei weit liegenden Holzschwellen unter jeder Schwelle eine Platte, bei eng liegenden ein durchgehendes Flacheisen mit der Gurtung verbindet.

Solche Platten wirken noch in anderer Beziehung sehr günstig. Da sich nämlich auf den Stützflächen der Holzschwellen die Nässe länger als auf den freien Teilen der Längsträger hält, findet hier ein besonders lebhaftes Rosten des Eisens statt, was dadurch um so schädlicher wirkt, als jene Flächen nur bei der Auswechselung der Schwellen zugänglich sind und daher im Laufe der regelmäſsigen Unterhaltung der Brücke nicht nachgesehen werden können. Es empfiehlt sich daher allgemein, die Trägergurtung durch verzinkte Schutzplatten unter den Querschwellen zu schützen (Fig. 171 a. v. S.) oder verzinkte ⌊-Eisenabschnitte als Schwellenhalter auf die Träger zu nieten (Fig. 172 a. v. S.).

Giebt man letzteren Abschnitten sowie den Platten auf beiden Seiten der Gurtung einen nach abwärts gebogenen Rand, so bilden diese Ränder Wassernasen, welche das hier verhältnismäſsig stark auftretende Tropfwasser von den tiefer liegenden Trägerteilen abhalten. (Vergl. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung 1888, S. 196 bis 200; Fuchs: Die eisernen Balkenbrücken der Eisenbahnen im Betriebe, ihre Überwachung und deren Ergebnisse.)

Befestigung der Querschwellen.

1. Hölzerne Querschwellen.

Um seitliche Verschiebungen der Querschwellen zu verhindern, verkämmt man dieselben 10 bis 25 mm mit den unter ihnen liegenden Trägern, auch wenn eine Befestigung durch Bolzen stattfindet. Hervortretende Nietköpfe werden in das Holz eingelassen und Höhenunterschiede infolge von aufgelegten Platten durch tiefere Einkämmung ausgeglichen.

Gegen Verschiebung der weit liegenden Schwellen in der Längenrichtung der Brücke hat man hauptsächlich folgende Mittel angewandt:

a) Winkeleisenabschnitte, welche mit den Gurtungen vernietet sind und die Schwellen zwischen sich nehmen (Taf. XVIII, Fig. 173).

Das Abheben der Querschwelle verhindert man durch unter dieselbe geschraubte Klemmplatten (Taf. XVIII, 173a) oder durch eine bis zwei Schienenschrauben (Tirefonds) von etwa 20 mm Durchmesser, welche durch die frei stehenden Winkeleisenschenkel in das Holz greifen (Fig. 174). Wagerechte Schraubenbolzen, welche durch die beiden lotrechten Schenkel der Winkeleisenpaare gehen, sind weniger zu empfehlen, da die Schwelle in der Regel auf dem Bolzen allein ruht und dadurch dessen Bruch leicht herbeiführt.

b) Lotrechte Schraubenbolzen, welche durch die Querschwelle und durch offene Nietlöcher der Schwellenträger oder besser durch seitlich an dieselben genietete Blechstreifen von gerader (Taf. XVIII, Fig. 175) oder Winkelform gezogen sind (Taf. XVIII, Fig. 176). Die winkelförmigen Streifen werden nur mit der Wand des Trägers vernietet, um seine Tragfähigkeit so wenig als möglich zu schwächen; sie empfehlen sich daher hauptsächlich für I-Träger, deren obere Gurtungen keine Nietlöcher enthalten.

Die Bolzenmuttern findet man oben auf den Schwellen wie unter denselben angeordnet. Erstere Lage hat den Vorzug, dafs man das Festsitzen der Mutter leichter prüfen kann, während bei der andern der Bolzen nicht abfällt, auch wenn die Mutter vollständig zurückgegangen ist. In beiden Fällen sind Sicherheitsvorrichtungen zur Verhinderung des Losdrehens erwünscht.

c) Lotrechte Bolzen mit Unterlegscheiben, welche unter die Trägergurtung greifen und am Drehen durch Ansätze verhindert sind, die sich beim Anziehen der Mutter in das Holz drücken (Fig. 177).

d) Hakenschrauben. Damit sich bei diesen der Haken nicht unter der Trägergurtung wegdrehen könne, ist der Bolzenschaft am unteren Ende mit einer Nase zu versehen (Fig. 178).

Fig. 174.

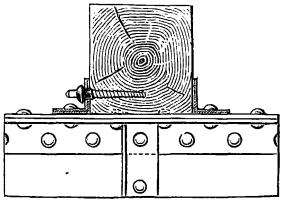


Fig. 177.

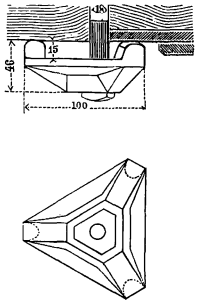
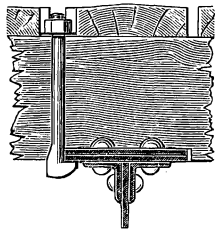


Fig. 178.



Die letzteren beiden Befestigungsarten haben den Nachteil, dafs bei einer Lockerung der Mutter die Längenverschiebung der Schwellen nicht mehr verhindert ist. Die Schrauben müssen daher höchst sorgsam überwacht werden.

Bei eng liegenden Querschwellen befestigt man gewöhnlich nur die je dritte oder vierte Schwelle in der unter b) angegebenen Weise; die übrigen verhindert man an der gegenseitigen Verschiebung durch Saumschwellen (Taf. XIX, Fig. 179) oder Flacheisen (Taf. XIX, Fig. 180), mit denen man sie verbolzt oder vernagelt. Auch die weit liegenden Schwellen pflegt man mit Saumschwellen einzufassen und zu verbolzen, damit sich nicht eine Schwelle gesondert von den übrigen durchbiegen und verschieben könne. Als Schraubenbolzen der Saumschwellen dienen hier vielfach die Geländerpfosten oder deren Befestigungsbolzen (Taf. XIX, Fig. 181).

2. Eiserne Querschwellen.

Die gewöhnliche Art der Befestigung dieser Schwellen besteht in der Vernietung ihrer wagerechten Ansätze mit den darunter befindlichen Trägergurtungen.

Abmessung der Querschwellen.

Die geringste Dicke, welche Holzschwellen haben müssen, damit die Befestigungsmittel für die Schienen regelrecht darin haften, beträgt etwa 150 mm. Gröfsere Dicken erhalten dieselben namentlich, wenn sie über ein gewisses Mafs auf Biegung beansprucht werden, oder

wenn sie in gröfseren Abständen verlegt sind, indem alsdann bei einer auf der Brücke vorkommenden Entgleisung die Gefahr des Durchbruches der Fahrbahn eine höhere ist. Bezeichnet Fig. 182:

P den von der Schiene auf die Querschwelle übertragenen gröfsten Druck, in Kilogrammen;

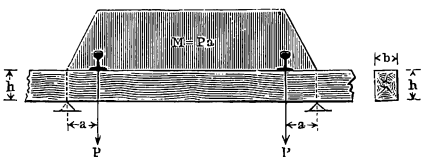
a den Abstand des Druckes P von der Mitte des nächstliegenden Schwellenträgers in Zentimetern;

b, h, die Breite und Höhe der Schwelle, in Zentimetern;

s die zulässige Beanspruchung derselben, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter,

so folgt, wenn man die Schwelle als einen auf zwei Stützen frei aufliegenden Balken ansieht und das Eigengewicht der Fahrbahn unberücksichtigt läfst:

Fig. 182.



$$Pa = \frac{1}{6} b h^2 s,$$

daher

$$h = \sqrt{\frac{6aP}{bs}}.$$

In Rücksicht auf die Einkappung der Schwelle sowie auf die durch die Hakennägel oder die Schienenschrauben herbeigeführte Schwächung des Querschnittes ist zu h noch ein Zusatz von etwa 2 cm zu machen, so dafs erscheint:

$$\textbf{110} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h = 2\,\text{cm} + \sqrt{\frac{6aP}{bs}}.$$

Den Druck P wollen wir aus Sicherheitsrücksichten gleich dem vollen Raddruck der am stärksten belasteten Lokomotivachse annehmen, d. i. 6500 bis 7000 kg für Hauptbahnen und 5000 kg für normalspurige Nebenbahnen. Die zulässige Inanspruchnahme kann für Nadelholz zu $s = 60$ kg und für Eichenholz zu $s = 70$ kg pro Quadratzentimeter genommen werden. Der Ausdruck $\frac{P}{s}$ nimmt daher für letztere Holzart den Werth 100, bezw. 70, je nachdem die Schwelle einer Haupt- oder normalspurigen Nebenbahn angehört und ergiebt sich für die Schwellendicke:

$$\textbf{111} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h = 2\,\text{cm} + \sqrt{\frac{600 \,.\, a}{b}}$$

für die Hauptbahn,

$$\textbf{112} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h = 2\,\text{cm} + \sqrt{\frac{420 \,.\, a}{b}}$$

für die Nebenbahn.

Nach Gleichung 111 ist folgende Tabelle berechnet:

a	5	10	20		25		cm
b	20	20	20	22	22	25	„
h	14,2	19,3	26,5	25,4	28,1	26,5	„

Aus praktischen Rücksichten mufs indessen, wie früher bemerkt, die Schwellendicke mindestens 15 cm betragen. Die Schwellenträger würden bei $a = 5$, 10, 20, 25 cm, die Abstände 1,6, 1,7, 1,9, 2,0 m erhalten.

Für die eisernen Querschwellen ergiebt sich, wenn man dieselben als Balken auf zwei Stützen berechnet und mit W das Widerstandsmoment des Nutzquerschnittes in Zentimetern[3] für die wagerechte Schwerachse bezeichnet:

$$W = \frac{Pa}{s}, \text{ oder } a = \frac{s}{P} W.$$

Stellt man die Querschwellen aus Flufseisen her und giebt denselben das trapezförmige Profil Fig. 163, so ist $W = 72$ und kann $s = 1$ Tonne pro Quadratzentimeter gesetzt werden, daher $a = \frac{72}{P}$; also für $P = 6{,}5,\ 7,\ 8$ Tonnen, $a = 11{,}1,\ 10{,}3,\ 9$ cm. Um gröfsere Formänderungen der Schwellen des vorstehenden Profiles zu vermeiden, hat man die wagerechten Ansätze derselben durch einzelne Flacheisen verbunden.

§. 46.

Lagerung der Schienen auf hölzerne Langschwellen und eiserne Längsträger.

1. Hölzerne Langschwellen zur Auflagerung der Schienen.

Die Unterstützung der Schienen durch hölzerne Langschwellen hat gegenüber den Querschwellen den Vorteil, dafs der Holzbedarf der Fahrbahn ein geringerer ist. Ferner lassen sich die Fahrschienen auf dem Überbau ohne Rücksicht auf die Lage ihrer Stöfse verlegen, was bei Querschwellen nur möglich, wenn ihr Abstand ein gewisses Mafs nicht überschreitet (vergl. §. 45). Dagegen sind bei Langschwellen besondere Mittel zur Sicherung der Spurweite erforderlich und hat das leicht eintretende Windschiefwerden derselben Veränderungen letzterer Weite im Gefolge. Bei oben liegender Fahrbahn kommt für die Langschwellen als nachteilig hinzu, dafs die Fufswege auf Kragträger gelegt werden müssen, während Querschwellen dieselben unmittelbar aufnehmen. Gewöhnlich findet man daher Querschwellen zur Lagerung der Schienen auf eisernen Brücken angewandt.

Form und Auflagerung der Langschwellen.

Die hölzernen Langschwellen haben im Querschnitt die Form eines Rechteckes, welches oben zur Herstellung der Schienenneigung mit einer Schräge von etwa 1 : 20 versehen ist.

Zur Unterstützung der Langschwellen dienen in der Regel Querträger, welche in bestimmten, der Tragfähigkeit der Schwelle entsprechenden Abständen angebracht sind, oder Längsträger, auf welchen dieselben stetig aufliegen, so dafs sie wie eine elastische Zwischenlage wirken. Ist im letzteren Falle die Konstruktionshöhe nicht zu sehr beschränkt, so läfst man die Langschwellen über die an die Längsträger sich schliefsenden Querträger hinweggehen; steht aber nur eine geringe Höhe zur Verfügung, so legt man die Schwellen tiefer und unterbricht sie an letzteren. Die Fahrschiene mufs sich dann auf die Breite der Querträgergurtung frei tragen (Taf. XX, Fig. 183). Eine andere Art der Auflagerung der Langschwellen zeigt die neue Elbbrücke bei Riesa. Die Schwellen liegen hier zwischen Winkeleisen auf einem Belage aus Zoreseisen, der lotrecht unter den Fahrschienen durch Längsträger unterstützt wird. Damit letztere nur in der Längenachse Druck erhalten, ist auf der

oberen Gurtung mit Hilfe von Stiften ein Flacheisen befestigt, welches die Nietköpfe überragt (Taf. XX, Fig. 184).

Man hat auch die Langschwellen zwischen Zwillingsträger, welche die Haupt- oder Schwellenträger des Überbaues bilden, entweder unmittelbar auf die inneren Schenkel der unteren Gurtung, oder unter Einschaltung von Balkenabschnitten gelagert.

Zuweilen hat man statt dessen zur Unterstützung der Schwellen kurze Querträger oder Platten zwischen die Träger genietet (Taf. XX, Fig. 185).

Befestigung der Langschwellen.

Die Befestigung der Langschwellen zwischen Zwillingsträgern geschieht durch senkrechte oder wagerechte 20 bis 25 mm starke Bolzen, je nachdem die Schwellen auf Querträgern oder Platten, bezw. auf den Gurtungen der Träger ruhen. Die Löcher für die wagerechten Bolzen müssen einige Millimeter weiter gemacht werden, als es der Bolzenschaft verlangt, damit nach dem Zusammentrocknen des Holzes letzterer nicht zum Tragen komme und dadurch der Gefahr des Durchbruches ausgesetzt werde.

Fig. 186.

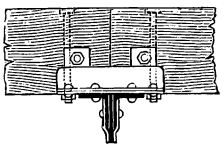
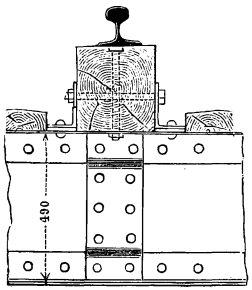


Fig. 186a.



Oesterreichische Südbahn. 1 : 20.

Die auf Querträgern ruhenden Langschwellen werden mit denselben, um Längenverschiebungen zu verhindern, verbolzt und aufserdem oft noch 10 bis 15 mm verkämmt.

Zur Verhinderung der Querverschiebung nietet man auf die oberen Gurtungen der Querträger Winkeleisenabschnitte, welche sich gegen die innere oder gegen beide Langseiten der Schwelle legen, und zieht durch dieselben wagerechte Bolzen. Bei zweiseitig angebrachten Winkeleisen ist es zweckmäfsig, den aufrecht stehenden Schenkel des einen Winkeleisens länger als denjenigen des andern zu nehmen, um die Befestigungsbolzen nur durch je einen Winkeleisenschenkel ziehen zu können. Die Schwelle läfst sich alsdann gegen das eine Winkeleisen fest anziehen und wird das Aufliegen derselben auf den Bolzen verhindert. Damit letztere durch die Stöfse der Eisenbahnfahrzeuge möglichst wenig beansprucht werden, empfiehlt es sich, die Winkeleisen, welche die Bolzen enthalten, an die Aufsenseite der Langschwelle zu legen (Fig. 186). Wenn die Queraussteifungen des Überbaues an die Langschwelle reichen, kann man dieselben anstatt der äufseren Winkeleisen zum Anschlufs der Schwelle benutzen; auch die inneren Winkeleisen hat man in diesem Falle weggelassen.

Die Schwellenstöfse ordnet man stumpf an und legt sie auf besondere, mit den Querträgern vernietete Platten, um die Auflagerfläche zu verbreitern und die senkrechten Befestigungsbolzen weiter ab von dem Stofse und unabhängig von den Nietlöchern der Gurtung einziehen zu können (Fig. 186a).

Bei dem Thalübergang von Souleuvre in Frankreich hat man die Langschwellen am Stofs zwischen zwei Winkeleisen gelegt, von denen das innere 400, das äufsere 200 mm lang ist (Taf. XX, Fig. 187a und 187b); durch die überstehenden Enden des ersteren gehen zwei

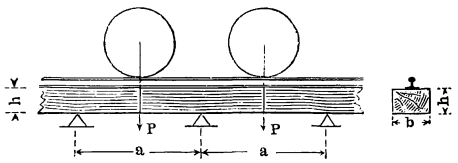
22 mm starke wagerechte Bolzen, deren Abstand 300 mm beträgt. Zur weiteren Befestigung der Langschwellen dienen auf je 1 m Länge Bolzenpaare, welche die Schwellen mit Hülfe von quer über dieselben gelegten Flacheisen niederhalten; aufserdem sind noch in der Mitte jedes Trägerfeldes zu beiden Seiten der Langschwelle Winkeleisen von 200 mm Länge angebracht, um seitliche Verschiebungen der Schwelle zu verhindern.

Liegen die Schwellen auf Längsträgern, so werden sie mit denselben durch je zwei 20 bis 25 mm starke, lothrechte Schraubenbolzen, deren Muttern unten liegen, etwa alle Meter verbunden.

Abmessungen der Langschwellen.

Für die Querschnittsbemessung der stetig unterstützten Langschwellen sind nur Rücksichten auf die Schienenbefestigung und die gute Verbindung mit den darunter liegenden Trägern mafsgebend; im Mittel hat man denselben 150 mm Höhe und 250 mm Breite gegeben. Von Querträgern unterstützte Langschwellen sind dagegen als durchgehende, auf ihren Stützpunkten frei aufliegende Träger zu berechnen.

Fig. 188.



Nimmt man zur Sicherheit an, dafs die Schwellen nur über drei aufeinander folgende Querträger ohne Unterbrechung gehen und sieht man von den verschiedenen Durchbiegungen der letzteren unter der Last der Eisenbahnfahrzeuge ab, so kann man die Langschwelle als Träger auf drei gleich hohen Stützpunkten betrachten. Bezeichnet nun Fig. 188:

P den gröfsten Raddruck, in Kilogrammen;

a den Abstand der Querträger, in Zentimetern;

b, h die Nutzbreite, bezw. Höhe der Langschwelle, in Zentimetern;

J_1, J_2 das Trägheitsmoment des Nutzquerschnittes der Langschwelle, bezw. des Querschnittes der Fahrschiene im abgenutzten Zustande, in Zentimetern[4], bezogen auf die wagerechte Schwerachse;

E_1, E_2 das Elastizitätsmafs der Langschwelle, bezw. der Fahrschiene in Kilogrammen pro Quadratzentimeter;

ϱ den Krümmungshalbmesser der Biegungslinie über der Mittelstütze, in Zentimetern;

s die zulässige Beanspruchung der Langschwelle, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter;

M das gröfste Biegungsmoment über der Mittelstütze, in Zentimeterkilogrammen;

M_1, M_2 den auf die Langschwelle, bezw. die Fahrschiene kommenden Teil des letzteren, in Zentimeterkilogrammen,

so folgt, wenn man das Eigengewicht der Langschwelle und Fahrschiene als nicht in Betracht kommend vernachlässigt und jede der beiden Öffnungen in der Mitte mit P belastet ansieht:

$$M = \frac{3}{16} Pa,$$

wofür in Rücksicht auf ungleiche Höhenlage der Stützpunkte $M = \frac{1}{4} Pa$ gesetzt werden soll.

Weiter hat man, da der Krümmungshalbmesser der Biegungslinie für Langschwelle und Schiene gleich ist:

$$M_1 = \frac{E_1 J_1}{\varrho};\ M_2 = \frac{E_2 J_2}{\varrho};\ M = M_1 + M_2;$$

daher

$$M = M_1 \left(1 + \frac{E_2}{E_1}\frac{J_2}{J_1}\right),$$

oder weil

$$M_1 = \frac{2s}{h} J_1,$$

$$M = \frac{2s}{h}\left(J_1 + \frac{E_2}{E_1} J_2\right) = \frac{1}{4} Pa.$$

Nun ist $J_1 = \frac{1}{12} bh^3$ und ergiebt sich daher für die Nutzbreite des Querschnittes der Langschwelle:

$$\textbf{113} \quad \ldots \quad b = 1{,}5 \frac{a}{h^2}\frac{P}{s} - 12 \frac{E_2}{E_1}\frac{J_2}{h^3}.$$

Für die Länge, auf welche sich die Schwelle frei trägt, hat man:

$$\textbf{114} \quad \ldots \quad a = \left(\frac{2}{3} bh^2 + 8 \cdot \frac{E_2}{E_1}\frac{J_2}{h}\right)\frac{s}{P}.$$

Setzt man, wie im vorigen Paragraphen, $\frac{P}{s} = 100$ und nimmt $\frac{E_2}{E_1} = 20$; $J_2 = 780\,\text{cm}^4$, so ergiebt sich:

$$\textbf{115} \quad \ldots \quad b = 150 \cdot \frac{a}{h^2} - \frac{187\,200}{h^3},$$

$$\textbf{116} \quad \ldots \quad a = \frac{bh^2}{150} + \frac{1250}{h}.$$

Hätte z. B. die Langschwelle bei 25 cm Höhe eine Breite von 30 cm und wären zur Befestigung Bolzen von 2 cm Durchmesser verwandt, so würde sich für die freitragende Weite a ergeben, da $b = 30 - 2 = 28$ cm:

$$a = \frac{28 \cdot 25^2}{150} + \frac{1250}{25} = 167\,\text{cm (abger.)}.$$

2. Eiserne Längsträger zur Auflagerung der Schienen.

Die Lagerung der Schienen auf eiserne Träger hat ein härteres Befahren und stärkere Erschütterungen des Überbaues im Gefolge als es bei Einschaltung von Holzschwellen der Fall ist. Man sollte daher die Lagerung von Eisen auf Eisen nur dann wählen, wenn die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe die Verwendung hölzerner Schwellen nicht erlaubt.

In der Regel legt man die Schiene nicht unmittelbar auf die Träger, sondern auf keilförmige, die Schienenneigung herstellende Unterlagsplatten. Längs des Schienenfufses giebt man denselben meistens Leisten, um seitliche Drücke der Schiene nicht unmittelbar auf die Befestigungsmittel zu übertragen (Fig. 189). Die Befestigung der Platten erfolgt zweckmäfsig durch je zwei schräg einander gegenüberstehende Niete und diejenige der Schiene durch zwei in der Unterlagsplatte ebenso angeordnete Schraubenbolzen; oft hat man die Niete weggelassen und die Schiene nebst Platte nur durch zwei einander gerade oder schräg einander

gegenüberstehende Schrauben gehalten (Fig. 190). Unter die Muttern der letzteren legt man Klemmplättchen, die mit der einen Kante auf dem Schienenfufse, mit der anderen auf der Unterlagsplatte ruhen, in der Mitte aber frei liegen. Beim Anziehen der Mutter wirkt daher das Plättchen federnd gegen dieselbe und somit hindernd auf das Losdrehen.

Zur weiteren Sicherheit gegen den Rückgang der Mutter hat man die Tudorsche Schraubenverbindung angewandt (Fig. 191). Der Bolzen der letzteren trägt in einem gewissen Abstande zwei rechtsgängige Schraubengewinde verschiedener Steigung und auf jedem derselben eine viereckige Mutter, welche an der Drehung durch vortretende Leisten des darunter liegenden Klemmplättchens, bezw. durch das angrenzende Winkeleisen verhindert wird. Bei einer Drehung des Bolzens bewegen sich die Muttern, je nach der Drehrichtung, um den Unterschied der Steigung beider Gewinde gegen oder voneinander. Im ersten Falle üben sie gegen ihre Unterlage unter sonst gleichen Verhältnissen einen gröfseren Druck aus als die

Fig. 189.

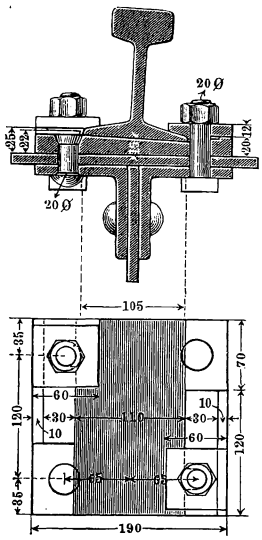


Fig. 190.

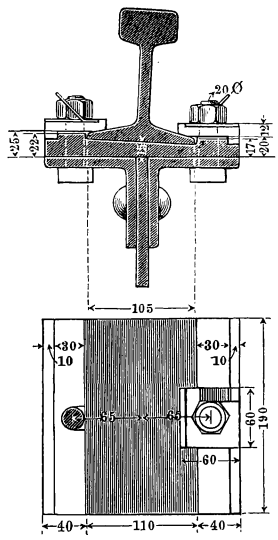
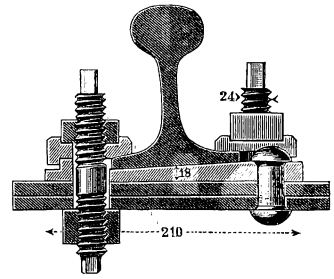


Fig. 191.



Breslau-Mittelwalder Eisenbahn (1 : 5).

einfache Schraubenverbindung, indem der Weg des Widerstandes ein kleinerer ist. Man hat daher beim Anziehen des Bolzens mit Vorsicht zu verfahren, um das Abwürgen desselben zu vermeiden.

Gegen Losdrehen infolge von Erschütterungen bietet die Tudorsche Schraubenverbindung, wie leicht zu erkennen, eine gröfsere Sicherheit als die gewöhnliche, indem bei ihr die auf Lockerung hinarbeitenden Kräfte am mittleren Gewindehalbmesser wirken, während im anderen Falle der mittlere Halbmesser der Auflagerfläche der Schraubenmutter in Frage kommt.

Auf der Breslau-Mittelwalder Bahn ist die Tudorsche Verbindung bei einer Reihe von Brücken zur Ausführung gekommen.

Andere Mittel zur Verhinderung des Rückganges der Schraubenmutter bestehen in der Anordnung von Gegenmuttern, von Unterlagsblechen, an denen sich ein Streifen aufbiegen läfst, sowie von federnden Unterlagsscheiben bezw. Ringen.

Was die unmittelbare Auflagerung der Schienen auf eiserne Träger anlangt, so ist mit derselben der Übelstand verknüpft, dafs die Schiene infolge von kleinen Ausführungsfehlern nicht in allen Punkten fest aufliegt; ferner müssen die Träger entsprechend der Schienenneigung schräg aufgestellt werden (Taf. XXI, Fig. 192), wodurch in einzelnen Fällen

Schwierigkeiten in der Ausführung entstehen können. Verläuft die obere Gurtung der Träger staffelförmig oder sind auf derselben Nietreihen mit nicht versenkten Köpfen vorhanden, welche unter den Schienenfufs zu liegen kommen würden, so schliefst sich die vorstehende Art der Auflagerung ohne weiteres aus.

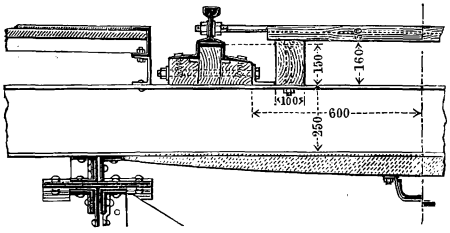
§. 47.

Auflagerung des eisernen Langschwellen-Oberbaues.

Von den vielen zur Ausführung gekommenen Oberbausystemen mit eisernen Langschwellen sollen hier nur diejenigen näher betrachtet werden, bei welchen eine breitbasige Fahrschiene auf einer trogförmigen Langschwelle gelagert ist, also die sogenannten zweiteiligen Systeme, wie sie z. B. von Hilf und Haarmann angegeben sind. Derartige Gleise kann man über die Brücke entweder in der Weise führen, dafs man vor derselben die Langschwellen aufhören läfst und nur die Schiene überführt, oder dafs man beide Teile beibehält.

Bei dem ersteren Verfahren stützt man die Schienen durch Lang- oder Querschwellen in der besprochenen Weise und legt an den Landpfeilern in das Gleis unter die Enden der Langschwellen je eine eiserne Querschwelle oder lagert letztere daselbst auf dem Mauerwerke sicher auf; jedoch ist hiermit der Nachteil verbunden, dafs im Gleise an den Übergangsstellen leicht infolge der geänderten Auflagerverhältnisse Unregelmäfsigkeiten in der Höhenlage entstehen.

Fig. 194.



Unterführung des Kupfergrabens (Berliner Stadteisenbahn). 1 : 22.

Wenn man die Langschwelle mit überführt, lagert man dieselbe je nach ihrem Profile entweder unmittelbar auf, oder auf hölzerne Klötze bezw. Langschwellen, welche den Innenraum derselben ausfüllen und in Abständen, die der Tragfähigkeit des Oberbaues entsprechen, durch hölzerne Querschwellen unterstützt werden. Bei der Hilfschen Langschwelle hat man zwei solcher Futterstücke (Taf. XXI, Fig. 193) und bei der Haarmannschen deren drei (Fig. 194) verwandt und dieselben auf den Querschwellen durch Bolzen oder Holzschrauben sowie durch eine etwa 20 mm tiefe Einkämmung befestigt.

Den eisernen Langschwellen hat man den erforderlichen Halt durch übergreifende, mit den Querschwellen verbolzte Winkel gegeben (Taf. XXI, Fig. 193) oder man hat die Schrauben für die Klemmplättchen der Schienen bis in die Querschwellen des Überbaues greifen lassen (Taf. XXI, Fig. 195).

Neuerdings hat man die Hilfschen Langschwellen auch auf einem dicht liegenden Belage von Zoreseisen unmittelbar ohne irgend welche Zwischenmittel gelagert. Eine derartige Anordnung zeigt der Thalübergang über den Oschütsbach in der Eisenbahnlinie Mehltheuer-Weida in Sachsen (Taf. XXI, Fig. 196). Der Belag ruht auf den T-förmigen Obergurten der 2,5 m voneinander entfernten Hauptträger frei in der Weise auf, dafs er nur in der Mittellinie der Gurtung Druckkräfte übertragen kann. Zu dem Ende ist auf letztere ein 50 mm breites Flacheisen gestiftet, dessen Höhe je nach der Anzahl der Gurtungslamellen eine verschiedene

ist. Gegen Seitenverschiebung ist der Zoresbelag durch zwei untergenietete Winkeleisen (*a*), welche sich an die äufsere Seite der Gurtungslamellen legen, gesichert und ist das Abheben durch 0,5 m lange Winkeleisen (*b*), deren wagerechte Schenkel unter die Lamellen greifen und in Abständen von 5 m an erstere Winkeleisen geschraubt sind, verhütet. Vorkehrungen zur Verhinderung einer Längenverschiebung des Zoresbelages sind dagegen nicht getroffen.

Die Langschwellen Hilfscher Form sind mit dem Zoresbelage abwechselnd an der äufseren und inneren Gleisseite unter Benutzung von Winkellaschen vernietet. Unter sich stehen die Langschwellen an den Stöfsen durch je zwei Laschen in Verbindung, welche sich der Innenseite des Profiles anschmiegen. Den Fahrschienen ist lotrechte Lage gegeben, eine Anordnung, welche einen nachteiligen Einflufs auf die Schienenabnutzung, wie nach mehrjährigem Betriebe durch Gipsabgüsse ermittelt ist, nicht gehabt hat.

Zur Feststellung des Verhaltens einer solchen Fahrbahn bei starker Belastung, namentlich zur Ermittelung der Druckverteilung über die Zoreseisen, sind von der Königin Marienhütte in Cainsdorf, welche den eisernen Überbau lieferte, Versuche mit einer aus 16 Zoreseisen bestehenden Fahrbahn gemacht. Die Raddrücke der Lokomotive wurden durch eine entsprechende Belastung der Schienen dargestellt, welche man nach 12stündiger Dauer auf das $1^1/_2$fache jener Drücke steigerte. Mittels Fühlhebel von fünffacher Übersetzung wurden die Durchbiegungen gemessen; dieselben verschwanden nach der Entlastung der Bahn vollständig.

Aus den Durchbiegungen bei einfacher Belastung und dem Nichtvorhandensein bleibender Durchbiegungen war mit genügender Sicherheit darauf zu schliefsen, dafs sich ein Raddruck von 6,5 Tonnen nahezu auf fünf Zoreseisen gleichmäfsig verteilt und in denselben eine Beanspruchung von 800 bis 850 kg pro Quadratzentimeter hervorruft. Näheres: Civil-Ingenieur 1887; Prefsler und Krüger: Die Staatseisenbahn Mehltheuer-Weida und der eiserne Pendelviadukt über das Oschützbachthal.

§. 48.

Lagerung des Gleises in einer Schotterbettung.

Um ein Schotterbett auf dem Überbau anordnen zu können, ist die Fahrbahn mit einer Decke, der sogenannten Brückentafel, zu versehen. Auf älteren Brücken ist letztere aus einem Bohlenbelage, aus gufseisernen oder steinernen Platten, oder aus Ziegelgewölben gebildet, während die neueren Ausführungen im allgemeinen Brückentafeln aus Schweifs- oder Flufseisen in Form von Buckelplatten (§. 60), Wellblech oder genieteten Trögen (§. 62) sowie von Formeisen (§. 63) zeigen, indem diese geeigneter sind, starken Erschütterungen auf die Dauer Widerstand zu leisten.

Vor den bisher betrachteten Lagerungsarten hat die Einbettung des Gleises in einen Ballastkörper mannigfache Vorteile. Hauptsächlich wird die Stofswirkung der Eisenbahnfahrzeuge auf die Fahrbahn und Hauptträger durch die verhältnismäfsig grofse Masse des Bettungskörpers sehr gemildert und gestalten sich die Verlegung und Unterhaltung des Gleises auf der Brücke wegen der Gleichartigkeit mit der freien Strecke einfacher.

Ferner dämpft die Schotterbettung das sonst beim schnellen Befahren der eisernen Brücken entstehende höchst unangenehme Geräusch, was in Städten von nicht unwesentlicher Bedeutung ist. Die Bettung gewährt aufserdem vollkommene Feuersicherheit sowie Schutz

gegen das Einbrechen des Zuges bei einer Entgleisung, vorausgesetzt, dafs die Brückentafel hinreichend stark gemacht ist. Endlich kann die Abzweigung eines Gleises mit Hülfe einer Weiche, oder die Anlage einer Gleiskreuzung bei Vorhandensein einer Bettung (genügende Breite der Fahrbahn vorausgesetzt) leichter auf dem Überbau ausgeführt werden.

Erscheint hiernach die Lagerung des Gleises in einer Schotterbettung als die technisch vollkommenste, so steht ihrer allgemeinen Einführung doch der Umstand entgegen, dafs die Brücke durch das Schotterbett weit mehr belastet wird als durch die sonst üblichen Fahrbahnen, und daher erheblich stärkere Haupt- und Zwischenträger erfordert. Vor allem kommt dieser Nachteil bei Brücken gröfserer Spannweiten in Betracht, weshalb man die Überführung des Schotterbettes im allgemeinen nur bei kleineren Brücken ausgeführt hat.

Das Gewicht einer zwischen den Hauptträgern liegenden Schotterbahn anlangend, so beträgt dasselbe einschliefslich der Fahrbahnträger für das Meter und Gleis, wenn der gewöhnliche Querschwellenoberbau mit Schwellen von 2,5 . 0,25 . 0,16 m in Abständen 0,8 m in einem 4 m breiten und 0,3 m dicken Schotterbett zur Verwendung kommt:

1 Meter Gleis (Schienen, Querschwellen nebst Verbindungsteilen) .	210 kg
Fahrbahnträger nebst Buckelplatten zum Tragen der Schotterbettung	640 „
1 Meter Schotterbett: $\left(4 \,.\, 0{,}3 - \frac{2{,}5 \,.\, 0{,}25 \,.\, 0{,}16}{0{,}8}\right) 2000$	2150 „
Summa	3000 kg.

Die Fahrbahn mit hölzernen Querschwellen und Bohlenabdeckung nebst Fahrbahnträgern wiegt dagegen im Mittel nur etwa 800 kg für das Meter und Gleis.

Das gröfsere Gewicht der Schotterbahn hat selbstverständlich eine Erhöhung des Gewichts der Hauptträger im Gefolge. Bezeichnet:

l die Stützweite des Überbaues, in Metern;

A das Gewicht der Fahrbahn einschliefslich der Fahrbahnträger, in Kilogrammen für das Meter und Gleis;

q die fremde Last, in Kilogrammen für das Meter und Gleis;

g das Gewicht der Hauptträger, in Kilogrammen für das Meter und Gleis,

so kann man in runder Summe für g setzen:

$$117 \ldots g = \frac{A + q}{250 - l} l.$$

Nimmt man nun die fremde Last q für Spannweiten von 20 bis 60 m im Durchschnitt zu 5000 kg an, so ergiebt sich für das Gewicht der Hauptträger:

$$g_1 = \frac{5800}{250 - l} l$$

für ein Gleis bei gewöhnlicher Fahrbahnanordnung;

$$g_2 = \frac{8000}{250 - l} l$$

für ein Gleis bei Schotterbettung.

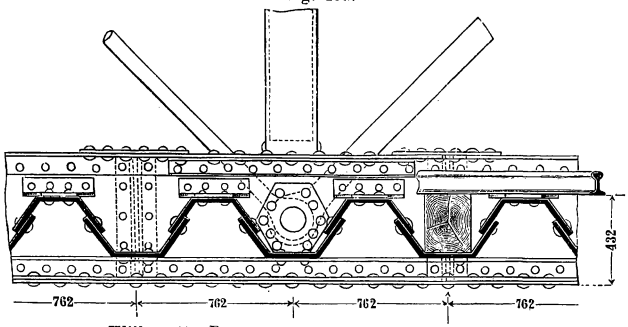
Es ist daher:

$$g_2 = \frac{8000}{5800} g_1 = 1{,}38 \, g_1.$$

Durch die Anwendung eines Schotterbettes erhöht sich also im vorliegenden Falle das Gewicht der Hauptträger um 38 Prozent.

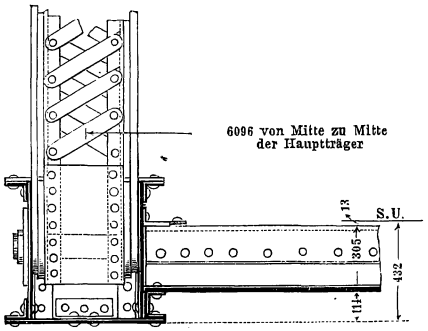
In Rücksicht auf diese beträchtliche Gewichtsvermehrung hat man der Schotterbahn vielfach eine geringere Breite und Dicke, als vorhin angenommen, gegeben, so auf einer Brücke der Badischen Odenwaldbahn in Heidelberg (Taf. XXI, Fig. 197). Die für jedes der beiden Gleise zwischen zwei Blechbalkenträgern auf Buckelplatten gelagerte Schotterbettung hat hier 2,8 m Breite bei einer Dicke von 167 mm über den Querträgern und 297 mm über den Mitten der Buckelplatten. Das metrische Gewicht der durchschnittlich 0,24 m dicken Bettung beläuft sich daher auf $2{,}8 \cdot 0{,}24 \cdot 2000 = 1340$ kg (abgerundet). Hierzu kommen noch für das Gewicht der Buckelplatten und des Zwischenträgersystems 460 kg, und für das mit eisernen Querschwellen ausgestattete Gleis 150 kg, sodafs sich das Gewicht der Fahrbahn einschliefslich der Fahrbahnträger auf 1950 kg für das Meter und Gleis stellt; immerhin noch 1150 kg mehr als bei gewöhnlicher Gestaltung der Fahrbahn.

Fig. 198.



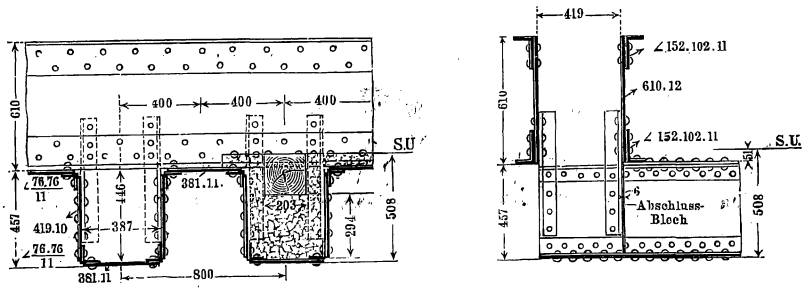
Willamette-Brücke*) zu Portland, Oregon. 1 : 30.

Fig. 198a.



Um an Schottergewicht zu sparen, hat man auch auf Brücken mit Querschwellenoberbau der Brückentafel die Form von aneinander gereihten, quer zur Längenachse der Brücke liegenden

Fig. 199.



Zweigleisige Brücke über den Erie-Kanal bei Rome, New York. 1 : 30.

*) Die Willamette-Brücke enthält unten ein normalspuriges Eisenbahngleis, darüber eine Strafsenfahrbahn. Es erklärt sich so der 6,096 m betragende Abstand der Hauptträger. Eine Verfüllung der Querschwellen für das Eisenbahngleis ist nicht vorgenommen.

Trögen von trapezförmigem (Fig. 198 a. v. S.) oder rechteckigem Querschnitt (Fig. 199) gegeben. Die Querschwellen des Gleises liegen mit ihrer Unterkante entweder über, oder bis zu einer gewissen Tiefe in den Trögen, in welch letzterem Falle das Unterstopfen der Querschwellen erschwert wird. Bei beiden Anordnungen ist das Fahrbahngewicht trotz der Einschränkung des Bettungskörpers ein noch recht erhebliches und beträgt z. B. bei den Fahrbahnen gemäfs Fig. 198 und Fig. 199, 1170 bezw. 3180 kg für das Meter und Gleis.

Endlich ist noch zu erwähnen, dafs auf einigen Brücken der Berliner Stadtbahn die Langschwellen des eisernen Oberbaues in mit Schotter gefüllte Tröge gelegt sind (Taf. XXII, Fig. 200), welche Anordnung sich indessen nicht bewährt hat. Es bereitet das Unterstopfen der Langschwellen Schwierigkeiten, ebenso die Erhaltung der Schienenneigung, indem Querwinkel unter die Langschwellen nicht gelegt werden können. Näheres: Zeitschr. f. Bauwesen 1884, S. 138.

Das Eisengewicht einer Brücke mit Schotterbett läfst sich dadurch etwas vermindern, dafs man die zulässige Beanspruchung der Haupt- und Zwischenträger entsprechend der durch das gröfsere Brückengewicht gemilderten Stofswirkung der Eisenbahnfahrzeuge erhöht. Nimmt man hier die Wertziffer des Stofses (vergl. Gleichung 10, Seite 35) zu $1{,}1 + \frac{0{,}7}{n}$ an, worin n die Zahl der für die gröfste Beanspruchung des gegebenen Trägerteiles in Frage kommenden Achsen bedeutet, so hat man nach Gleichung 12, Seite 37, für die zulässige Beanspruchung der auf zwei Stützen frei aufliegenden, in den Knotenpunkten fest vernieteten Hauptträger einer schweifseisernen Eisenbahnbrücke:

$$s = \frac{s'}{\mu}\left(\frac{P+Q}{P+\varepsilon Q}\right) = \frac{1600}{1{,}9}\left(\frac{P+Q}{P+\varepsilon . Q}\right).$$

Bezeichnet nun p das Eigengewicht des Überbaues in Kilogrammen für das Meter und Gleis, so kann man für die zulässige Beanspruchung der Gurtungsstäbe schreiben, da P und Q für diese in geradem Verhältnis mit den metrischen Gewichten p bezw. q wachsen:

$$s = \frac{1600}{1{,}9}\left(\frac{p+q}{p+\varepsilon q}\right).$$

Wenn die Stützweite der Träger zwischen 20 und 80 m liegt, kann man im Mittel $q = 5000$ kg und, sofern eine Schotterbahn von 4 m Breite und 0,3 m Dicke für das Gleis vorhanden,

$$p = 3000 + \frac{8000}{250 - l}\,l$$

setzen; für die zulässige Gurtspannung der Hauptträger ergiebt sich alsdann folgende Tabelle:

$l = 20$	40	60	80	Meter
$\varepsilon = 1{,}17$	1,17	1,14	1,10	—
$s = 767$	772	790	808	kg pr. qcm

Für den praktischen Gebrauch wird man letztere Werte auf volle Zehner abrunden.

Versieht man den Überbau mit einer Fahrbahn gewöhnlicher Anordnung, so sind nach der Tabelle auf Seite 37 die entsprechenden Werte für s: 682, 696, 725, 754 kg pro Quadratzentimeter, so dafs in runden Zahlen eine um 12, 11, 9, 7 Prozent höhere Beanspruchung der Hauptträger beim Vorhandensein der erwähnten Schotterbahn zulässig ist.

Für die zulässige Beanspruchung der von einem rund 0,3 m dicken Schotterbett überdeckten Fahrbahnträger aus Schweifseisen kann man 700 kg pro Quadratzentimeter anstatt der sonst üblichen 600 kg nehmen.

§. 49.

Der Schienenauszug.

Wenn das Gleis mit den Fahrbahnträgern des Überbaues mittelbar oder unmittelbar fest verbunden ist, so nimmt es am beweglichen Ende des letzteren an den hier stattfindenden Längenbewegungen der Hauptträger in Folge von Temperaturunterschieden und Belastungen der Brücke teil. Es müssen daher an den genannten Stellen im Gleise Lücken vorhanden sein, welche den Schienensträngen die Längenverschiebung gestatten und seitlich so geführt sind, dafs die darüber fahrenden Züge möglichst geringe Stöfse erleiden und gegen Entgleisungen geschützt sind.

Bei Brücken kleinerer Länge, bis etwa 30 m, genügen zu dem Zwecke die Zwischenräume, welche die dem beweglichen Brückenende zunächst liegenden Schienen in den Laschenverbindungen haben, dagegen müssen bei gröfseren Brücken in das Gleis besondere Ausgleichsvorrichtungen, sogenannte Schienenauszüge, gelegt werden.

Für die im Gleise durch die genannten Längenverschiebungen entstehende gröfste Lücke hat man nach §. 30, sofern man einen Temperaturunterschied von 60° C. zu Grunde legt und Schweifseisen als Baumaterial annimmt:

$$\Delta = 0{,}0000123 \,.\, 60 \,.\, l = \frac{0{,}74}{1000}\, l,$$

worin l die Stützweite der Hauptträger bezeichnet; also bei

$l = 10$	20	40	60	80	100 m
$\Delta = 77$	15	30	44	59	74 mm (abger.)

Gegebenen Falls erhalten die vorstehenden Werte noch durch die elastischen Längenänderungen der Hauptträger bei Belastungen einen Zuwachs.

Auf einzelnen gröfseren Brücken hat man, anstatt Auszugsvorrichtungen in das Gleis zu legen, die Schienen auf den Querschwellen so befestigt, dafs sich letztere unter den Schienen in der Längenrichtung verschieben können; jedoch entspringen hieraus unter Umständen Unregelmäfsigkeiten in der Weite der Temperaturzwischenräume und in der gegenseitigen Lage der Schienenstöfse der beiden Gestränge des Gleises, weshalb das Weglassen der Auszugsvorrichtungen im allgemeinen nicht zu empfehlen ist.

Beträchtliche gegenseitige Verschiebungen der einander gegenüber liegenden Stöfse des Gleises zeigten sich z. B. bald nach der Eröffnung des Betriebes auf der Elbbrücke der Berlin-Dresdener Eisenbahn bei Niederwartha in Sachsen. Dieselbe hat sieben Öffnungen je 20 m und drei Öffnungen je 60 m lichter Weite und enthält zwischen den Hauptträgern aufser einem Eisenbahngleise auf dichtliegenden hölzernen Querschwellen einen in gleicher Ebene damit liegenden 6,2 m breiten Fahrweg. Das Gleis war anfänglich über den festen Auflagern der Hauptträger durch gewöhnliche, in Ausklinkungen des Schienenfufses geschlagene Hakennägel mit dem Überbau fest verbunden, im übrigen aber nur durch ebensolche Nägel, welche mit ihren Haken den Schienenfufs leicht berührten, niedergehalten. Die genannten Verschiebungen hörten erst dann auf, als man Auszüge in das Gleis legte und die Schienen fest mit den Querschwellen verband.

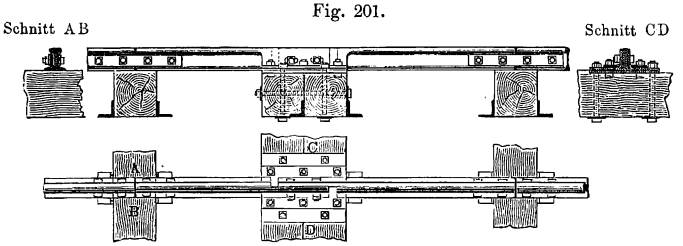
Bezüglich der Zwischenräume an den Schienenstöfsen ist zu erwähnen, dafs dieselben auch auf dem Überbau vorhanden sein müssen, indem sich bei Sonnenschein die Schienen schneller und in höherem Grade erwärmen als die Haupt- und Zwischenträger; ferner ist die Wertziffer für die Ausdehnung der Stahlschienen um etwa 4 Proz. kleiner als diejenige für Schweifseisen. Wenn nun die Schienen in der Längenrichtung nicht festgehalten sind, so werden infolge des Bestrebens derselben, in der Fahrrichtung zu wandern, leicht einzelne der Zwischenräume an den Stöfsen ganz verschwinden und andere dafür desto gröfser werden, indem die Laschen der Schienenstöfse nicht alle gleich fest angezogen sind und die für den Schienenfufs angewandten Befestigungsmittel einen ungleichen Druck auf denselben ausüben.

Was die nähere Einrichtung der Schienenauszüge anlangt, so sind hauptsächlich folgende Anordnungen ausgeführt:

1. Schienenauszug mit Überblattung der Schienen.

Bei Verwendung breitbasiger Schienen nimmt man vom Kopf und Fufs auf die Länge der Überblattung so viel ab, dafs die Stege aneinander gelegt werden können. Die Mittellinien der Schienen verschieben sich hierdurch um die Stegdicke und tritt die Fahrkante der einen Schiene um eben dieses Mafs vor diejenige der anderen, weshalb von ersterer ein entsprechender Streifen abgehobelt werden mufs. Um diese Hobelung nicht auf die ganze Schienenlänge erstrecken zu müssen, kann man der fraglichen Schiene, soweit sie im Auszuge liegt, eine wagerechte Ausbiegung gleich der Stegdicke geben.

Fig. 201.



Jalomitza- und Teleaga-Brücke. 1 : 30.

Die Verschiebung der Mittellinien würde man durch Halbierung der zu überblattenden Schienen verhindern können, jedoch erhielten alsdann die halbierten Stege bei den gewöhnlichen Abmessungen der Schienen eine für die Aufnahme schwerer Raddrücke zu geringe Stärke*).

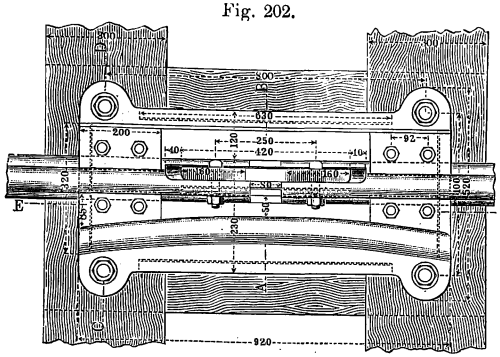
Die Übelstände, welche die Überblattung der breitbasigen Schiene bedingt, hat man durch Verwendung besonders geformter Auszugschienen vermieden. Als Querschnitt ist denselben der rechteckige mit oben abgerundeten Kanten, und der glockenförmige (Fig. 201), wie er für die Weichenzungen gebräuchlich, gegeben. Durch Einschaltung derartiger Schienen entsteht jedoch im Gleise eine gewisse Ungleichförmigkeit, wodurch die Unterhaltung desselben erschwert wird, und haben deshalb diese Schienenauszüge eine gröfsere Verbreitung nicht gefunden.

*) Auf einer Versuchsstrecke der Linksrheinischen Eisenbahn hat man neuerdings ein Gleis mit überblatteten Stössen unter Halbierung der Stege ausgeführt und zu dem Ende Schienen von 18 mm Stegdicke verwandt.

2. Schienenauszug mit Stützlasche.

Das Rad wird hier beim Übergange über die Lücke des Auszuges durch eine Lasche unterstützt, welche an der äufseren Seite der beiden beweglichen Schienen desselben angebracht

Fig. 202.



Österreichische Nord-West-Bahn. 1 : 15.

Fig. 202a.

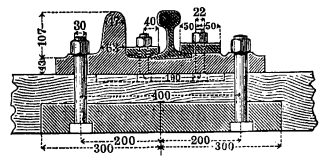
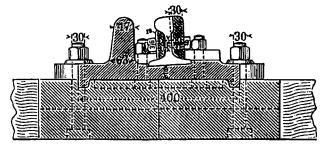
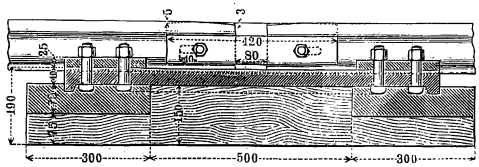


Fig. 202b.



ist (Fig. 202). Der Radreifen wird daher über der Lücke näher dem äufseren Umfange unterstützt und läuft daselbst wegen seiner Kegelform auf einem Kreise, dessen Durchmesser um einige Millimeter kleiner ist als derjenige des Laufkreises auf den angrenzenden Schienen. Aus diesem Umstande entspringen beim schnellen Befahren der Lücke Stöfse, sofern die Lasche bündig mit dem Schienenkopfe liegt. Dieselben sind auch dann nicht zu vermeiden, wenn man die Lasche an der Lücke mit einer der vorgeschriebenen Kegelform der Radreifen entsprechenden Überhöhung versieht, Taf. XXII, Fig. 205, welche von hier nach beiden Seiten allmählich bis auf Null abnimmt, indem sich die Radreifen im Laufe des Betriebes abnutzen und dadurch mehr die Zylinderform annehmen.

Fig. 202c.



Um bei überhöhten Laschen den Berührungspunkt zwischen Rad und Lasche allmählicher von der Schiene abzulenken als es bei unveränderlicher Laschendicke möglich; hat man letztere von den Enden nach der Mitte der Lasche gemäfs einer Geraden zunehmen lassen, indessen ist der hierdurch erzielte Gewinn ein ganz unbedeutender, die Ausführung der Lasche aber wesentlich erschwert.

Den Querschnitt der Stützlasche anlangend, so hat man dazu hauptsächlich verwandt:

a) Das angenähert halbe Profil der breitbasigen Schiene (Taf. XXII, Fig. 203);

b) das angenäherte Rechteck (Taf. XXII, Fig. 204);

c) das Laschenprofil der breitbasigen Schiene mit oberem Ansatz zur Stützung des Radreifens (Taf. XXII, Fig. 205).

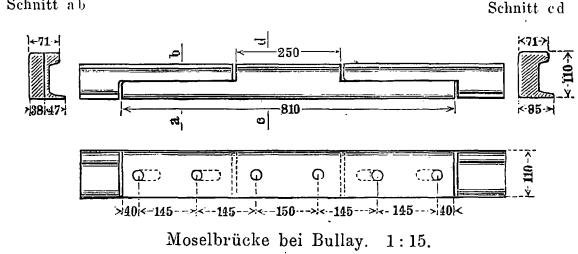
Die unter a) und b) aufgeführten Laschenformen setzen die Abarbeitung des Kopfes, erstere aufserdem die des Fufses der Auszugschienen an der Aufsenseite bis ganz oder nahe zum Stege voraus, während bei der unter c) genannten der volle Querschnitt jener Schienen erhalten bleibt.

Zur Auflagerung der Auszugschienen dient eine gewalzte oder gegossene Grundplatte, welche man, um die Schienenneigung herzustellen, entweder geneigt unter 1:20 bis 1:16 aufstellt, oder mit einer Aussparung versieht, deren Stützfläche letztere Steigung besitzt. Die Stützlasche läfst man auf der Grundplatte (Taf. XXII, Fig. 203) oder auf dem Fufse der Auszugschienen ruhen (Taf. XXII, Fig. 204 und 205). Um eine sichere Führung letzterer Schienen zu erzielen, versieht man sie an der inneren Seite mit einer Gleitlasche und zieht durch diese und die Stützlasche Bolzen, für welche im Schienenstege längliche, der Längenverschiebung entsprechende Löcher hergestellt sind. Das Umkanten verhindert man durch Klemmplatten, welche über den Schienenfufs greifen, sowie durch Befestigung der Stützlasche auf der Grundplatte mit Hülfe von Nieten oder Schrauben.

Aus Sicherheitsrücksichten gegen Entgleisung der Züge an der Lücke des Schienenauszuges hat man denselben vielfach mit einer Zwangschiene versehen. Dieselbe ist gegenüber der Lücke geradlinig gebildet und von hier beiderseits nach einer flachen Kurve von der Fahrschiene abgebogen. Auf Hauptbahnen beträgt die lichte Weite zwischen den Köpfen der Fahr- und Zwangschiene mitten 40 bis 50 mm und an den Enden etwa 80 mm.

Der Zwangschiene hat man den trapezförmigen, oben abgerundeten Querschnitt sowie denjenigen der breitbasigen Schiene und des Winkeleisens gegeben. Bei trapezförmigem Querschnitt ist die Zwangschiene mit der Grundplatte aus einem Stücke gegossen (Fig. 202), im anderen Falle dagegen mit derselben vernietet (Taf. XXII, Fig. 203) oder verschraubt. Die Oberkanten der Zwang- und Fahrschiene liegen gewöhnlich auf gleicher Höhe.

Fig. 206.



Moselbrücke bei Bullay. 1:15.

Um bei Schienenauszügen, an welche sich beiderseits Überbaue schliefsen, deren Längenänderungen sie ausgleichen sollen, die Lücken im Gleise möglichst klein zu erhalten, hat man die beweglichen Schienen durch eine Stützlasche verbunden, deren mittlerer Teil bis zur Fahrkante der letzteren vortritt. Hierdurch ist es ermöglicht, vor dem Ende jeder der genannten Schienen die ihrer Längenbewegung entsprechende Lücke anzuordnen (Fig. 206). Anstatt einer gröfseren Lücke entstehen daher im Auszuge zwei kleinere, deren Weite zusammengenommen derjenigen der ersteren gleichkommt.

3) Auszug mit unterkriechender Zunge.

Von den beiden in dem Auszuge befindlichen Schienen ist die eine nach einer sanften Schräge aus der Fahrrichtung um die Kopfbreite abgebogen und die andere zungenförmig, ähnlich der unterschlagenden Zungenschiene einer Weiche, gestaltet. Beide Schienen sind auf eine schweifseiserne Platte entweder unmittelbar oder unter Einschaltung von Führungs- bezw. Stützplatten gelagert (Taf. XXII, Fig. 207) und werden auf derselben durch Klemmplatten oder Winkellaschen so geführt, dafs sie fest aneinander liegen. Der Fufs der Zungenschiene ist zu dem Ende an den Klemm- bezw. Führungsplatten parallel zur Mittellinie der abgebogenen Schiene bearbeitet und aufserhalb des Auszuges so befestigt, dafs die

Zungenschiene eine geringere Drehbewegung in der Ebene ihres Fufses ausführen kann. Durch beide Schienen hat man öfters an der Zungenspitze einen (die Längenverschiebung zulassenden) Bolzen gezogen, um das Abbiegen der Spitze zu verhindern. Je nachdem der Auszug nach einer oder nach beiden Seiten Längenverschiebungen des Gleises auszugleichen hat, ist nur die Zungenschiene oder es sind beide Schienen beweglich.

Der in Fig. 207, Taf. XXII, dargestellte Schienenauszug des Schwingpfeiler-Viaduktes der Eisenbahn Mehltheuer-Weida bei Weida liegt auf einem Mittelpfeiler, an welchen sich auf der einen Seite ein über drei Öffnungen durchgehender Überbau von 101 m Länge und auf der anderen ein solcher von 54 m schliefst. Da nun jener Pfeiler oben rund 2,5 m breit ist, so sind in dem Auszuge 157,5 m Eisenlängen auszugleichen. Der Ausdehnung ist ein Temperaturunterschied von 75° C. zu Grunde gelegt und beträgt mithin die entsprechende gegenseitige Verschiebung der beiden Schienen des Auszuges $0{,}0123 \cdot 75 \cdot 157{,}5 = 145$ mm. Die an der Zungenschiene gleitende Schiene ist unter dem Winkel

$$tan\ \alpha = \frac{58}{1475} = \frac{1}{25{,}4}\ \text{abger.}$$

abgebogen und hat daher letztere Längenverschiebung eine Spurerweiterung von $\frac{145}{25{,}4} = 5{,}7$ mm im Gefolge, also für beide Auszüge des Gleises die von $2 \cdot 5{,}7 = 11{,}4$, rund 12 mm. Die Zungenschiene ist so gelagert, dafs bei der gröfsten Wärme an ihrer Spitze die normale Spurweite statthat. Bei der gröfsten Kälte beträgt sonach die Spurweite, zwischen den Zungenspitzen gemessen, $1435 + 12 = 1447$ mm, welches Mafs die zulässige Grenze nicht überschreitet.

Von den betrachteten Schienenauszügen ist der Auszug mit unterkriechender Zunge der vollkommenste, indem bei demselben eine Lücke im Gleise nicht vorhanden ist und die Stöfse beim Befahren infolge der an der Zungenspitze im allgemeinen vorhandenen Spurerweiterung unerhebliche sind. Die in Rede stehende Anordnung wurde zuerst auf der Elbbrücke der sächsischen Staatsbahn unweit Schandau ausgeführt.

Lage der Schienenauszüge.

Die Lage der Schienenauszüge anlangend, so bringt man sie auf dem Überbau selbst am beweglichen Ende oder in der Nähe des letzteren auf dem anschliefsenden Land- oder Mittelpfeiler an. Wenn man den Auszug auf Mauerwerk lagert, empfiehlt es sich, unter die Grundplatte desselben hölzerne Schwellen zu legen (Taf. XXII, Fig. 207), um ein sanftes Befahren zu erzielen und das Mauerwerk zu schonen.

§. 50.

Höhenausgleich des Gleises.

Bei einem Überbau, dessen Fahrbahn in gröfserer Höhe über den Lagern der Hauptträger liegt, ist an den Landpfeilern Rücksicht darauf zu nehmen, dafs die Oberkante des Mauerwerkes und der anschliefsenden Erdhinterfüllung bei Temperaturunterschieden eine Änderung in der Höhenlage so gut wie gar nicht erfährt, während sich der Überbau auch seiner Höhe nach dehnt und dadurch eine Hebung, bezw. Senkung der Fahrbahn veranlafst. An der Übergangsstelle des Gleises vom Pfeiler auf den Überbau werden daher bei gröfseren

Wärmeunterschieden Verbiegungen oder Stufen in den Schienen entstehen, wenn man keine entsprechende Ausgleichungsvorrichtung anordnet. Bezeichnet:

h den Abstand der Schienenunterkante von der Unterkante der Lager der Hauptträger, in Millimetern;

$\pm \Delta h$ den Zuwachs dieses Abstandes für einen Temperaturunterschied von $\pm$ 30° C. gegenüber einer mittleren Temperatur von + 5° C., in Millimetern;

α die Wertziffer der Ausdehnung des Eisens für 1° C.;

so hat man für die Höhenverschiebung des Gleises in Bezug zum Landpfeiler, von der mittleren Lage aus gerechnet:

$$118 \quad \ldots \quad \Delta h = \pm 30 . \alpha . h,$$

in welcher Gleichung die Ausdehnung des Mauerwerkes nebst Hinterfüllung als nicht in Betracht kommend vernachlässigt ist.

Für α genügt es, den Wert in die Rechnung einzuführen, welcher dem Materiale der Hauptträger entspricht; man hat daher, sofern dieselben aus Schweifseisen hergestellt sind,

$$\alpha = 0{,}0000123$$

und

$$\Delta h = \pm \frac{0{,}37}{1000} h.$$

Hiernach ergiebt sich für h = 5, 10, 15, 20 m, Δh = 1,9, 3,7, 5,6, 7,4 mm.

Der vorstehend ermittelte Höhenunterschied läfst sich in einfacher Weise dadurch ausgleichen, dafs man das Gleis zwischen dem Überbau und dem Landpfeiler auf Träger lagert, welche sich um das Mafs $\pm \Delta h$ neigen können [Taf. XXIII, Fig. 208*)]. Je länger man diese Kippträger nimmt, um so geringer sind natürlich die Verbiegungen im Gleise. Läfst man mit Winkler eine Neigung der Kippträger von 1 : 100 zu, so ergeben sich für ihre Längen bei h = 5, 10, 15, 20 m, die Werte 1,9, 3,7, 5,6, 7,4 m.

Die meisten Eisenbahnbrücken sind indessen mit derartigen Trägern nicht versehen, selbst wenn die Fahrbahn mehr als 10 m über den Auflagern liegt; bei diesen mufs daher der Höhenausgleich durch ein Verbiegen der Schienen und Nachgeben ihrer Befestigungsmittel nebst Unterlagen geschaffen werden. Wenn auch hiergegen bei Höhenunterschieden von wenigen Millimetern nicht viel einzuwenden sein dürfte, so läfst sich doch nicht verkennen, dafs eine Ausgleichvorrichtung bei gröfseren Unterschieden als $\pm$ 3 mm, vorzüglich wenn die Bettung nicht mit über die Brücke geführt ist, wesentlich zur Vermeidung einer Überanstrengung der Schienen und einer Lockerung der Befestigungsmittel beiträgt; sie dürfte sich daher im letzteren Falle für die Ausführung sehr empfehlen.

§. 51.

Sicherung der Züge gegen Entgleisen, Durchbrechen und Verlassen der Fahrbahn. Eingleisungsvorrichtungen.

In Deutschland sind im allgemeinen keine Sicherheitsvorkehrungen gegen das Entgleisen der Züge getroffen, dagegen vielfach in Amerika. Man hat hier parallel zu jeder

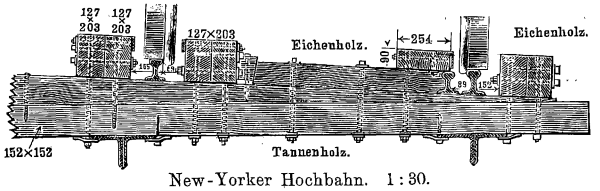
*) An die Kippträger der Brücke (Fig. 208) schlofs sich während der Aufstellung, welche ohne Rüstung erfolgte, die Verankerung der Hauptträger.

Fahrschiene an der inneren oder äufseren Seite, bezw. zu beiden Seiten, eine Leitschiene (auch Zwang-, Streich-, Sicherheits- oder Führungsschiene genannt) angeordnet, welche mit den Querschwellen des Gleises verbolzt ist. Von dem Kopfe der Fahrschiene steht dieselbe im Lichten 70 bis 100 mm ab und liegt mit ihrer Oberkante bis zu 90 mm über demselben. Als Material für die Leitschienen ist meistens Holz, seltener Eisen verwandt. Im ersteren Falle haben dieselben die Form von Langschwellen, welche oft an der oberen, nach der Fahrschiene zu gelegenen Kante mit Flach- oder Winkeleisen eingefafst sind, während sie bei Ausführung in Eisen aus Winkeleisen oder gewöhnlichen Fahrschienen bestehen.

Fig. 209.



Fig. 210.



New-Yorker Hochbahn. 1 : 30.

Auf der New-Yorker Hochbahn hat man in der Geraden auf jeder Seite der Fahrschiene eine tannene Langschwelle von 203 mm Höhe bei 152,5 mm Breite angeordnet (Fig. 209) und in der Kurve neben der Fahrkante des äufseren Schienstranges eine aus zwei eichenen Balken von 203 × 127 mm zusammengesetzte Führungsschwelle (Fig. 210). Neben dem inneren Schienstrange der Kurve liegt aufsen eine ebensolche zweiteilige Langschwelle, innen dagegen eine zweite Schiene, welche gegen die benachbarte Leitschwelle des äufseren Kurvenstranges durch einen eichenen Balkenabschnitt abgespreizt ist. Zur Erzielung des festen Anliegens der Spreize ist zwischen dieselbe und die Leitschwelle von oben ein Keil getrieben, welcher durch eine Holzschraube angezogen werden kann. Auf der eisernen Führungsschiene und der Spreize ruht eine an der Fahrkante mit einem Winkeleisen eingefafste Führungsbohle von 90 mm Höhe und 254 mm Breite. Die Befestigung derselben erfolgt auf jeder Querschwelle durch einen Bolzen, welcher durch die Spreize, das darunter liegende keilförmige Sattelstück der Querschwelle und durch diese selbst geht. Die übrigen Langschwellen sind in derselben Weise, bezw. über der Gurtung des Hauptträgers durch lange Holzschrauben befestigt.

Das Durchbrechen der Fahrbahn

durch einen entgleisten Zug verhindert man am besten durch eine eiserne Brückentafel, welche die Bettung des Gleises trägt. Auch eng liegende Querschwellen (§. 45, S. 131) gewähren eine grofse Sicherheit; weniger Längsbohlen, weil dieselben durch den stofsenden Radflantsch leicht in der Faserrichtung aufgespalten und, wenn derselbe in die Fuge zwischen zwei Bohlen gerät, seitwärts verschoben werden. In einzelnen Fällen hat man zunächst der Fahrschiene beiderseits stärkere Bohlen verlegt. Betrachtet man letztere als Träger, welche nur auf zwei aufeinander folgenden Querschwellen aufruhen und in der Mitte durch ein Rad belastet sind, so ergiebt sich für ihre Abmessungen, wenn bezeichnet:

Q den gröfsten Raddruck, in Kilogrammen;

s die zulässige Beanspruchung des Holzes, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter;

b, h Breite und Höhe der Bohle, in Zentimetern;

a den lichten Abstand der Querschwellen, in Zentimetern;

$$\frac{1}{4} Q a = \frac{1}{6} b h^2 s,$$

demnach:

$$119 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad h = \sqrt{\frac{1{,}5}{s} \frac{a}{b} Q}.$$

Beträgt die Entfernung der Querschwellen 90 cm von Mitte zu Mitte und die Breite derselben 25 cm, so ist

$$a = 90 - 25 = 65 \text{ cm}; \quad \frac{a}{b} = \frac{65}{25} = 2{,}6.$$

Für s dürften in Rücksicht auf die mit der Entgleisung verbundenen Stöfse höchstens 100 kg pro Quadratzentimeter zulässig sein, da ja schon die Beanspruchung auf das Doppelte des Wertes bei ruhender Last steigt, wenn letztere plötzlich auf die Querschwelle wirkt und um die Gröfse der Durchbiegung frei herabsinkt. Setzt man die angegebenen Werte in die Gleichung für h ein, so entsteht:

$$h = \sqrt{\frac{1{,}5 \,.\, 2{,}6}{100} Q} = \sqrt{0{,}039 \,.\, Q},$$

mithin für

$$Q = 5000,\ 6500,\ 7000 \text{ kg}, \quad h = 14{,}0,\ 15{,}9,\ 16{,}5 \text{ cm}.$$

Schutz des Eisenbahnzuges gegen das Verlassen der Fahrbahn.

Eingleisungsvorrichtungen.

Damit der entgleiste Zug die Fahrbahn nicht verlassen könne, hat man dieselbe mit Langschwellen eingefafst oder mit erhöhten Fufswegen versehen. Zu demselben Zwecke hat man auch bei oben liegender Fahrbahn, besonders bei hohen Brücken, die oberen Gurtungen der Hauptträger über die Bahn gelegt.

In Nord-Amerika findet man vielfach innerhalb des Gleises in 64 ($2^1/_2$″) bis 152 mm (6″ engl.) Abstand von den Fahrkanten Leitschwellen, bezw. -Schienen, angeordnet, welche von der Brücke ab 30 bis 50 m auf die freie Strecke hinaus verlängert und hier zu einer schlanken Spitze zusammengezogen sind, oder an eine in der Gleismitte liegende Schiene von oft über 100 m Länge anschliefsen. Letztere soll verhindern, dafs eine auf freier Strecke entgleiste Achse vor Erreichung der genannten Spitze über die halbe Spurweite von der Fahrschiene abweicht, indem sie sonst von der einen Leitschiene bis auf die volle Spur zur Seite gedrängt werden würde. Zu gleichem Zwecke hat man zu beiden Seiten des Gleises sogen. Fang- oder Trichterschienen angeordnet, welche sich nach der genannten Spitze hin in der Neigung 1 : 7 bis 1 : 12 zur Gleisachse so zusammenziehen, dafs ihr Abstand von den Aufsenkanten der Fahrschienen gegenüber der Spitze etwa je 152 mm (6″) beträgt. Häufig sind an den Stellen, wo sich die schlank eingezogenen Leit- und Fangschienen den Fahrschienen bis auf 152 mm nähern, Vorrichtungen getroffen, welche bezwecken, das Rad durch Auflaufen des Spurkranzes wieder auf die Schiene zu heben und es so wieder zum Eingleisen zu bringen. (Näheres: Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure 1889, S. 943; Barkhausen, Der Bau der eisernen Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse; Engineering News 1890, Decemb. 24., S. 567: Locke's rerailing bridge protector.)

Für einige Brücken der Niederländischen Staatseisenbahn hat neuerdings Ingenieur Post eine Eingleisungsanlage mit Zwangschienen (Taf. XXIII, Fig. 211 bis 211c) entworfen, für welche er folgende Bedingungen aufstellte:

1. Die Anlage soll keine neue Gefahr für durchgehende Fahrzeuge hervorrufen; es mufs also die Umrifslinie des lichten Raumes strengstens frei gehalten werden, wobei auf die für Schienen und Radreifen zulässige Abnutzung Rücksicht zu nehmen ist.

2. Sie soll womöglich nicht mit den schwächeren Teilen der entgleisten Wagen in Berührung kommen, vielmehr thunlichst nur mit den Rädern derselben.

3. Sie soll die entgleisten Räder im wagerechten und lotrechten Sinne ohne grofse Stöfse derart lenken und führen, dafs vor der Brücke die Eingleisung stattfindet.

4. Sie soll diejenigen eingegleisten Wagen, welche infolge eines Schadens entgleist waren, womöglich auf der Brücke im Gleise erhalten.

5. Sie soll aus dauerhaftem Materiale gefertigt sein, damit man sicher ist, dafs sie im Augenblicke der Gefahr nicht versagt.

6. Sie soll aus Stücken von nicht zu grofsem Gewichte bestehen, damit sie leicht an Ort und Stelle befördert und eingebaut werden kann.

7. Sie soll das Heben und Nachstopfen der Gleise zulassen.

8. Sie soll in Beschaffung, Einbau, Unterhaltung und Erneuerung möglichst billig sein.

Der auf Grund dieser Bedingungen entstandene Entwurf zeigt die allgemeine Einrichtung der amerikanischen Eingleisungsvorrichtungen mit Leit- und Fangschienen. In der Bettung liegen sieben eiserne oder hölzerne Querschwellen, auf welche innerhalb und aufserhalb des Gleises Bleche geschraubt sind, welche die nach einem Spitzbogen zusammengezogenen Leitschienen und die Blöcke aufnehmen, auf welchen die entgleisten Räder längs einer schiefen Ebene bis zu der Höhe geführt werden, in welcher sie eingleisen können. Um die Schwellen leicht unterstopfen zu können, lassen sich die äufseren Bleche ohne Schwierigkeiten entfernen und befindet sich zwischen den inneren ein dreieckförmiger Zwischenraum.

Die Leitschiene (Taf. XXIII, Fig. 211a) besteht aus einer flach gelegten breitbasigen Schiene, die ihren Fufs der Fahrschiene zukehrt und auf Stühle so gelagert ist, dafs zwischen beiden Schienen eine 70 mm breite Rinne verbleibt. Mit Rücksicht auf den lichten Bahnraum liegt die Oberkante der Leitschiene 35 mm über Schienenoberkante, abgesehen von der Spitze der Leitschiene, woselbst jene Oberkante bis auf 11 mm unter Schienenoberkante gemäfs Bedingung 2 herabgeht.

Die vor der Spitze der Leitschienen angebrachten Fangschienen (Trichterschienen) haben die Neigung 1 : 7 zur Gleisachse.

Ein entgleistes Rad, welches zwischen Fahrschiene und Gleisachse läuft, steigt, auf seinem Spurkranze laufend, von D in der Richtung nach C (Taf. XXIII, Fig. 211 und 211c). An der Stelle, wo der Zwischenraum zwischen Fahr- und Leitschiene für die breitesten Radreifen (150 mm) zu eng wird, hat das Rad den höchsten, 20 mm unter Schienenoberkante liegenden Punkt der schiefen Ebene schon erreicht. Da nun die Spurkranzhöhe zwischen 25 und 35 mm liegen mufs, so befindet sich die Lauffläche des Reifens wenigstens 5 mm über Schienenoberkante. Weiterhin fällt die Tragfläche der Blöcke wieder und sinkt daher der Radreifen allmählich auf die Fahrschiene herab.

Läuft das entgleiste Rad aufserhalb der Fahrschiene von B nach A (Taf. XXIII, Fig. 211 und 211b), so wird es auch hier allmählich gehoben. Die Tragfläche der Blöcke

könnte hier bis zur Schienenoberkante reichen, wenn nur neue Radreifen und Schienen in Frage kämen; in Rücksicht aber auf die Abnutzung der letzteren ist die Tragfläche in ihrem höchsten Teile 10 mm tiefer als Schienenoberkante gelegt.

Bei eingleisiger Bahn (welche also in beiden Richtungen befahren wird) ist 30 bis 50 m vor jedem Brückenende eine Eingleisungsvorrichtung anzuordnen. Beide Vorrichtungen sind mit durchlaufenden Leitschienen zu verbinden. Ist die Bahn zweigleisig, so erhält jedes Gleis vor dem Brückenende, welches den ankommenden Zügen zunächst liegt, eine Eingleisungsvorrichtung. Von dieser gehen Leitschienen bis zum anderen Brückenende und sind hier nach innen umgebogen. (Näheres: Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung 1891, S. 25; J. W. Post: Eingleisungsanlage mit Zwangschienen bei und auf Eisenbahnbrücken.)

Auf der Forthbrücke ist gegen das Ablaufen des entgleisten Zuges die Einrichtung getroffen, dafs jede Fahrschiene in einem 406 mm weiten Troge ruht, dessen Seitenwandungen die Schienenoberkante um 45 mm überragen und von der als Brückenschiene angeordneten Fahrschiene so weit abstehen, dafs ein Festklemmen der Räder zwischen Schiene und Trog nicht eintreten kann (Taf. XXIV, Fig. 212).

Die Tröge wurden nach einer Mitteilung im Engineering vom 28. Februar 1890, S. 273, im Boden bis zur Oberkante der wagerechten Schenkel der inneren Winkeleisen asphaltiert, um sie wasserdicht zu machen. Auf die so gebildete Grundfläche wurden in Abständen von je 813 mm Teakklötze der Quere nach gelegt. Der Raum zwischen letzteren wurde mit tannenen, in Kreosot getränkten Klötzen ausgefüllt, welche, ebenso wie die Teakklötze, zur Herstellung der Schienenneigung nach der Mittellinie des Gleises zu eine Neigung von 1 : 24 hatten. Die Klötze verlegte man mit 3 bis 6 mm starken Fugen und vergofs dieselben mit einer schnell erhärtenden Mischung aus Asphalt und Teer.

Zur Erhöhung der seitlichen Steifigkeit der Schienentröge verband man ihre beiden Wände 50 mm über der Klotzlage in Abständen von 4,267 m (14′ engl.) durch stählerne Flachstäbe von 152 mm Breite bei 10 mm Dicke.

Auf der unter 1 : 24 der Quere nach geneigten Oberfläche der Klötze befestigte man nun die zur Auflagerung der Fahrschienen verwandten, aus Teakholz hergestellten Langschwellen mit Hilfe schwach kegelförmiger Eisendorne, welche in Abständen von 600 bis 1800 mm durch gebohrte Löcher der Schwelle in die darunter befindliche Klotzlage geschlagen wurden. Die Langschwellen haben bei 305 mm Breite eine Dicke von 140 mm und sind in Längen zugeschnitten, welche ein Vielfaches von 813 mm, dem Abstande der Teakklötze, betragen. An den Überkreuzungsstellen mit den erwähnten Aussteifungs-Flachstäben sind die Langschwellen entsprechend ausgeschnitten und an den Stöfsen mit einem Spielraume von je 5 bis 6 mm versehen.

Als Fahrschiene hat man eine Brückenschiene verwandt, welche das beträchtliche Gewicht von 60 kg für das Meter besitzt. Die Schienen sind durch Schraubennägel (Tirefonds) befestigt und haben an den Stöfsen Unterlagsplatten erhalten, deren aufrecht stehende Rippen in den Hohlraum derselben greifen.

Die Entwässerung des Schienentroges erfolgt durch Löcher, welche in Höhe der Oberkante der Klotzlage in Entfernungen von rund 0,5 m in die Trogwände gebohrt und mit Abflufstüllen ausgestattet sind.

Bei der grofsen Sorgfalt, mit welcher man die Legung des Oberbaues ausführte, hoffte man, dafs Entgleisungen auf der Brücke nicht vorkommen würden; trotzdem ist kurz nach

der Eröffnung des Betriebes ein leerer Kohlenwagen auf derselben entgleist, wobei sich die Tröge als hinreichend wirksam gegen ein völliges Ablaufen der Achsen bewährten.

In Österreich sind Sicherheitsvorkehrungen gegen das Durchbrechen der Fahrbahn und das Ablaufen der Züge durch Gesetz vorgeschrieben. Die betreffende Verordnung lautet: Bei Brücken von mehr als 20 m Trägerlänge mufs der mit etwaiger Entgleisung verbundenen Gefahr durch besondere Vorkehrungen entgegengetreten werden, als da sind: Verstärkung des Dielenbodens mit Rücksicht auf eine allenfalls in jedem Punkte auszuhaltende Last von 6,5 Tonnen, Anwendung von Sicherheitsschwellen, Erhöhung der Seitenpfade über die Schienenfläche. Bei kleineren Brücken sind ähnliche Vorrichtungen empfohlen. Die Sicherheitshölzer, bezw. Schienen, sollen die Fahrschienen um nicht mehr als 3 cm überragen; sie sind innerhalb der Fahrschienen derart anzubringen, dafs zwischen Schienen und Sicherheitsholz ein 16 cm breiter Raum verbleibt, in welchen der Radkranz frei einfallen kann. Die Sicherheits-Langschwellen sollen auf den Schotter-Abschlufsschwellen frei aufliegen und über die ganze dazwischen liegende Bauwerkslänge durchlaufen. Bei scharfen Anschlufsbögen empfiehlt es sich, die Sicherheitshölzer noch über die Brücke hinaus anzubringen.

B. Die Abdeckung der Eisenbahnbrücken.

§. 52.

Abdeckung durch Bohlen.

Die Fahrbahnen der Eisenbahnbrücken bedürfen im allgemeinen einer Abdeckung, um sie sicher begehen zu können und um bei etwa vorkommenden Entgleisungen die Stöfse der Räder zu mildern; nur bei Brücken mit durchgehendem Schotterbette oder eng liegenden Querschwellen, welche sich über die ganze Bahnbreite erstrecken, ist eine besondere Abdeckung nicht erforderlich. Gewöhnlich hat man die Fahrbahn mit einem Längs- oder Querbohlenbelage abgedeckt, seltener mit Eisenblech in gerader oder gekrümmter Form. Den Bohlenbelag anlangend, so ist darüber das Folgende zu erwähnen:

Material, Querschnitt und Entwässerung der Bohlen.

Die Bohlen hat man aus Eichen- oder Nadelholz in Stärken von 5 bis 10 cm und in Breiten von 20 bis 25 cm hergestellt. Zur Entwässerung verlegt man dieselben in Zwischenräumen von etwa 2 cm und giebt ihnen zur Beförderung des Wasserabflusses wohl eine dachförmige, beiderseits unter 1 : 20 geneigte Oberfläche oder gebrochene Kanten. Von den Fahrschienen läfst man die Bohlen so weit abstehen, dafs die Auswechselung der Schienen ohne die Entfernung der Bohlen erfolgen kann.

Befestigung.

Die Befestigung der Bohlen bewirkt man durch Nägel, Holzschrauben oder Schraubenbolzen in der Weise, dafs man entweder jede Bohle für sich mit den Fahrbahnträgern ver-

bindet, oder die Bohlen durch untergenagelte Leisten zu einzelnen Tafeln vereinigt (Taf. XXIV, Fig. 213) und diese in einzelnen Punkten befestigt. Letztere Anordnung ist vorzuziehen, indem sich die Tafeln leichter entfernen lassen und hierdurch die Besichtigung und Unterhaltung der darunter liegenden Träger erleichtern.

Anordnung des Längs- und Querbohlenbelages.

Von den verschiedenen Anordnungen der Bohlenbeläge sollen hier die folgenden näher betrachtet werden: a) Wenn das Gleis auf eng liegende Querschwellen gelagert ist, hat man zuweilen an den beiden äufseren Seiten des Gleises (bezw. der Gleise bei zweigleisigen Brücken) einen schmalen Streifen der Fahrbahn durch Längsbohlen abgedeckt. Um letztere zu lagern, ist der je vierten oder fünften Querschwelle eine Länge gleich der Fahrbahnbreite gegeben, während die übrigen nur 2,5 bis 2,7 m lang sind (Taf. XXIV, Fig. 214). Durch diese Anordnung spart man zwar an Holz, vermindert aber die Sicherheit gegen Durchbrechen der Fahrbahn bei einer etwaigen Entgleisung.

b) Bei weit liegenden Querschwellen hat man gewöhnlich die Fahrbahn in voller Breite mit Längsbohlen in Zwischenräumen von je 2 cm belegt. Ab und zu haben erstere Schwellen nur 2,5 bis 2,7 m Länge und ist die Fahrbahn neben denselben mit Querbohlen abgedeckt, welche auf hölzernen oder eisernen über die Querträger gestreckten Langschwellen ruhen (Taf. XXIV, Fig. 213 und 213 a). Es entstehen so an den beiden Aufsenseiten des Gleises Fufswege, welche durch ihre höhere Lage einen wirksamen Schutz gegen das Ablaufen eines entgleisten Zuges von der Fahrbahn bieten.

Anstatt die neben den 2,5 bis 2,7 m langen Querschwellen verbleibenden Fahrbahnstreifen in der eben genannten Weise zu decken, hat man sie auch mit Längsbohlen belegt, welche tiefer liegen als der anschliefsende Belag der Querschwellen und welche von quer über die Fahrbahn-Längsträger gelegten I- oder ⊐-Eisen gestützt werden. Zur Minderung des Höhenunterschiedes beider Beläge sowie zur leichteren Befestigung der Längsbohlen sind letztere Eisen mit Futterstücken versehen (Taf. XXIV, Fig. 215 und 215 a).

c) In dem Falle, dafs die Fahrschienen unmittelbar oder unter Vermittelung von Platten auf den Querträgern oder auf den dazwischen liegenden Längsträgern befestigt sind, hat man die Abdeckung der Fahrbahn vielfach durch einen Längsbohlenbelag bewirkt. Bei kleineren Abständen der Querträger trägt sich letzterer zwischen den Querträgern frei, bei gröfseren bedarf er dagegen zu seiner Stützung besondere Träger, welche zwischen den Längsträgern der Fahrbahn angebracht sind (Taf. XXV, Fig. 216). Die Oberfläche des Belages hat man vielfach in gleiche Höhe mit Schienenoberkante gelegt, um bei einer etwaigen Entgleisung die Stöfse durch das Herabfallen der Räder auf den Belag zu vermeiden. Zur Erzielung dieser Höhenlage bei Bohlen, deren Dicke kleiner ist als die Schienenhöhe, hat man Futterstücke auf die Belagträger gebolzt (Taf. XXV, Fig. 217).

Selten ist der Längsbohlenbelag bündig mit der Schienenunterkante gelegt, indem hierdurch seine Auflagerung an den Querträgern umständlich wird (Taf. XXV, Fig. 216).

d) Wenn endlich die Fahrschienen durch hölzerne oder eiserne Langschwellen, bezw. Längsträger, gestützt werden, welche auf den Querträgern liegen, so ist gewöhnlich zur Abdeckung ein Längsbohlenbelag angewandt, welcher entweder unmittelbar oder unter Einschaltung von Futterstücken auf den Querträgern ruht.

Anstatt durch Längsbohlen hat man im vorliegenden Falle die Abdeckung auch durch einen von Langschwellen getragenen Querbohlenbelag innerhalb und aufserhalb des Gleises gebildet (Taf. XXI, Fig. 192).

Schutz der Bohlen gegen Feuerfangen.

Um zu verhindern, dafs die hölzernen Beläge durch glühende, aus dem Aschenkasten der Lokomotive fallende Kohlen oder durch Funken, welche dem Schornsteine entströmen, in Brand geraten, hat man in einzelnen Fällen die Bohlen innerhalb (Taf. XXV, Fig. 218) oder aufserdem noch auf eine bestimmte Breite aufserhalb des Gleises dicht nebeneinander verlegt und mit einer dünnen Kiesschicht bedeckt (Taf. XXIV, Fig. 213). Diese Mafsregel erscheint indessen im allgemeinen als nicht empfehlenswert, da sich dieselbe auf gut überwachten Bahnen als notwendig nicht ergeben hat und durch die Kiesschicht das Gewicht des Eisenwerkes der Brücke erhöht und die Besichtigung des Bohlenbelages sowie der Flächen, auf welchen derselbe ruht, erschwert wird.

§. 53.

Abdeckung durch Eisen.

Der eiserne Belag hat vor dem hölzernen den Vorzug der gröfseren Haltbarkeit und der unbedingten Sicherheit gegen Feuerfangen; auch läfst sich derselbe leicht so anordnen, dafs bei einer etwaigen Entgleisung des Zuges ein Durchbrechen der Fahrbahn nicht eintreten kann. Seine Anschaffungskosten sind indessen erheblich höhere und hat er daher eine weitere Verbreitung bisher nicht gefunden. Hauptsächlich hat man den eisernen Belag in folgenden Formen zur Ausführung gebracht:

1. Glattes Blech.

Das Blech zur Abdeckung hat man 4 bis 8 mm dick genommen und entweder nur zwischen den Fahrschienen, oder in der ganzen Breite der Brückenbahn angeordnet. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit ist dasselbe meistens durch Winkel- oder ⊤-Eisen verstärkt. Die Entwässerung der Bahn erfolgt an den Stellen, wo ein seitlicher Abflufs des Wassers nicht erreicht werden kann, durch Löcher, welche in das Blech gebohrt sind.

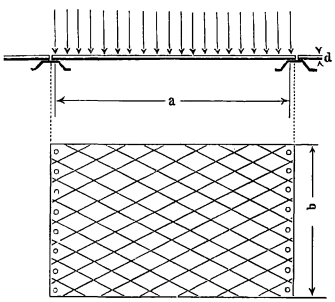
Bei dem eingleisigen Souleuvre-Übergang auf der Linie von Vive nach St. Lô und Caën in Frankreich (Taf. XX, Fig. 187 bis 187c) hat man die zwischen den Hauptträgern liegende Fahrbahn durch 8 mm starkes Blech abgedeckt und dieses mit den Quer- und Längsträgern sowie mit den unteren Gurtungen der Hauptträger vernietet. Die Querträger stehen an den Auflagern der Hauptträger 2 m voneinander ab, im übrigen aber 4 m. Zwischen den Querträgern sind zur Unterstützung des Bleches besondere Querriegel angeordnet, wodurch die freitragende Weite der Abdeckungsbleche auf 1, bezw. 2 m vermindert ist. Zur weiteren Verstärkung des Bleches hat man dasselbe in der Mitte jedes von einem Querträger und Querriegel gebildeten Faches durch ein parallel zu letzteren Trägern verlaufendes Winkeleisen ausgesteift. Die eichenen Langschwellen des Gleises ruhen auf der Blechabdeckung zwischen

Winkeleisenabschnitten und werden mit Hilfe quer übergelegter Flacheisen durch Bolzenpaare niedergehalten. An den lotrecht unter den Langschwellen befindlichen Längsträgern sind ⊐-Eisen aufgehängt, welche die für eine zur leichteren Prüfung und Unterhaltung der Fahrbahn und der unteren Teile der Hauptträger dienende Schiebebühne tragen. Man gelangt zu derselben durch Klappen, die in dem Blechbelage über den Pfeilern angebracht sind.

2. Riffelblech.

Gegenüber dem glatten Bleche hat das Riffelblech den Vorteil, dafs es sich wegen seiner gröfseren Rauhigkeit leichter begehen läfst. Das Riffelblech ist neuerdings öfters zur Anwendung gekommen, so auf der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau. Die Tafeln des Belages dieser Brücke sind in den Riffeln 7 mm, im Übrigen 5 mm dick. Sie ruhen im mittleren 6 m breiten Teile der Fahrbahn (Taf. XXV, Fig. 219 bis 219 b) auf den Vantherin-Querschwellen der Gleise und in den beiden angrenzenden äufseren Teilen auf Z-Eisen, welche auf die je vierten in voller Breite der Fahrbahn durchgehenden Querschwellen mit Hilfe von 16 mm starken Bolzen geschraubt sind. Unter die Muttern der Bolzen sind Bleischeiben gelegt, um ein strammes Anziehen der Muttern zu ermöglichen. Der Rückgang der letzteren ist durch Splinte verhindert, welche durch die Bolzen gesteckt sind (Fig. 219 b). Die Befestigung der Riffelplatten auf den Querschwellen und Z-Eisen erfolgt durch 15 mm starke Niete, deren oberer Kopf halb versenkt ist, um das Gehen auf dem Belage nicht zu erschweren. Nur die über den Querträgern liegenden Platten (Fig. 219) sind durch Bolzen befestigt, um dieselben abheben und so zu den unteren Teilen der Fahrbahn gelangen zu können. Zwischen den einzelnen Tafeln ist in Rücksicht auf kleine Ausdehnungen durch die Luftwärme ein Zwischenraum von 5 mm gelassen.

Fig. 220.



Zur Dämpfung des Geräusches beim Befahren der Brücke hat man mit Erfolg zwischen die Fahrschienen und auf eine kleine Breite an den äufseren Seiten derselben eine 60 bis 80 mm dicke Kiesschicht gebracht und dieselbe seitlich durch Winkeleisen eingefafst. Unter der Kiesschicht sind die Platten zur Verhinderung des Rostens stark geteert und an einzelnen Stellen mit Löchern zum Durchlassen des Wassers versehen.

Für die Tragfähigkeit einer an zwei Gegenseiten vernieteten, sonst aber nicht unterstützten rechteckigen Riffelplatte hat man, wenn man für dieselbe einen mittleren Zustand zwischen fester Einspannung und freier Auflagerung annimmt, sofern bezeichnet (Fig. 220): P die auf der Platte ruhende gleichmäfsig verteilte Last in Kilogrammen; a, b die Stützweite, bezw. Länge der Platte, in Zentimetern; d die mittlere Dicke in Zentimetern; s die zulässige Beanspruchung, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter; M das gröfste Biegungsmoment, in Zentimeterkilogrammen:

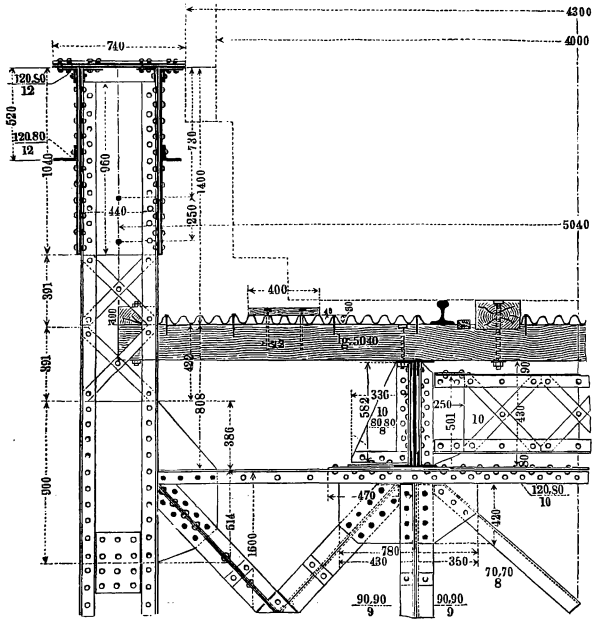
$$M = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12}\right) Pa = \frac{1}{6}\, b\, d^2 s, \quad P = 1{,}6\, \frac{b}{a}\, d^2 s.$$

Die zwischen den Fahrschienen liegenden Riffelplatten der Weichselbrücke haben $b = 136$ cm; $d = 0{,}6$ cm; $a = 65$ cm. Wählt man nun $s = 800$ kg pro Quadratzentimeter, so ergiebt sich $P = 964$ kg, während drei auf der Platte stehende Männer dieselbe nur mit höchstens 270 kg belasten würden. Eine in der Mitte der Platte ruhende Einzellast würde bei der angenommenen Beanspruchung $\frac{5}{9}\ P = 535$ kg betragen können.

3. Wellblech und davon abgeleitete Formen (vergl. §. 62, Seite 197).

Unter sonst gleichen Verhältnissen hat Wellblech eine gröfsere Tragfähigkeit als ebenes oder Riffelblech, jedoch ist dasselbe schwerer zu begehen. Man hat deshalb auf die Wellen eine Kiesschicht gebracht oder Bohlenbeläge zur Herstellung von Fufswegen (Fig. 221).

Fig. 221.



Moldau-Viadukt bei Cervena. 1 : 30.

Gewöhnlich verlegt man die Bleche mit ihren Wellen der Länge der Brücke nach; seltener findet sich die Queranordnung wie z. B. auf der Cherabbrücke der indischen Staatseisenbahn (Taf. XXVI, Fig. 222). Die trapezförmigen Wellen hat man hier durch hölzerne Füllstücke geschlossen und diese durch Holzschrauben befestigt, welche von unten durch die Sohlen der Wellen geschraubt sind.

Zur Befestigung des flachen Wellblechs auf hölzernen Querschwellen legt man unter einzelne Wellenberge Futterstücke und zieht durch beide Teile und die Schwellen Bolzen oder Holzschrauben; bei Trägerwellblech ist es auch zulässig, die Futterstücke wegzulassen. Auf eisernen Trägern kann man dieselbe Befestigungsart wählen, wenn die Tafeln abhebbar sein sollen, anderenfalls schlägt man durch einige der Wellenthäler und die Träger Niete. Letztere müssen aber dicht schliefsen, damit sich das Wasser nicht durch die Nietlöcher nach den Trägergurtungen ziehen könne.

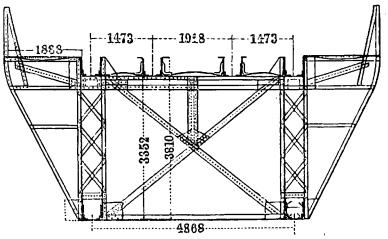
Gegen das Rosten ist das Wellblech durch Verzinkung oder durch einen haltbaren Anstrich zu schützen.

Wenn der Tropfenfall unter der Brücke nicht stattfinden darf, ist den Wellblechtafeln ein Längengefälle zu geben und das Wasser an den Pfeilern der Brücke durch Rinnen abzuleiten.

4. Buckelplatten (vergl. §. 60, Seite 179).

Dieselben gewähren bei geringem Gewichte eine grofse Tragfähigkeit, verlangen aber zu ihrer Befestigung ein besonderes Trägernetz. Der besseren Entwässerung wegen empfiehlt es sich, die Platten mit der Wölbung nach unten zu verlegen. Bei der entgegengesetzten Lage sind in den Plattenrändern einige Nietlöcher offen zu lassen. Ein Beispiel dieser Art bildet der Belag der Forthbrücke (Fig. 223).

Fig. 223.



Forthbrücke. Überbau der Landöffnungen. 1 : 45.

5. Belageisen.

Über die hier in Betracht kommenden Zores- und Trapezeisen ist in §. 63, Seite 209, das Nähere gesagt.

§. 54.

Schalldecken.

Das Geräusch, welches ein über eine eiserne Brücke fahrender Eisenbahnzug im Gefolge hat, ist für den Verkehr auf einer Strafse unter der Brücke störend, ja unter Umständen Gefahr bringend, da es das Scheuwerden der Zugtiere veranlassen kann. Bei Unterführung von Strafsen mit lebhaftem Verkehre hat man sich daher bemüht, diesen Übelstand zu beseitigen oder doch zu mildern, und zwar hat man die Brückenteile, welche das Tagewasser von der unten liegenden Strafse abhalten, für die Verminderung des Geräusches nutzbar gemacht. Die hauptsächlichsten in dieser Beziehung getroffenen Anordnungen sind folgende:

1) Man hat die Bettung des Gleises, wie sie auf freier Strecke üblich, über die Brücke geführt und zu dem Ende die Fahrbahn mit einer wasserdichten Brückendecke aus Buckelplatten, Hängeblechen, Wellblech und dergl. versehen (vergl. Abschnitt III, die Brückentafel der Eisenbahn und Strafsenbrücken). Diese Anordnung hat sich zur Dämpfung des Geräusches gut bewährt und bietet für den Betrieb manche Vorteile; sie ist aber sehr kostspielig, indem durch den Bettungskörper das Gewicht der Haupt- und Zwischenträger erheblich vermehrt wird.

2) Bei Verwendung des Langschwellen-Oberbaues hat man die Langschwellen in besondere, mit Kies gefüllte Tröge gelegt, um das Bettungsgewicht zu beschränken (Taf. XXII, Fig. 200). Hierdurch wird die Schalldämpfung nur unvollkommen erreicht und das Stopfen sowie die Unterhaltung des Gleises wesentlich erschwert; auch ist die Anbringung von Querverbindungen zwischen den beiden Schienensträngen mit Schwierigkeiten verbunden und hat man zur Abhaltung des Tagewassers noch eine besondere Decke nötig. Die vorstehende Anordnung empfiehlt sich daher nicht für die Ausführung (vergl. Seite 146).

3) Unterhalb des Gleises ist eine dicht schliefsende, mit einer Kiesschicht bedeckte Decke aus Hängeblechen, Buckelplatten u. s. w. angebracht, welche an den Haupt- und Querträgern sowie an den Schwellenträgern, oder an besonderen, unterhalb der letzteren befind-

lichen Längsträgern befestigt ist. Letztere Anordnung zeigt die Unterführung der Düsternstrafse am Stephanithor in Bremen (Taf. XXVI, Fig. 224). Es sind hier 2 mm starke, verzinnte Hängebleche verwandt, welche eine in der Mitte 85 mm dicke Kiesschicht tragen. Die Wand der Querträger ist beiderseits, soweit der Kies anliegt, mit einem 5 mm dicken Flacheisen versehen, um dieselbe vor dem Rosten zu schützen.

Vorstehende Schalldecken sind nicht so wirksam als die unter 1) aufgeführten, indem die Stöfse der Eisenbahnfahrzeuge nicht durch eine Kiesschicht gemildert, sondern unmittelbar von den Schwellen oder Schienen des Gleises auf die Fahrbahnträger übertragen werden.

4) Die Abdeckung der Brücke ist ganz oder zum Teil mit einer dünnen Kiesschicht bedeckt. Diese Bauweise ist verhältnismäfsig billig, hat aber in bezug auf Übertragung der Stöfse der Eisenbahnfuhrwerke den unter 3) aufgeführten Nachteil.

5) Unterhalb des Überbaues und ganz getrennt von demselben ist eine Decke hergestellt, deren Träger aufserhalb der Hauptträger des Überbaues parallel zu diesen liegen. Diese Art der Ausführung eignet sich hauptsächlich für Brücken, welche nachträglich mit Schalldecken versehen werden sollen, und ist zuerst von Schwering in Hannover bei der schiefen Unterführung der Vahrenwalder Strafse daselbst (Taf. XXVI, Fig. 225) angewandt. Die Decke besteht hier aus einer Holzverschalung mit darüber befindlicher Holz-Zementdeckung. Zur Unterstützung derselben dienen ⌋-förmige, mit hölzernen Futterstücken versehene Querträger, welche sich an zwei parabolische Hauptträger schliefsen, deren Enden auf Konsolen ruhen. Damit das Tagewasser rasch von der Decke abgeführt werde, hat dieselbe nach den Auflagern hin ein Längengefälle von etwa 1 : 37 und aufserdem ein Quergefälle nach der Mitte der Querträger zu erhalten. Letztere sind zu dem Ende in der Mitte geknickt. Die Absteifung der Decke gegen ihre Hauptträger erfolgt durch Winkeleisen, welche mit den Vertikalen der Hauptträger und den Querträgern vernietet sind. (Näheres: Centralblatt der Bauverwaltung 1886, Seite 401. Schwering: Schalldecken für Eisenbahnbrücken über Fahrstrafsen.)

II. Abschnitt.

Die Brückendecke (Fahrbahndecke) der Strafsenbrücken.

§. 55.

Der einfache und doppelte Bohlenbelag. Spurplatten für den Wagenverkehr.

1. Der einfache Bohlenbelag.

Derselbe wird im allgemeinen nur für Fufswege oder für Bahnen mit geringem und leichtem Wagenverkehre angewandt, indem er sich durch starkes Befahren rasch abnutzt und dann keine genügende Tragfähigkeit besitzt. Man stellt denselben aus hartem Holze, gewöhnlich Eichenholz, her; doch hat sich auch getränktes Buchenholz, z. B. auf der Fufsgängerbrücke über die Oker an der Ottmerstrafse in Braunschweig, gut bewährt. Der Belag dieser Brücke besteht teils aus buchenen, mit Zinkchlorid getränkten, teils aus

eichenen, im natürlichen Zustande verlegten Bohlen von 8,5 cm Dicke. Dieselben liegen jetzt etwa sieben Jahre, und haben sich während dieser Zeit gut gehalten, obwohl der Fufsgängerverkehr auf der Brücke ein sehr starker ist. Die Abnutzung hat sich für beide Holzarten als gleich ergeben.

Die Verlegung der Bohlen erfolgt in der Regel rechtwinkelig zur Längenrichtung der Fahrbahn; bei schräger Lage der Bohlen ist die Quersteifigkeit der Brücke zwar eine gröfsere, der Halt der Pferde auf denselben jedoch ein geringerer. Parallel zur Längenrichtung darf der Belag nur auf Fufswegen verlegt werden, indem Längsbohlen auf Fahrbahnen bald durch die Räder der Lastfuhrwerke zerstört werden und den Pferdehufen einen schlechten Halt gewähren würden. Die einzelnen Bohlen ordnet man zweckmäfsig dicht nebeneinander an, um ihre Kanten vor Beschädigungen durch die Fuhrwerke und Zugtiere möglichst zu schützen. Zur Beförderung der Entwässerung und des Luftzutrittes sind allerdings schmale Fugen zwischen den Bohlen wünschenswert; dieselben bilden sich indessen meistens schon kurze Zeit nach dem Verlegen der Bohlen von selbst, indem letztere selten so ausgetrocknet verwandt werden, dafs sie unter der Einwirkung der Sonnenstrahlen und des Luftzuges nicht schwänden.

Die Dicke des Belages schwankt zwischen 10 und 16 cm, entsprechend dem Raddrucke und der freitragenden Weite. Man kann dieselbe dadurch beschränken, dafs man die Wagenräder auf besondere Streifen der Fahrbahn durch Einlage von eisernen Spurplatten verweist und den Belag durch Träger lotrecht unter den Platten und mitten zwischen denselben stützt. Der Bewegungswiderstand der Wagen wird hierdurch vermindert und findet eine Abnutzung der Bohlen nur durch die Hufe der Zugtiere statt. Auf der vereinigten Eisenbahn- und Strafsenbrücke über die Weichsel bei Thorn hat man für den Wagenverkehr ein Doppelgleis aus Riffelplatten von 8 mm Dicke und 440 mm Breite gebildet (Taf. XXVII, Fig. 226). Die Platten sind um ihre volle Dicke in den Belag eingelassen und mit demselben durch Schraubenbolzen, deren Köpfe in die Platten versenkt sind, befestigt.

Befestigung des Belages.

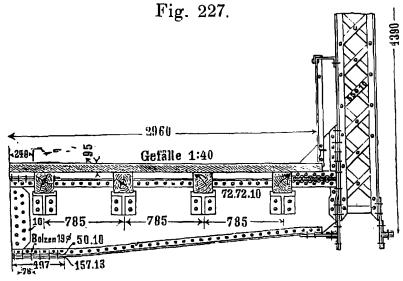
Die Verbindung des einfachen Bohlenbelages mit den Trägern der Brücke erfolgt durch Schraubenbolzen, Hakenschrauben oder durch Holzschrauben, welche von unten durch die Trägergurtung in das Holz geschroben werden. Bei Verwendung von Bolzen genügt es, einzelne Bohlen mit den Trägern zu verschrauben und die übrigen mit Nägeln oder Schrauben zu halten, welche durch übergelegte Flacheisen oder Saumschwellen in dieselben getrieben werden. Wenn die Belagträger aus Holz bestehen, oder mit hölzernen Futterstücken ausgestattet sind, kann die Befestigung der Bohlen einfach durch Nägel erfolgen.

Stofs der Bohlen.

Bei Fahrbahnen, auf welchen zwei Fuhrwerke nebeneinander verkehren können, hat man die Bohlen in der Mitte zuweilen gestofsen, um den ganzen Verkehr auf eine Bahnhälfte überleiten zu können, wenn auf der anderen der Belag erneuert wird. Der Fahrbahn kann man bei dieser Anordnung in einfacher Weise ein Quergefälle geben, und sind bei örtlichen Beschädigungen des Belages nur halb so lange Bohlen auszuwechseln als im anderen Falle.

Es empfiehlt sich, den Stofs auf einen Träger zu legen (Taf. XXVII, Fig. 226b). Der schwebende Stofs, wie ihn Fig. 227 zeigt, setzt einen leichten Verkehr auf der Brücke voraus. Ist die Trägergurtung für eine regelrechte Auflagerung der Bohlen zu schmal, so verbreitert man dieselbe durch eine aufgenietete Platte und zieht durch diese die Befestigungsbolzen. Damit letztere die Bohlen sicher niederhalten, hat man ihre Köpfe in Flacheisen versenkt, welche zu beiden Seiten des Stofses in die Oberfläche des Belages eingelassen sind (Taf. XXVII, Fig. 226b).

Fig. 227.



Brücke für Fufsgänger und Lasttiere, ausgeführt für Japan. 1:60.

2. Der doppelte Bohlenbelag.

Der untere Belag wird, je nachdem es die stützenden Träger bedingen, der Länge oder Quere des Weges nach mit Fugen von 1 bis 2 cm verlegt; der obere, im allgemeinen dicht schliefsend, der Quere nach; ausnahmsweise auch schräg, um die seitliche Steifigkeit der Brücke zu erhöhen. Liegen beide Beläge der Quere nach, so läfst man die Bohlen sich möglichst im Verbande überdecken.

Als Material für den oberen Belag ist gewöhnlich Eichenholz verwandt. Buchenholz widersteht im natürlichen Zustande, abgesehen von der Neigung zu reifsen und sich zu werfen, dem Wechsel der Nässe und Trockenheit weniger lange als jedes andere Bauholz. Bei einem neuen buchenen Belage ist die Abnutzung anfänglich allerdings geringer als bei Eichen- oder Nadelholz; dann aber tritt, namentlich da, wo der Oberbelag dicht schliefsend auf dem Unterbelage liegt, die Zerstörung durch Abstocken von unten her oft überraschend schnell ein. Es ist vielfach vorgekommen, dafs Buchenbohlen unter schwerem Fuhrwerke plötzlich einbrachen, ohne dafs die Oberfläche irgend welche Beschädigungen oder Anzeichen von Fäulnis gezeigt hätte. Die Untersuchung ergab dann, dafs die obere Schicht noch ganz gesund, der untere Teil dagegen vollständig vermorscht war. Ein weiterer Übelstand ist der, dafs buchene Bohlen bei Regen und Reif so glatt werden, dafs schon bei geringer Steigung der Bahn das Befahren der Brücke erschwert wird.

Die Dauer eines Belages aus Buchenholz ist bei mäfsig stark befahrenen Brücken nach den bisherigen Erfahrungen im allgemeinen ebenso grofs als diejenige eines Kiefernbelages; sie erreicht und übertrifft zum Teil die Haltbarkeit eines eichenen Belages in solchen Fällen, in denen vorzugsweise die Abnutzung durch sehr starken Verkehr und weniger das Anfaulen durch den Wechsel von Trockenheit und Nässe in Frage kommt.

Auf der Rheinbrücke zu Köln hat beispielsweise zufolge einer Angabe im Centralblatt der Bauverwaltung, Jahrg. 1882, Nr. 20, ein 6,5 cm starker Belag aus Buchenholz 3,09 Jahre gehalten, während ein ebenso starker Eichenholzbelag nur 2,34 Jahre hielt; dabei betrugen die Anschaffungs- und Unterhaltungskosten des Buchenholzbelages im Mittel 0,925 Mk. für das Quadratmeter und Jahr, die des andern 2,49 Mk., also über das $2^1/_2$ fache.

Den unteren Belag stellt man aus Nadel- oder Eichenholz her; auch getränktes Buchenholz leistet hier gute Dienste.

Abmessungen.

Für beide Beläge nimmt man die Breite der Bohlen gewöhnlich 25 bis 35 cm, ausnahmsweise 40 cm. Die Dicke des oberen Belages schwankt zwischen 5 und 10 cm, diejenige des unteren zwischen 7,5 und 16 cm. Bezüglich der Länge ist zu bemerken, dafs man bei untergeordneten Brücken den oberen Belag öfters 1,5 bis 2,0 m kürzer als den unteren genommen hat, um auf letzterem Fufswege neben der Fahrbahn abzugrenzen (Taf. XXVII, Fig. 228). Einzelne Bohlen des Oberbelages läfst man im vorliegenden Falle wohl gegen die übrigen um etwa 15 cm beiderseits vortreten, damit die Wagen, welche mit einem oder zwei Rädern auf den Unterbelag geraten sind, leichter wieder auffahren können.

Entwässerung.

Zur besseren Abführung des Wassers hat man dem doppelten Belage vielfach ein Quergefälle von 1 : 30 bis 1 : 40 gegeben. Die Bohlen erhalten zu diesem Ende in der Bahnmitte einen stumpfen Stofs (Taf. XXVII, Fig. 228 und 229). Derselbe ist bei der Weserbrücke unterhalb Gr. Hutbergen durch ein Flacheisen überdeckt. Ein Krümmen der Bohlen zur Erzielung des vorgeschriebenen Quergefälles ist nicht zu empfehlen, da hierdurch in denselben nicht unbeträchtliche Biegungungsspannungen erzeugt werden.

Bei wagerechter Bahn kommen die Tagewasser in unvollkommener Weise entweder durch die Fugen oder, wenn solche dicht geschlossen, seitwärts (Taf. XXVII, Fig. 230) bezw. durch Abfallröhren an den Fufswegen (Taf. XXVII, Fig. 231) oder endlich bei Brücken im Gefälle, der Länge nach zum Abfluſs.

Die Hirnenden des Unterbelages, über welche das Wasser abfliefst, hat man zuweilen durch Winkel aus Zinkblech gegen Anfaulen gesichert (Taf. XXVII, Fig. 229); auch hat man die überstehenden Bohlenenden zur Festlegung des Tropfenfalles mit Wassernasen versehen (Taf. XXVII, Fig. 228).

Gewicht.

Das Gewicht des Belages beträgt im nassen Zustande der Bohlen bei Ausführung

in Eichen- oder Buchenholz $10\,d$ in Kilogrammen pro Quadratmeter,
„ Nadelholz . . . . . $9\,d$ „ „ „ „

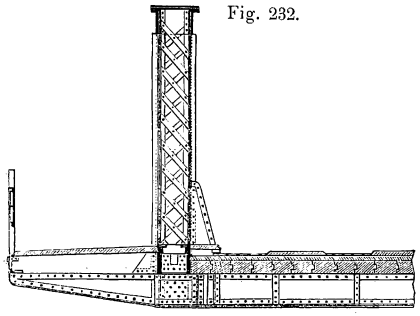
worin d die Bohlendicke in Zentimetern bezeichnet.

Belag der Drehbrücke über den Drypool zu Hull (Fig. 232).

Derselbe ist in mancher Beziehung abweichend von den beschriebenen Bohlenbelägen angeordnet. Der Unterbelag besteht aus 15,2 cm dicken Pitchpine-Bohlen, welche parallel zur Längenachse der Fahrbahn liegen und nach Art der Spundwände mit Nute und Feder zusammengefügt sind. Ihre Befestigung erfolgt durch Bolzen auf den Querträgern der Brücke.

Auf diese Bohlen ist ein 7,6 cm starker Oberbelag aus rotem, mit Kreosot getränktem Sandelholz genagelt und durch Kalfatern wasserdicht gemacht. Derselbe trägt zwei aus schweifseisernen Platten hergestellte Gleise, innerhalb welcher ein Querbelag aus Ulmenholz zum Schutze des Oberbelages gegen die Angriffe der Pferdehufe angeordnet ist.

Fig. 232.



Drehbrücke über den Drypool zu Hull. 1 : 75.

Was die Wasserdichtigkeit des vorstehenden Belages anlangt, so mag dieselbe in dem feuchten Klima Englands auf die Dauer erhalten bleiben; in Ländern aber, wo ein starker Wechsel von Trockenheit und Nässe vorhanden, wie z. B. in Deutschland, dürfte mit der Zeit ein Durchtropfen dieses Belages auch bei der sorgfältigsten Ausführung nicht zu vermeiden sein.

Tragfähigkeit des einfachen Bohlenbelages.

Wir bezeichnen mit (Fig. 233):

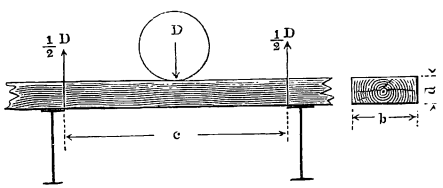
D den Raddruck eines schweren Lastfuhrwerkes, in Tonnen;

b, c, d die Breite, freitragende Länge und Dicke der Bohlen, in Zentimetern;

s die zulässige Beanspruchung des Holzes, in Tonnen pro Quadratzentimeter.

Berechnen wir die Bohle zur Sicherheit nach Art des Balkens auf zwei Stützen und sehen von ihrem Eigengewicht ab, so folgt für die Tragfähigkeit:

Fig. 233.



$$\frac{Dc}{4} = \frac{1}{6} b d^2 s,$$

oder

$$120 \ldots d = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{c}{b} \frac{D}{s}}.$$

Lassen wir für Eichenholz eine Beanspruchung von $s = 0{,}070$ t pro Quadratzentimeter zu und nehmen an, dafs der Belag durch I-Träger von 10 cm Flantschenbreite in Abständen von 80 cm unterstützt wird, so ist $c = 80 - 10 = 70$ cm, demnach

$$d = \sqrt{1500 \frac{D}{b}}.$$

Ist noch $b = 30$ cm, so ergiebt sich bei $D = 2, 3, 4, 5$ Tonnen, $d = 10, 12{,}2, 14{,}1, 15{,}8$ Zentimeter. Zu diesen Werten ist in Rücksicht auf die Abnutzung der Bohlen ein Zuschlag von etwa 2 bis 3 cm zu machen.

Tragfähigkeit des doppelten Bohlenbelages.

Da die Festigkeit des oberen Belages durch starke Abnutzung sehr beeinträchtigt werden kann, wollen wir seine Tragfähigkeit nur insofern in Rechnung ziehen, als wir annehmen, dafs durch denselben der Raddruck auf zwei Bohlen des Unterbelages übertragen

werde, dieselben mögen parallel oder rechtwinkelig zum Oberbelage liegen. Unter dieser Voraussetzung ergiebt sich für die Dicke des Unterbelages gemäfs Gleichung Nr. 120, wenn man in dieselbe für D den Werth $\frac{D}{2}$ einführt:

$$121 \ldots\ldots d = \sqrt{\frac{3}{4}\frac{c}{b}\frac{D}{s}}.$$

Wäre z. B., wie bei der Weserbrücke unterhalb Gr. Hutbergen, die gröfste freitragende Weite des eichenen Unterbelages $c = 90$ cm, die kleinste Bohlenbreite $b = 25$ cm, die zulässige Beanspruchung $s = 0{,}070$ Tonnen pro Quadratzentimeter, so hätte man $d = 6{,}2\sqrt{D}$, also für $D = 2, 3, 4, 5$ Tonnen, $d = 8{,}8,\ 10{,}2,\ 12{,}4,\ 13{,}9$ cm. Ausgeführt ist bei der genannten Brücke $c = 13$ cm.

Winkler berücksichtigt die Tragfähigkeit des oberen Belages, indem er für die Dicke des unteren nur $^8/_{10}$ des Wertes zufolge der Gleichung

$$d = \sqrt{\frac{3}{2}\frac{c}{b}\frac{D}{s}}$$

setzt, während Strukel bei der Ämmä-Elf-Brücke bei Ulleåborg in Finnland angenommen hat, dafs Ober- und Unterbelag infolge der Nagelung einen fest zusammenhängenden Körper bilden, dessen Dicke gleich der Dicke des Unterbelages, vermehrt um die bis auf 5 cm abgenutzte Dicke des Oberbelages ist. Bei dieser Annahme hat man für die in Rechnung zu stellende Gesamtdicke:

$$d + 5 = \sqrt{\frac{3}{2}\frac{c}{b}\frac{D}{s}},$$

also für die Dicke des Unterbelages:

$$122 \ldots\ldots d = \sqrt{\frac{3}{2}\frac{c}{b}\frac{D}{s}} - 5 \text{ cm}.$$

Setzt man wie vorhin: $c = 90$, $b = 25$ cm, $s = 0{,}07$ Tonnen pro Quadratzentimeter, so hat man für $D = 2, 3, 4, 5$ Tonnen, $d = 7{,}4,\ 10{,}2,\ 12{,}6,\ 14{,}6$ cm, also etwa dieselben Werte wie nach Gleichung Nr. 121. Näheres: Zeitschr. d. österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Jahrg. 1890, S. 137: Strukel: Die Ämmä-Elf-Brücke bei Uleåborg in Finnland.

§. 56.

Steinschlag, Teer- und Asphaltbeton.

1. Steinschlag.

Brückendecken aus Steinschlag stellen sich im Preise verhältnismäfsig billig (etwa 3 bis 4 Mk. pro Quadratmeter in der ersten Anlage) und übertragen den Raddruck in günstiger Weise auf die Brückentafel; auch gestaltet sich die Unterhaltung in Strafsen mit der gleichen Befestigung höchst einfach. Man findet diese Art von Brückendecken daher vielfach angewandt, wenngleich ihr Gewicht ein nicht unbedeutendes ist. Es wiegt z. B. eine 20 cm starke Schotterschicht im Mittel 400 kg pro Quadratmeter; ein 8 cm starker eichener oder buchener Bohlenbelag dagegen 80 kg, also nur den fünften Teil. Das Gewicht der Hauptträger einer Strafsenbrücke von 5 m Fahrbahnbreite wird durch das Mehrgewicht der Schotterdicke von 320 kg pro Quadratmeter um

$$\Delta g = \frac{5 \,.\, 320}{250 - l}\, l$$

Kilogramm für das Meter (vergl. S. 144) vergrössert, worin l die Stützweite der Träger in Metern bezeichnet. Hiernach hat man für $l = 20, 30, 40, 60$ m, $\Delta g = 139, 218, 305, 505$ kg für das Meter. Dazu kommt noch, wenn die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt, eine Erhöhung des Gewichtes der Zwischenträger, welche man in runder Summe zu 40 kg für das Meter annehmen kann. Eine Brücke von 60 m Stützweite würde also durch Anordnung eines 8 cm starken eichenen Bohlenbelages mit 20 cm hoher Beschotterung, im Vergleiche zu einem doppelten Bohlenbelage von $2 \times 8 = 16$ cm Dicke, einen Gewichtszuwachs an Eisen von $60\ (505 + 40) = 32\,700$ kg erleiden, was bei einem Preise von 360 Mk. pro 1000 kg einem Kostenaufwande von 11772 Mk. gleichkommt. Diesen Mehrkosten an Eisen steht eine Ersparnis von rund 3 Mk. pro Quadratmeter der Fahrbahn für die billigere Steinschlagdecke, also im ganzen von $60 \,.\, 5 \,.\, 3 = 900$ Mk. gegenüber, so dafs die Brücke mit 5 m breiter Steinschlagdecke an Anlagekapital 10872 Mk. mehr als diejenige mit doppeltem eichenen Bohlenbelage erfordern würde.

Material, Korn und Gewicht des Steinschlages.

Als Material für den Steinschlag empfehlen sich feste, wetterbeständige Gesteine: Granit, Quarzporphyr, Gabbro, Basalt, Sandsteine mit quarzigem Bindemittel u. s. w.; weniger geeignet sind Sandsteine mit thonigem Bindemittel, weil sie zu weich sind und einen zähen Kot geben. Mit Erfolg hat man auch Hochofenschlacke verwandt; indessen ist hier Vorsicht geboten, da nicht jede derartige Schlacke die nötige Haltbarkeit besitzt. Für Strafsenbrücken mit schwachem Verkehre genügt Muschelkalk.

Das Korn des Steinschlages soll, je nach der Festigkeit des Materiales, einem Würfel von 3 bis 6 cm Seite möglichst nahe kommen. In Braunschweig ist vorgeschrieben 3 bis 4 cm, in Württemberg, wo meist weiches Material (Muschelkalk) zur Verwendung kommt, 5 cm, im Elsafs 4 bis 6 cm.

Den zum Befahren der Steinschlagdecke nötigen Zusammenhang erreicht man durch Abwalzen mit der Strafsenwalze.

Das Gewicht einer Brückendecke aus Steinschlag beträgt bei d Zentimeter Dicke durchschnittlich $20\,d$ Kilogramm pro Quadratmeter, also bei 15 cm Dicke 300 kg.

Dicke der Steinschlagbahn. Entwässerung.

Je dicker man die Schotterdecke nimmt, um so günstiger gestaltet sich die Druckübertragung, aber um so schwerer wird auch, wie vorhin gezeigt, das eiserne Tragwerk der Brücke. Gewöhnlich nimmt man die Dicke an den Seiten der Fahrbahn 13 bis 15 cm und in der Mitte 20 cm. Bei einer Brückentafel aus Wellblech (vergl. S. 197) kann man diese Dicken von der halben Wellenhöhe abrechnen.

Zur Herstellung einer regelrechten Entwässerung grenzt man die Steinschlagbahn nach einer dachförmigen Fläche mit Ausrundung in der Mitte, oder nach einer sanften, kreisförmigen oder parabolischen Kurve ab. Im ersten Falle genügt ein Quergefälle von 1,5 bis 3 Proz.

Druckverteilung.

Es ist bisher weder durch Versuche noch durch Rechnung genügend festgestellt, in welcher Weise der Druck eines Wagenrades von einer lose zusammenhängenden oder festgewalzten Schotterschicht auf die Brückentafel übertragen wird. Nur soviel weifs man, dafs der Einheitsdruck lotrecht unter dem Druckmittelpunkte am gröfsten ist und von hier nach den Seiten zu allmählich bis auf Null abnimmt.

Versuche, welche Kick in Prag mit trockenen Flugsandschichten anstellte, ergaben, dafs bei 3,3 bis 12 cm Sandhöhe der Druck eines cylindrischen Stempels von 10 cm Durchmesser auf eine Kreisfläche übertragen wird, deren Durchmesser etwa dem dreifachen der Sandhöhe gleichkommt (vergl. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. II: Der Brückenbau, 2. Aufl., S. 178; Steiner: Die Brückenbahn der eisernen Brücken). Der Einheitsdruck innerhalb dieser Kreisfläche kann angenähert durch einen Umdrehungskörper dargestellt werden, dessen Erzeugende eine Parabel ist, welche sich um ihre Scheiteltangente dreht. Bezeichnet:

D den Druck auf den Stempel, in Kilogrammen;
r den Halbmesser des Druckkreises, in Zentimetern;
s die Druckspannung in der Mitte des letzteren, in Kilogrammen pro Quadratzentimeter,

so ergiebt sich für s, da die Inhaltszahl des parabolischen Umdrehungskörpers dem Drucke D entspricht:

$$D = \frac{\pi}{5} r^2 s,$$

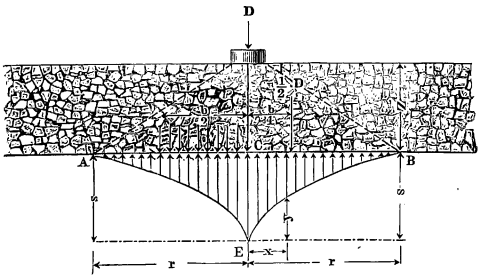
also

$$123 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad s = \frac{5}{\pi} \frac{D}{r^2}.$$

Beobachtet wurden an einer 8 cm starken Sandschicht, sofern $D = 30{,}97$ kg, der Halbmesser des Druckkreises $r = 10$ cm und die Druckspannung $s = 4{,}3$ kg pro Quadratzentimeter, während vorstehende Gleichung $s = 4{,}9$ kg pro Quadratzentimeter ergiebt.

In Ermangelung anderweitiger Versuche über die Gröfse des Einheitsdruckes innerhalb des Druckkreises — allgemeiner der Druckfläche — wollen wir die vorstehende Gleichung auch auf Schotterdecken anwenden, welche die Drücke von Wagenrädern mit etwa 10 cm breiten Felgen auf eine Brückentafel zu übertragen haben. Den Durchmesser des Druckkreises können wir hier in anbetracht des gröfseren Zusammenhanges der Steinschlagdicke etwas gröfser als bei dem Flugsandkörper, nämlich zu $3^1/_2$ bis 4 mal Höhe des Steinschlages, annehmen.

Fig. 234.



Bei der Berechnung der Brückentafel kommt es, aufser auf die Gröfse des Raddruckes, meistens nur auf das Moment an, welches die Spannungen der einen Hälfte des genannten Druckkreises in bezug auf den zugehörigen Durchmesser haben. Zur Vereinfachung dieser Rechnungen wollen wir eine qua-

dratische Fläche ermitteln, welche bei gleichmäfsiger Verteilung des Raddruckes über dieselbe das gleiche Moment der betreffenden Druckspannungen bezüglich der Mittellinie des Quadrates ergiebt.

Beziehen wir die den Spannungskörper erzeugende Parabel EB (Fig. 234) auf ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, dessen Y-Achse mit der Drehachse CE zusammenfällt und dessen X-Achse durch den Parabelscheitel E geht, so folgt für das Moment dM einer Schicht des halben Umdrehungskörpers, deren Höhe $= dy$ und deren Halbmesser $= x$ ist, da ihr Schwerpunkt von der Drehachse um $\frac{4}{3}\frac{x}{\pi}$ absteht:

$$dM = \frac{1}{2}x^2\pi \cdot \frac{4}{3}\frac{x}{\pi}dy = \frac{2}{3}x^3dy.$$

Nun ist

$$y^2 = \frac{s^2}{r}x, \quad \text{mithin} \quad dM = \frac{2}{3}\frac{r^3}{s^6}y^6dy$$

und

$$M = \frac{2}{3}\frac{r^3}{s^6}\int_0^s y^6dy = \frac{2}{21}r^3s.$$

Für die Seite des gesuchten Quadrates haben wir nunmehr, sofern wir dieselbe mit b (in Zentimetern) bezeichnen:

$$\frac{D}{2}\frac{b}{4} = \frac{\pi}{40}r^2sb = \frac{2}{21}r^3s,$$

also

$$\textbf{124} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad b = \frac{80}{21\pi}r = 1{,}2\,r.$$

Setzen wir bei einer Schotterdicke von z Zentimeter den Halbmesser des Druckkreises

$$r = \frac{5}{3}z,$$

so hat b den Wert:

$$b = 2z.$$

Es genügt danach für die Berechnung der Brückentafel, wenn man annimmt, dafs sich der Raddruck auf ein Quadrat derselben gleichmäfsig verteilt, dessen Seite gleich der doppelten Schotterdicke ist.

2. Teer- und Asphaltbeton.

Um der Brückendecke aus Steinschlag eine gröfsere Widerstandsfähigkeit und eine glattere Oberfläche zu geben, ohne Gefahr zu laufen, dafs sich bei Durchbiegungen der Brückentafel im Inneren Risse oder Sprünge bilden, hat man dem Steinschlage Steinkohlenteer, Steinkohlenpech sowie Asphalt beigemischt. Den so zusammengesetzten Körper nennt man, je nachdem das Zusatzmittel aus Teer und Pech oder aus Asphalt besteht, Teerbeton (Teerkonkret) bezw. Asphaltbeton.

Auf der Isebrücke zu Gifhorn hat man einen Teerbeton angewandt, der auf 1 cbm der fertigen Brückendecke 0,9 cbm Steinschlag aus Gabbro von 3 cm Korn, 0,45 cbm fein gesiebten Sand von Erbsengröfse, 80 kg Steinkohlenteer und 80 kg Steinkohlenpech enthielt. Die Bestandteile wurden auf zwei Herden gemischt, deren gufseiserne Platten je 1 qm Heizfläche hatten. Auf jedem dieser Herde wurden zeitweilig 0,056 cbm Steinschlag, 0,025 cbm Grand und 0,003 cbm Steinsplitter erwärmt und darauf mit 10 kg eines Gemisches von heifsem

Steinkohlenteer und Pech übergossen, welches zu gleichen Teilen aus beiden Materialien bestand. Es erfolgte nun ein gehöriges Durcharbeiten des Ganzen, so dafs Steine und Grand vollständig in Teerpech eingehüllt waren. Die alsdann fertige Betonmasse wurde von Arbeitern in Mollen auf die Brückenbahn getragen, nach Lehrbrettern unter Zugabe einer entsprechenden Überhöhung ausgebreitet und mit Hilfe hölzerner Stampfen zu einer Lage von 10 cm Dicke an den Seiten und 17 cm in der Mitte zusammengetrieben.

Vor dem Erkalten prüfte man die Dichtigkeit der gestampften Betonmasse, indem man eine heifse Mischung von gleichen Teilen Teer und Pech auf ihrer Oberfläche ausbreitete und dieses so lange wiederholte, bis kein weiteres Eindringen der Flüssigkeit stattfand. Am Tage nach der Vollendung der Bahn wurde dieselbe fünf Stunden mit der Strafsenwalze befahren, wobei eine erhebliche Verminderung in der Dicke des Betonkörpers nicht eintrat. Der Preis der fertigen Betonbahn stellte sich auf 62 Mk. pro Kubikmeter oder 8,4 Mk. pro Quadratmeter der Bahn. (Näheres: Zeitschr. d. Architekten- u. Ingenieur-Vereins zu Hannover 1868, S. 61.)

Zur Erhöhung der Festigkeit der Teerbetonbahn hat man dieselbe zuweilen mit einer 2,5 cm dicken Asphaltschicht überzogen. In dem Falle, dafs die Brückentafel aus einem Bohlenbelage besteht, hat man zwischen den einzelnen Bohlen einen Zwischenraum von je 1 cm gelassen, damit der Beton besser anhafte und der Luftzutritt zu den Bohlen möglichst wenig gehindert werde.

§. 57.

Pflaster aus natürlichen und künstlichen Steinen. Asphaltpflaster.

Ein gutes Steinpflaster gewährt auch bei schwerem und lebhaftem Verkehre eine verhältnismäfsig lange Dauer und giebt daher zu Verkehrsstörungen durch Erneuerungsarbeiten nur in gröfseren Zeitabständen Veranlassung; dagegen ist das Gewicht desselben ein hohes und bleibt seine Oberfläche auf die Dauer nicht eben, indem sich die Steine ungleich abnutzen und niederfahren. Infolge davon erzeugen schwere Wagen beim Fahren über die Brücke heftige Erschütterungen des eisernen Tragwerkes, welche hauptsächlich auf die Nietverbindungen ungünstig einwirken.

Dieser schädliche Einfluſs zeigte sich bei einzelnen Brücken so stark, dafs man sich veranlafst sah, das Steinpflaster zu entfernen und durch eine mehr elastische Brückendecke zu ersetzen, z. B. bei der Ober-Mainbrücke zu Frankfurt a. M., von welcher das Steinpflaster nach etwa siebenjährigem Bestande beseitigt werden mufste. Als Ersatz wandte man ein Holzpflaster an, wodurch die früher beobachteten starken Erschütterungen der Brückenträger fast bis zur Unmerklichkeit herabgemindert wurden.

1. Pflaster aus natürlichen Steinen.

Um die Oberfläche des Pflasters auf die Dauer möglichst eben zu halten, empfiehlt es sich, das Pflaster aus Steinen herzustellen, die in der äufseren Form und in der Beschaffenheit des Materials möglichst gleichartig sind.

Die Pflastersteine stellt man aus einem harten Gestein, wie Granit, Gabro, Diabas, Basalt u. s. w. her und ordnet sie in Reihen an, welche in regelrechtem Verbande zu ein-

ander stehen. Je nach der Härte macht man die Steine 12 bis 25 cm lang, 9 bis 20 cm breit und 10 bis 18 cm dick; 16 cm Dicke dürfte für Würfelsteine aus festem Materiale für jede Art des Verkehrs ausreichen. Um Unregelmäfsigkeiten in der Grundfläche der Steine sowie in der Oberfläche der Brückentafel auszugleichen, giebt man dem Pflaster eine 4 bis 6 cm dicke Unterbettung aus Sand oder Kies.

Die Fugen des Pflasters hat man mit Mörtel ausgegossen zur Erzielung einer möglichst dichten Oberfläche; mehr geeignet, aber auch teurer, ist Asphalt, indem derselbe dem Pflaster gestattet, an den Durchbiegungen der Fahrbahn teilzunehmen, ohne dafs sich die Fugen öffnen. Möglichst enge Fugen sind erwünscht, einerseits um die Reibung der Steine aneinander zu vermehren, anderseits um die Stofswirkung beim Übergange des Rades von einem Steine auf den andern zu vermeiden.

Zur guten Entwässerung giebt man dem Pflaster ein Seitengefälle von 2 bis $2^1/_2$ Prozent oder eine Wölbung von $^1/_{100}$ bis $^1/_{80}$ Pfeil.

Das Gewicht des Pflasters beträgt durchschnittlich für das Quadratmeter, wenn d die Dicke desfelben und d_1 die Dicke der Unterbettung in Zentimetern bezeichnet: $g = 25\,d + 19\,d_1$ Kilogramm, also für $d = 16$ und $d_1 = 5$ cm, $g = 495$ oder rund 500 kg pro Quadratmeter. Wesentlich geringer ist das Gewicht des Granitpflasters der neuerdings über die Elbe zu Hamburg und den Neckar zu Mannheim erbauten Strafsenbrücken. Bei der ersteren ist die Dicke der Pflastersteine $d = 10$ cm, diejenige der Unterbettung $d_1 = 4$ cm, daher $g = 326$ kg pro Quadratmeter; bei der andern $d = 12$ cm, $d_1 = 6$ cm, also $g = 414$ kg pro Quadratmeter. Verglichen mit dem 400 kg pro Quadratmeter betragenden Gewichte einer 20 cm starken Schotterdecke wiegt demnach das Pflaster der Hamburger Brücke 74 kg pro Quadratmeter weniger und das der Mannheimer Brücke 14 kg pro Quadratmeter mehr.

2. Pflaster aus künstlichen Steinen.

Künstliche Pflastersteine aus hart gebranntem Thon (Klinker), Hochofenschlacke u. s. w. werden nur da angewandt, wo die Herbeischaffung von natürlichen Steinen zu kostspielig ist.

a) Klinker. Dieselben werden aus Thon geformt, bis zum Verglasen gebrannt und dann sehr langsam abgekühlt. Als besonders brauchbar werden Bockhorner Klinker von 22,8 × 10,8 × 5,2 cm gerühmt, deren Gewicht 3 kg für das Stück beträgt. Die Steine werden hochkantig und mit ihrer Längenrichtung rechtwinkelig zur Brückenachse auf einer etwa 5 cm starken Sandbettung in Reihen versetzt, welche miteinander im Verbande stehen. Beim Versetzen legt man die Steine dicht (ohne Sand) aneinander, um eine Beschädigung ihrer Oberkanten durch die darüber gehenden Räder thunlichst zu verhindern. Die verbliebenen Fugen werden nach Fertigstellung des Pflasters durch Einschwemmen mit Sand gedichtet. Auf die Fahrbahn kommt eine 2 cm dicke Sandschicht, welche sorgfältig erhalten werden mufs, da sonst die Kanten der Steine abbröckeln und sich Gleise ausbilden, deren Beseitigung viel Arbeit und Geld kostet.

b) Pflastersteine aus Hochofenschlacke. Nicht jede Hochofenschlacke ist für den vorstehenden Zweck brauchbar; vor allem mufs dieselbe nach dem Erkalten ein gleichmäfsiges, dichtes Gefüge zeigen und gehörige Härte besitzen. Der Preis der Schlackensteine stellt sich für das Quadratmeter etwa auf 5 Mark.

3. Asphaltpflaster.

Asphaltsteinpulver bildet, wenn es im warmen Zustande gedrückt wird, beim Erkalten eine harte Masse. Auf dieser Eigenschaft beruht seine Verwendung zum Straſsenpflaster, welche in zwei Formen stattfindet, nämlich als Guſs- und als Preſsasphalt.

Guſsasphalt besteht aus einem zusammengeschmolzenen Gemisch von gepulvertem Asphaltstein und Bergteer, welches in Broden von 25 kg Gewicht unter dem Namen Asphaltmastix in den Handel gebracht wird. Derselbe eignet sich nur für Fuſswege, indem er bei hoher Sonnenwärme nachgiebig wird und dann den Angriffen der Räder schwerer Fuhrwerke schlecht widersteht. Als Unterlage für den Guſsasphalt wählt man entweder eine Betonschicht oder einen Bohlenbelag, welcher mit Teerpappe, Asphaltfilz oder Hedeleinewand (Rapper) belegt ist, um die Asphaltdecke unabhängig von den Bewegungen des Holzes zu machen. Das Aufbringen desſelben auf die Unterlage geschieht im geschmolzenen Zustande unter Ausübung von Druck auf die flüssige Asphaltschicht mit hölzernen Spateln. Die noch warme Masse wird mit einer dünnen Sandschicht überdeckt, welche man mit Spateln gleichmäſsig in dieselbe schlägt, um eine harte Kruste an der Oberfläche des Asphalts herzustellen.

Mit Guſsasphalt belegte Fuſswege haben eine ebene, nicht von Fugen unterbrochene Oberfläche, sind leicht rein zu halten und gewähren daher eine groſse Annehmlichkeit beim Begehen. Ihre Haltbarkeit kann man bei 2,5 m Dicke und mittlerem Verkehre zu etwa 20 Jahren annehmen.

Preſsasphalt wird aus gemahlenem Asphaltsteinpulver gebildet, welches man, je nach seiner Zusammensetzung, in sich drehenden Trommeln auf 90 bis 150° C. erwärmt, sodann in dicht verschlossenen eisernen Kästen nach der Arbeitsstelle schafft und hier gleichmäſsig über die Fahrbahn so verteilt, daſs seine Dicke etwa $^2/_5$ mehr als diejenige des fertigen Pflasters beträgt. Das Dichten des lose aufgetragenen Pulvers auf die vorgeschriebene Stärke geschieht mit Hilfe erwärmter eiserner Walzen und Stampfen. Vor Übergabe in den Verkehr wird die Bahn noch mit Glätteeisen vollständig geebnet und mit einer dünnen Sandschicht überstreut. Die Dicke der Asphaltschicht im gedichteten Zustande beträgt gewöhnlich 5 cm. Dieselbe nimmt infolge der Abnutzung und weiteren Dichtung unter der Last des Fuhrwerkverkehres allmählich ab, in London z. B. um 0,5 cm jährlich.

Als Unterlage für die Asphaltdecke hat man auf eisernen Brücken meistens eine Betonschicht gewählt, seltener Holzpflaster (Klett'sche Fahrbahndecke, Deutsche Bauzeitung 1883) oder Teerbeton.

Der Quere nach giebt man den Asphaltstraſsen eine flache Wölbung von $^1/_{100}$ bis $^1/_{200}$ Pfeil.

Die Hauptvorteile der Brückendecke aus Preſsasphalt bestehen in der harten, ebenen Oberfläche, welche den Rädern nur einen geringen Widerstand entgegensetzt und eine Stoſswirkung der Fuhrwerke so gut wie ausschlieſst. Weiter ist die Staubbildung auf denselben eine verschwindend kleine und rollen die Fuhrwerke, abgesehen von dem Geräusche der aufschlagenden Pferdehufe, fast unhörbar über die Bahn hinweg.

Diesen Vorteilen stehen gewisse Mängel gegenüber, welche so bedeutend sind, daſs man neuerdings von der Verwendung des Preſsasphalts für die Fahrbahnen der eisernen Brücken mehr und mehr zurückgekommen ist. Zunächst kommt in Betracht, daſs Preſsasphalt

ein sehr spröder Körper ist, welcher bei nennenswerten Biegungen Sprünge erhält und daher eine festliegende Unterlage verlangt, wie sie eine eiserne Brücke nur bei kleineren Spannweiten und äufserst steifen Fahrbahnträgern gewähren kann. Sodann wirken die grofsen, auf der Brücke vorkommenden Temperaturunterschiede unvorteilhaft auf die Haltbarkeit der Asphaltschicht ein, indem die ungleiche Wertziffer der Ausdehnung von Asphalt und Eisen auf eine gegenseitige Verschiebung beider Teile hinwirkt. Durch die wälzende Wirkung der Räder wird letztere Bewegung noch unterstützt. Die Decke wird wellig und blasig und es entstehen in der Bahn einzelne dünne Stellen, welche bald durchfahren werden, wie es sich z. B. auf einer eisernen Bogenbrücke über den Main zu Frankfurt gezeigt hat.

Endlich ist anzuführen, dafs sich in dem Asphaltpulver öfters fremde Einmengungen finden, welche beim Einstampfen mit in das Pflaster gelangen. Wo dieselben nahe unter der Oberfläche liegen, bilden sich unter der Einwirkung des Verkehres bald Löcher und es erfolgt, wenn jene Einmengungen von Belang sind, eine unverhältnismäfsig rasche Zerstörung der Decke. Die Ausbesserung der schadhaften Stellen läfst sich jedoch zu jeder Jahreszeit mit Leichtigkeit ausführen.

Das Gewicht g einer Brückendecke aus Prefsasphalt beträgt bei d Zentimeter Dicke des Asphaltes und d_1 Zentimeter Dicke der darunter befindlichen Zementbetonschicht: $g = 22\,d + 24\,d_1$, wenn der Steinschlag zum Beton aus Bruchsteinen hergestellt ist, und $g = 22\,d + 18\,d_1$, wenn derselbe aus Ziegelbrocken besteht.

§. 58.

Holzpflaster.

Ein sorgfältig hergestelltes Holzpflaster hat vor dem Steinpflaster und der Beschotterung mannigfache Vorteile. Es überträgt den Druck der Räder elastischer und schont daher das Tragwerk der Brücke mehr, ebenso die Fuhrwerke und Zugtiere; auch hat dasfelbe bei einer Höhe der Klötze von d Zentimeter nur das Gewicht von $8\,d$ bis $11\,d$ Kilogramm für das Quadratmeter, also bei 16 cm Höhe 128 bis 176 kg pro Quadratmeter, während eine 20 cm dicke Steinschlagbahn 400 kg und ein 16 cm hohes Steinpflaster mit 5 cm starker Sandbettung 500 kg pro Quadratmeter wiegt. Weitere Vorzüge sind seine Geräuschlosigkeit, sowie die geringe Erzeugung von Staub beim Befahren.

Diesen Vorteilen des Holzpflasters steht seine rasche und ungleichmäfsige Abnutzung, besonders bei lebhaftem und schwerem Verkehre gegenüber. Da nun seine Anlagekosten etwa ebenso hoch sind als diejenigen eines guten Steinpflasters, so stellen sich die Jahreskosten nicht unwesentlich höher. Beispielsweise betragen die durchschnittlichen Jahreskosten für Steinpflaster mittlerer Güte in Berlin, London und Paris bezw. 1,85, 1,37, 1,60 Mark für das Quadratmeter, dagegen für Holzpflaster in Berlin und London 3,00, in Paris 2,40 Mark. Weiter kommt in Betracht, dafs das Holzpflaster leicht in Verfall gerät, wenn bei der Auswahl des Materials und bei der Ausführung nicht mit der gröfsten Sorgfalt verfahren wird.

Das Holzpflaster besteht aus prismatischen Klötzen von rechteckiger oder quadratischer Grundform, welche mit der einen Hirnseite nach oben und entweder mit Fugen von 0,2 bis 1,2 cm Breite, oder dicht nebeneinander verlegt sind. Die Klötze haben 15 bis 17 cm Höhe und bei rechteckiger Grundform 7 bis 10 cm Breite und 20 bis 30 cm Länge, bei quadratischer

dagegen 15 bis 20 cm Seitenlänge des Quadrates. Sie sind in Reihen angeordnet, welche miteinander im Verbande stehen und im allgemeinen quer zur Fahrrichtung liegen. Ein Abfasen an den Kopfseiten ist nicht zu empfehlen, indem hierdurch der Angriff der Räder auf die Holzstöcke vermehrt und bald eine unebene Oberfläche erzeugt wird.

Als Material hat man Eichen-, Nadel- und Buchenholz angewandt. Das Holz mufs gesund, astfrei, gut ausgetrocknet und vor allem splintfrei sein, da das Splintholz leicht vergänglich und dem Quellen und Schwinden ganz besonders unterworfen ist. Das amerikanische Jellowpine-Holz wird von manchen bevorzugt, weil es sich verhältnismäfsig wenig dehnt; über Buchenholz liegen noch keine ausreichende Erfahrungen vor.

Um die Dauer des Pflasters zu erhöhen, hat man die Klötze mit fäulniswidrigen Stoffen getränkt und zwar hat sich herausgestellt, dafs eine Lösung von Zinkchlorid oder schwacher Karbolsäure guten Schutz gegen Fäulnis und Stocken des Holzes gewährt, ohne die Elastizität zu beeinträchtigen; auch haben diese Stoffe keinen üblen Geruch und weichen den Fugenvergufs nicht auf, wie z. B. eine Kreosotlösung. Mit der Tränkung des Holzes ist noch der Vorteil verbunden, dafs dieselbe das Aufquellen und Schwinden erheblich vermindert und dadurch zur Erhaltung der regelrechten Lage des Pflasters wesentlich beiträgt. Getränkte Holzklötze können daher dicht aneinander gesetzt werden, ohne dafs ein Werfen der Bahn zu besorgen wäre. Gute Erfahrungen hat man in letzterer Beziehung auch mit nicht getränkten, aber gehörig ausgelohten und getrockneten Eichenklötzen z. B. auf der Kaiserbrücke in Bremen (Taf. XXVIII, Fig. 235 bis 235 f.), gemacht, deren dicht nebeneinander verlegte Klötze von $20 \times 14 \times 15$ cm 11 Jahre lang gelegen haben.

Zur Ermöglichung der Ausdehnung der Klötze, ohne dafs schädliche Einwirkungen auf einzelne Teile der Fahrbahn stattfinden, hat man rings um die einzelnen Klötze 0,2 bis 1,2 cm starke Fugen gelassen und diese mit einem nachgiebigen Stoffe ausgefüllt. Bei Fugenweiten von 0,2 bis 0,3 cm hat man Teerpappe oder mit Teer und Pech getränkten Dachfilz angewandt, bei solchen von 0,6 cm eine Mischung von Pech oder Asphalt mit Teer, bei Fugen über 0,6 cm endlich Asphalt.

Als Unterlage des Holzpflasters dient auf eisernen Brücken entweder ein mit Teerpappe belegter Bohlenbelag, oder eine Betonschicht, die ebenso belegt, bezw. zur Ausgleichung der Unebenheiten, mit Zementmörtel oder einer bituminösen Masse abgeglichen ist. Auf der so hergestellten Ebene werden die Holzklötze in ordnungsmäfsigem Verbande versetzt, nachdem sie zuvor in eine heifse Klebmasse getaucht sind. In Hamburg hat man dazu auf verschiedenen Brücken eine Mischung von 24 Prozent Harz, 35 bis 40 Prozent Pech, 20 bis 25 Prozent Teer, 16 Prozent Kreide und einen Zusatz von Leinöl genommen.

Über das fertige Pflaster wird eine Schicht Sand oder Kies, letzterer von Erbsengröfse, gestreut. Der Kies wird durch die darüber rollenden Räder zersplittert und mit dem Sande in die Poren des Hirnholzes gepreſst, wodurch eine sehr widerstandsfähige Kruste entsteht.

Die Abnutzung des Pflasters tritt infolge der in der Natur des Holzes begründeten verschiedenen Widerstandsfähigkeit der Klötze an einzelnen Stellen der Bahn stärker auf, als an anderen danebenliegenden. Hierdurch bilden sich muldenförmige Vertiefungen, in denen das Wasser, vermengt mit tierischen Auswurfstoffen, stehen bleibt und so das Anfaulen der Klötze befördert. Ein derartig abgenutztes Pflaster läfst sich schlecht reinigen und giebt bei eintretendem Regen durch seine schlüpferige Oberfläche zum Stürzen der Pferde Veranlassung.

Die im vorstehenden erwähnten Übelstände haben sich je nach dem Verkehre sowie nach der Holz- und der Bauart des Pflasters in sehr verschiedenem Grade gezeigt. Während z. B. das im Jahre 1879 auf der Friedrichsbrücke in Berlin verlegte Holzpflaster sich schon nach $2^3/_4$ Jahren in einem solchen Zustande befand, dafs es völlig umgelegt werden mufste, hat sich das eichene Pflaster der Kaiserbrücke in Bremen 11 Jahre gehalten, ehe ein Umlegen erforderlich wurde. Die Kosten des letzteren Pflasters stellen sich für das Quadratmeter wie folgt:

a) Anlagekosten.		b) Unterhaltungskosten.	
Material der Klötze	17,30 Mk.	1874 bis 1877	0,00 Pf.
Teerpappe	0,35 „	1877 bis 1879 (f. d. Jahr 13,2 Pf.) . . .	26,40 „
Verlegen der Klötze	2,25 „	1879 bis 1885 (f. d. Jahr 17,2 Pf.) . . .	103,20 „
Bekiesen und Teeren der Fahrbahn .	0,25 „		Sa. 129,60 Pf.
	Sa. 20,15 Mk.	oder rund 1,30 Mk.	

Das Pflaster der Kaiserbrücke hat demnach während seiner 11jährigen Dauer durchschnittlich $^1/_{11}$ (20,15 + 1,30) = 1,95 Mark für das Jahr und Quadratmeter gekostet. Rechnet man die Jahreszinsen des Anlagekapitals mit 4 Prozent Zinsen hinzu, so erhöhen sich letztere Kosten auf 2,76 Mark. Ein Steinpflaster kostet etwa die Hälfte; jedoch stehen dieser Ersparnis an Kosten für die Brückendecke die Mehrkosten für die schwereren Haupt- und Zwischenträger gegenüber.

III. Abschnitt.

Die Brückentafel (Fahrbahntafel) der Eisenbahn- und Strafsenbrücken.

§. 59.

Der einfache und doppelte Bohlenbelag.

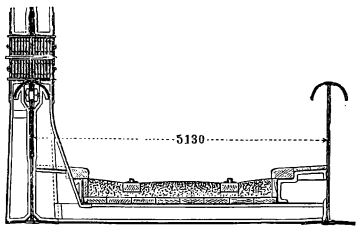
Wir betrachten hier nur den Fall, in welchem die Fahrbahn aus einem einfachen oder doppelten Bohlenbelage mit einer Brückendecke darüber besteht, indem der Belag, welcher gleichzeitig die Brückendecke und Tafel bildet, in §. 55 erörtert wurde.

Zur Zeit sind Holzbeläge als Träger der Brückendecke ihrer geringen Dauer wegen im allgemeinen nur bei Strafsenbrücken untergeordneter Bedeutung im Gebrauche, während sie früher selbst bei Eisenbahnbrücken Anwendung fanden, wie z. B. die Fahrbahn der Brücke über den Tamar bei Saltash (Fig. 236 a. f. S.) zeigt. (Vergl. Humber, A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction, including iron foundations. London 1870.) Für Nadelholz kann man die Dauer auf 5 bis 8 Jahre, für Eichenholz auf 10 bis 15 Jahre annehmen. Durch Tränken des Holzes mit fäulnishemmenden Stoffen läfst sich letztere um mehrere Jahre erhöhen, jedoch fehlt es hierüber an genauen Angaben. Buchenholz fällt, wenn es nicht getränkt ist, schon nach wenigen Jahren der Fäulnis anheim.

1. Der einfache Bohlenbelag.

Derselbe wird gewöhnlich quer zur Fahrbahn entweder unmittelbar auf die Hauptträger, oder auf die zwischen den Querträgern angebrachten Längsträger gelagert. Die Befestigung des Belages erfolgt durch Nägel, wenn die genannten Träger oben mit Langschwellen oder Bohlen ausgestattet sind, bezw. aus Holz bestehen, andernfalls durch Schraubbolzen, deren Köpfe man einläfst, ferner durch Hakenschrauben oder durch Holzschrauben, welche von unten durch die Trägergurtung in das Holz geschoben werden. Es ist nicht erforderlich, jede Bohle mit den Trägern unmittelbar zu verschrauben, vielmehr genügt es, eine solche Verschraubung nur bei einzelnen der Bohlen vorzunehmen und die übrigen durch übergelegte Saumschwellen oder Bandeisen mit Hilfe von Schrauben oder Nägeln zu verbinden. Die einzelnen Bohlen werden entweder dicht nebeneinander oder mit Zwischenräumen von 1 bis 2 cm verlegt. Letztere Bauweise ist vorzuziehen, indem das durch die Brückendecke sickernde Wasser leichter zum Abflusse kommen kann und die Luft besseren Zutritt zu dem Holze hat.

Fig. 236.



Tamarbrücke bei Sulsash. 1 : 106.

2. Der doppelte Bohlenbelag.

Derselbe steht in bezug auf Tragfähigkeit dem einfachen Bohlenbelage gleicher Stärke erheblich nach und verdient deshalb unter Brückendecken nur dann Anwendung, wenn er Vorteile in bezug auf die Ausführung der Brückentafel im Gefolge hat. Die untere Bohlenschicht legt man gewöhnlich quer zu den stützenden Trägern, die obere der Länge nach darüber. Zuweilen hat man auch, um die seitliche Steifigkeit der Brücke zu erhöhen, beide Lagen sich so überkreuzen lassen, dafs jede derselben mit der Längenachse der Fahrbahn einen Winkel von 30 bis 45 Grad einschliefst. Die Beläge sind unter sich durch Nägel und mit dem Eisenwerke durch die früher angegebenen Mittel fest zu verbinden. Im übrigen ist auf die in §. 55 gemachten Angaben über den doppelten Bohlenbelag zu verweisen.

Tragfähigkeit des einfachen, mit einer Steinschlagdecke versehenen Bohlenbelages.

Es bezeichne (Fig. 237):

D den gröfsten Raddruck, in Tonnen;

b, d, c die Breite, Dicke und freitragende Länge einer Bohle, in Zentimetern;

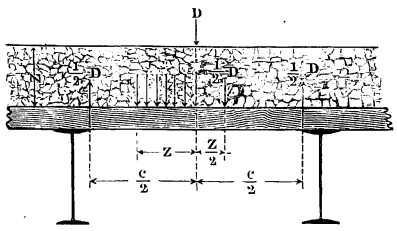
z die mittlere Dicke der Steinschlagbahn, in Zentimetern;

s die zulässige Beanspruchung des Holzes, in Tonnen pro Quadratzentimeter.

Wir nehmen zunächst an, dafs auf eine Bohle ein Raddruck komme, welcher sich in der Längenrichtung derselben auf $2.z$ Zentimeter gleichmäfsig verteilt. Sehen wir nun aus

Sicherheitsrücksichten von dem Zusammenhange der Bohle über den Stützpunkten ab und vernachlässigen das Eigengewicht derselben und des Steinschlages als klein, so ergiebt sich für die Tragfähigkeit des Belages:

Fig. 237.



$$\frac{D}{2}\left(\frac{c}{2}-\frac{z}{2}\right)=\frac{1}{6}\,b\,d^2\,s,$$

daher

125 . . . . . $d=\sqrt{\frac{3}{2}\,\frac{c-z}{b}\,\frac{D}{s}}$.

Ist z. B. $c=90$ cm; $z=20$ cm; $s=0{,}060$ Tonnen pro Quadratzentimeter, so folgt

$$d=\sqrt{1750\cdot\frac{D}{b}}.$$

Die Ergebnisse dieser Gleichung sind für einige Werte von D und b in nachfolgender Tabelle zusammengestellt:

$D=1{,}5$	2	3	4	5	Tonnen
$b=30$ cm; $d=9{,}4$	10,8	13,2	15,3	17,1	Zentimeter
$b=35$ cm; $d=8{,}7$	10,0	12,2	14,1	15,8	„
$b=40$ cm; $d=8{,}1$	9,4	11,5	13,2	14,8	„

Wenn der Raddruck D infolge geringer Breite der Bohlen auf mehrere derselben übertragen wird, ist in Gleichung Nr. 125 für D ein entsprechend kleinerer Wert einzuführen. Letzteren kann man zu $\left(1-\frac{1}{4}\,\frac{b}{z}\right)\frac{b}{z}\,D$ annehmen und hat dann:

126 . . . . $d=\sqrt{\frac{3}{2}\left(\frac{c-z}{z}\right)\left(1-\frac{1}{4}\,\frac{b}{z}\right)\frac{D}{s}}$, worin $b\leqq 2z$.

Für die Bohlenbreite $b=2z$ geht vorstehende Gleichung in die von Nr. 125 über. Wählt man, wie vorhin, $c=90$ cm; $z=20$ cm; $s=0{,}060$ Tonnen pro Quadratzentimeter, so erhält man für die Belagdicke bei $b=20$ cm und $D=1{,}5$, 2, 3, 4 Tonnen, $d=9{,}9$, 11,4, 14,0, 16,2 cm.

Ungünstiger als bei der Steinschlagdecke gestaltet sich die Druckübertragung bei einem Pflaster, welches ohne Unterbettung unmittelbar auf dem Bohlenbelag ruht. Man wird hier nur darauf rechnen können, dafs sich der Druck auf eine Fläche gleich der Grundfläche eines Pflastersteines überträgt.

§. 60.

Buckelplatten.

Diese, von dem englischen Ingenieur Mallet erfundenen Platten sind ihrer grofsen Tragfähigkeit wegen als Fahrbahntafel für Eisenbahn- und Strafsenbrücken vielfach zur Anwendung gekommen. Sie bestehen aus einem mittleren gewölbten Teile von der ungefähren Form eines Klostergewölbes und einem aufsen um diesen herumlaufenden ebenen Rande, mit Hilfe dessen ihre Befestigung auf dem Tragwerke der Fahrbahn leicht erfolgen kann. Als

Grundform haben die Platten in der Regel das Quadrat oder Rechteck, bei schiefwinkeligem Bahnabschlufs auch das Trapez oder Dreieck.

Man verlegt dieselbe mit dem Buckel entweder nach oben oder nach unten und unterscheidet hiernach stehende und hängende Buckelplatten. Die ersteren wurden früher ausschliefslich angewandt, während man jetzt mehr den hängenden den Vorzug giebt, indem diese eine bessere Entwässerung der Fahrbahn gestatten und tragfähiger sind.

Die Herstellung der Buckelplatten erfolgt im allgemeinen in der Weise, dafs man entsprechend zugeschnittene Blechplatten im glühenden Zustande in Gesenke preſst, deren Höhlung mit der herzustellenden Plattenform übereinstimmt.

Buckelplatten unregelmäfsiger Form hat man auch aus dem Ganzen geschmiedet oder aus einzelnen Teilen zusammengesetzt. Letztere Art der Ausführung hat man bei der Fahrbahn der Eigelstein-Unterführung in Köln a. Rh. gewählt. Die trapezförmigen Buckelplatten derselben messen in der Längenrichtung der Gleise 1,2 m und sind bei 1,8 bis 2,7 m mittlerer Breite gemäfs Fig. 238, und bei derjenigen von 1,2 bis 1,7 m, gemäfs Fig. 239 zusammengesetzt. Zur Vereinfachung der Ausführung sind dieselben in je zwei trapezförmige Randstücke A, B bezw. A_1, B_1 und einen mittleren rechteckigen Teil zerlegt. Die Randstücke A, A_1 u. s. w. sind einander gleich und in einem Gesenke hergestellt, ebenso die mit B, B_1 u. s. w. bezeichneten. Der Anschlufs der mittleren Bleche erfolgt bei den Buckelplatten nach Art der Fig. 238 mit Hilfe doppelter Laschen, von denen die oberen der Entwässerung wegen in der Mitte unterbrochen sind, und bei denjenigen gemäfs Fig. 239, durch unmittelbare Vernietung mit den Randstücken, wobei die den tiefsten Teil des Buckels bildende Platte E unter die Platten D, D_1 gekröpft werden mufste. Nach dem Zusammennieten wurden die Buckelplatten verzinkt.

Fig. 238.

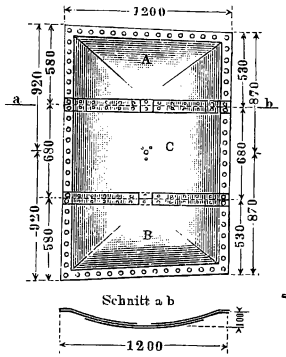
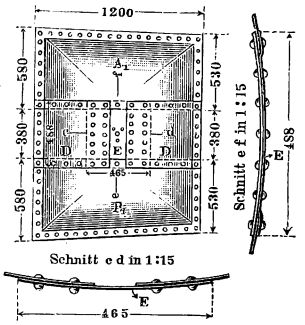


Fig. 239.



Eigelstein-Unterführung in Köln a. Rh. 1:45 und 1:15.

Die gemäfs Fig. 239 zusammengesetzten Buckelplatten haben in den Kröpfungen nicht dicht gehalten und mufsten daselbst nachträglich mit Zink gelötet werden — ein Übelstand, der sich hätte vermeiden lassen, wenn man, anstatt die Bleche E zu kröpfen, Futterstücke unter die Bleche D, D_1 gelegt hätte.

Im allgemeinen ist die Zusammensetzung der Buckelplatten aus einzelnen Blechen nicht zu empfehlen, indem solche Platten nicht die Dauer und Dichtigkeit wie die aus dem Ganzen geschmiedeten haben, und sich auch im Preise höher stellen. Bei dem Schmieden kann man sich die Arbeit durch Vorpressen der Bleche in vorhandenen Gesenken von annähernd der vorgeschriebenen Form erleichtern.

Abmessungen der Buckelplatten.

a) Seitenlänge. Quadratische Buckelplatten hat man in Seitenlängen von etwa 0,7 bis 1,5 m ausgeführt, rechteckige dagegen erheblich gröfser. So haben z. B. diejenigen der Venloer-Strafsenunterführung der Stadtbahn in Köln bei 0,835 m Breite eine Länge von 2,340 m.

b) Randbreite. Der den gewölbten Teil der Platte umgebende Rand mufs mindestens die zum Annieten erforderliche Breite haben, also bei dem Nietdurchmesser d eine Breite von $3\,d$. Ausgeführt finden sich Breiten von 40 bis 80 mm.

c) Pfeilhöhe. Im Mittel beträgt die Pfeilhöhe des Buckels bei quadratischer Grundform $^1/_{10}$ seiner lichten Weite. Als untere Grenze kommt $^1/_{18}$, als obere $^1/_8$ vor. Bei rechteckigen Platten sind vorstehende Zahlen auf das arithmetische Mittel aus den Seitenlängen zu beziehen.

d) Dicke. Für Buckelplatten, welche Kräfte von Belang zu übertragen haben, empfiehlt es sich, nicht unter 6 mm Dicke herabzugehen, um auch nach dem Abrosten einiger Millimeter eine genügende Eisenstärke übrig zu behalten. Ist dagegen die Belastung nur eine geringe, so kann man bis auf 4 mm herabgehen, vorausgesetzt, dafs die Platten gut verzinkt oder sonst sicher gegen Rosten geschützt sind. Die Dillinger Hütte liefert Buckelplatten nach folgender Tabelle:

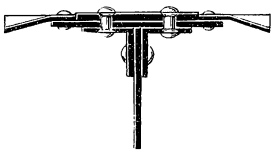
Nr.	Breite	Länge	Randbreite	Pfeilhöhe	Gewicht für das Stück in Kilogrammen bei der Bleckdicke δ in Millimetern =								
	mm	mm	mm	mm	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
1	1490	1490	78	130	104	112,5	121,5	130	139	147,5	156,5	165,5	173,5
2	1140	1140	40	85	61	66	71	76	81	86	91	96	101
3	1098	1098	40	75	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
4	1098	1098	78	78	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
5	1000	1000	60	72	47	51	54,5	58,5	62,5	66,5	70,5	74	78
6	750	750	60	45	26,5	28,5	30,5	33	35	37	39,5	41,5	44
7	500	500	60	27	11,5	12,5	13,5	14,5	15,5	16,5	17,5	18,5	19,5
8	1630	1270	80	130	96,5	105	113	121,5	129,5	137,5	145,5	153,5	161,5
9	1100	770	55	80	39,5	43	46	49,5	53	56,5	59,5	63	66
10	1265	1265	80	100	75	81	87,5	94	100	106,5	112,5	118,5	124,5
11	1310	1000	50	104	61,5	66,5	71,5	76,5	81,5	86,5	91,5	96,5	101,5
12	700	700	70	45	23	25	27	29	31	33	35	37	39
13	700	660	50	45	21,5	23,5	25,5	27	29	30,5	32,5	34	36
14	1180	1100	60	75	61	66	71	76	81	86	91	96	101

Auflagerung.

Um die Tragfähigkeit der Buckelplatten möglichst auszunutzen, sind dieselben an den Rändern fest einzuspannen. Es geschieht dieses durch Vernietung mit einem Netze von Quer- und Längsträgern, deren obere Gurtungen eine ebene Auflagerfläche bieten. Gewöhnlich hat

man die Träger als gewalzte oder genietete I-Träger hergestellt, auch ⊐-Eisen sind verwandt. Die Flantschen letzterer haben aber zur Vernietung zweier nebeneinander liegender Buckelplatten nicht die erforderliche Breite und mufs daher der Rand der einen Buckelplatte über den der andern hinweggekröpft werden (Taf. XXIX, Fig. 240). Bei der Fahrbahnlage zwischen den Hauptträgern hat man den Anschluſs der Buckelplatten an die Hauptträger oft unter Einschaltung besonderer Randträger bewirkt (Taf. XXIX, Fig. 241).

Fig. 242.



Wenn die genieteten I-Träger eine oder mehrere Gurtungslamellen haben, so ist es im allgemeinen unthunlich, die Niete der Lamellen mit zur Befestigung der Buckelplatten zu verwenden, indem der Abstand dieser Niete vom Lamellenrande meistens nicht der halben Randbreite der Buckelplatten entspricht; auch würden die Lamellen bei solcher Ausnutzung der Gurtniete im allgemeinen in der Fabrik nicht aufgenietet werden können. Die in Rede stehenden Nietreihen sind vielmehr von denen der Trägergurtung unabhängig zu machen, was in einfacher Weise durch Verbreiterung einer sich über den ganzen Träger erstreckenden Lamelle geschehen kann (Fig. 242). Wird die Gurtung, auf welcher die Buckelplatten ruhen, nur aus zwei Winkeleisen gebildet, so thut man wohl, eine Decklasche über die Ränder der aneinander stossenden Buckelplatten zu legen, um ein Abbiegen der Winkeleisen und Zugspannungen in den durch die senkrechten Schenkel gehenden Niete zu vermeiden.

Für die Nietteilung der Buckelplatten genügt in fast allen Fällen der Abstand $5\,d$, worin d den Nietdurchmesser bezeichnet (S. 191). Letzterer ist mindestens gleich der doppelten Plattendicke zu wählen. Ergiebt sich hiernach der Nietdurchmesser kleiner als 10 mm, so müssen die Niete kalt eingetrieben werden.

Entwässerung.

a) Stehende Buckelplatten (Taf. XXX, Fig. 243). Dieselben erhalten eine Abgleichung aus Beton, welche zum Schutze gegen das Eindringen der Nässe mit einer etwa 20 mm dicken Asphaltschicht abgedeckt wird. Die Dicke der Betonschicht nimmt man so grofs, dafs sie den Scheitel des Buckels 30 bis 50 mm überdeckt. In der Oberfläche hat man derselben oft ein Quergefälle oder eine Entwässerung nach einzelnen, durch die Betonschicht und die Ränder der Buckelplatten führenden Abfallröhren gegeben. Die Anbringung von Entwässerungslöchern nur in den Rändern der Platten ist zwecklos, da sich das durch etwaige Risse der Betonschicht sickernde Wasser zu denselben einen Weg kaum bahnen kann. Das Wasser bleibt daher auf den Rändern stehen und bewirkt dadurch ein lebhaftes Rosten. Im ganzen genommen ist daher die Entwässerung der stehenden Buckelplatten eine unvollkommene.

b) Hängende Buckelplatten. Vor den stehenden Buckelplatten haben diese den Vorteil, dafs sie keiner Abgleichung durch eine Betonschicht bedürfen, vielmehr die Bettung unmittelbar aufnehmen können. Am tiefsten Punkte der Wölbung wird eine Entwässerungsöffnung von etwa 40 bis 50 mm Durchmesser angebracht, welche man mit groben Schotterstücken oder mit einer Kugelhaube überdeckt, die am Rande Ausschnitte zum Durchlassen des Wassers hat. Wenn ein Tropfenfall unter der Brücke nicht statthaft ist, bringt man unter den Entwässerungsöffnungen Ansatzröhren an, welche das Wasser Sammelrinnen zuführen (Taf. XXX, Fig. 244).

Schutz gegen Rosten.

Es ist sehr wichtig, vorzüglich die obere, vom Schotter oder Beton überdeckte Seite der Buckelplatten gegen das Rosten zu schützen, weil diese dem Auge für gewöhnlich entzogen und, wenn keine schützende Betonschicht vorhanden, fortwährend der Nässe ausgesetzt ist. Als Schutzmittel sind hauptsächlich verwandt:

a) Das Verzinken.

b) Anstrich aus Bleimennige.

c) Man hat auf die metallisch reine Oberfläche der Platten eine Schicht aus Zementbeton gebracht, indem sich Zement mit Eisen gut verbindet. Dieses Verfahren ist aber nur dann von Erfolg, wenn die elastischen Formänderungen der Platten so klein sind, dafs eine Lostrennung der Betonschicht nicht zu befürchten steht.

Abdichtung der Buckelplatten.

Um eine vollständig wasserdichte Fahrbahn auf Buckelplatten geringer Blechstärke (5 mm und darunter) herzustellen, hat man sich in verschiedenen Fällen veranlafst gesehen, die Fugen an den Rändern der Platten besonders zu dichten. So sind z. B. bei einer Anzahl von Brücken der Berliner Stadtbahn, deren 5 mm dicke Buckelplatten mit Hilfe warm eingetriebener, 13 mm starker und 60 mm voneinander abstehender Niete befestigt wurden, die folgenden beiden Dichtungsarten zur Anwendung gelangt:

Bei der einen überdeckte man die Fugen und Nietreihen mit Streifen aus Asphaltfilz, wie solcher zur Abdeckung der Brückengewölbe üblich. Diese Streifen reichten 90 bis 100 mm in die Höhlung der Buckelplatten hinein, wurden mit einem Klebstoff aus Asphaltmasse auf das Eisen geklebt und dann noch mit einer Art Asphaltlack überzogen. Ein Ausgleichen der durch die Nietköpfe verursachten Unebenheiten mit Asphalt oder sonstiger Masse war nicht erforderlich, indem sich die Nietköpfe in die Filzplatten prefsten, ohne dieselben zu beschädigen. An der Anschlufsstelle der Buckelplatten an die (lotrechte) Blechwand der Hauptträger sind die Filzstreifen an der Wand in die Höhe gezogen und festgeklebt.

Bei der andern Dichtungsart wurden die Fugen zwischen den einzelnen Buckelplattenreihen, bezw. zwischen Buckelplatte und Träger, mit Asphaltkitt sorgfältig ausgestrichen, worauf man die Nietreihen mit einer 15 bis 25 mm dicken Lage aus demselben Materiale in einer Breite gleich derjenigen der genannten Filzplatten überdeckte. (Näheres: Zeitschr. f. Bauwesen 1884, S. 369, Die Berliner Stadteisenbahn.)

Belastungsversuche mit hängenden Buckelplatten.

Beim Bau der Berliner Stadtbahn hat Rumschöttel mit hängenden Buckelplatten von 1490 mm Seitenlänge, 124 mm lichter Pfeilhöhe und 3 bis 7 mm Dicke Versuche angestellt. Die Platten hatten eine 100 bis 130 mm hohe Überschüttung aus Kies, bezw. Schotter, welche am seitlichen Ausweichen durch einen rings um die Platte gehenden Holzkasten verhindert war. Auf die Überschüttung wirkte eine von einer Hebelvorrichtung gedrückte quadratische

Platte von 300 mm Seite. Die Buckelplatten waren teils mit einem starken schweifseisernen Rahmen vernietet, teils lagen sie lose auf.

Beim Beginne der Versuche bestand die Überschüttung aus grobem Flufskies (Steine von Haselnufs- bis Wallnufsgröfse). Die Druckplatte versank jedoch beim Herunterlassen des Hebels unter gleichzeitigem Aufquellen des Kieses und Anheben des Kastens so stark, dafs der Versuch mit diesem Materiale aufgegeben werden mufste.

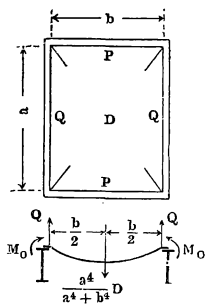
Darauf wählte man Kalkstein- bezw. Basaltschotter und deckte den Kasten neben der Druckplatte mit Bohlen ab, welche mit Hilfe von Bolzen an dem die Buckelplatten tragenden Rahmen, bezw. an der Platte selbst, befestigt waren und so das Aufquellen des Schotters verhinderten.

Es liegt auf der Hand, dafs hierdurch eine viel günstigere Druckverteilung erzwungen wurde, als sie auf Brücken vorkommt, und dafs daher die geprüften Platten eine ganz erstaunliche Tragfähigkeit zeigen mufsten. Platten von 3 mm Dicke, welche mit 100 mm dickem Basaltschotter überdeckt waren, brachen erst bei einem Drucke von 22,2 Tonnen, solche von 4 mm Stärke erst bei 39,45 Tonnen. Die 7 mm dicken Buckelplatten waren mit der zur Verfügung stehenden Druckvorrichtung überhaupt nicht zu zerbrechen und wurden, um den Bruch herbeizuführen, auf der inneren Seite mit einem Netze von 3,5 mm tiefen Rinnen überzogen, bezw. durch Abarbeitung einer kreisförmigen Fläche von 700 mm Durchmesser bis auf 3,5 mm geschwächt. (Näheres in der Zeitschr. f. Bauwesen 1880, S. 278; Rumschöttel: Bericht über einige beim Bau der Berliner Stadteisenbahn vorgenommene Belastungsproben zur Ermittelung der Tragfähigkeit hängender Buckelplatten.)

Berechnung der Tragfähigkeit der Buckelplatten.

Die Ermittelung der Beanspruchung der Buckelplatten infolge von Einzeldrücken oder gleichmäfsig verteilten Lasten stöfst auf grofse theoretische Schwierigkeiten, indem das elastische Verhalten der Platten zwischen demjenigen der Balken- und Bogenträger liegt und nicht bekannt ist, wie sich der Auflagerdruck auf die vier Ränder verteilt. Einen ungefähren Anhalt für die Tragfähigkeit einer ringsherum fest eingespannten Buckelplatte erhält man, wenn man dieselbe nach Art der fest an den Enden eingespannten Bogenträger berechnet. In bezug auf die Belastung der Platte wollen wir die beiden Fälle, in welchen auf dieselbe in der Mitte ein Einzeldruck, bezw. eine gleichmäfsig verteilte Last wirkt, näher, die sonst noch möglichen Belastungsfälle aber nur allgemein betrachten.

Fig. 245.



I. Die Buckelplatte ist in der Mitte durch eine Einzellast belastet.

a) Hängende Buckelplatte. Wir nehmen die Buckelplatte von rechteckiger Grundform an und bezeichnen mit (Fig. 245)

D den Einzeldruck in der Plattenmitte, in Tonnen;

P, Q den auf jeder Schmal- bezw. Langseite lastenden Auflagerdruck, in Tonnen;

s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen pro Quadratzentimeter;

a, b die Länge, bezw. Breite des Buckels, in Zentimetern.

Diese Abmessungen führen wir auch für die Stützweiten der Platte ein und setzen $a > b$;

δ, f die Dicke, bezw. Pfeilhöhe des Buckels, in Zentimetern;

J_a, J_b das mittlere Trägheitsmoment des Buckels in Richtung der Längen- bezw. Querachse, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in Zentimetern⁴.

Die Verteilung der Auflagerdrücke P und Q über die zugehörigen Ränder ist, wie bemerkt, nicht bekannt; auch läfst sich ihre Gröfse nur bei quadratischen Buckelplatten streng ermitteln, indem hier aus der Gleichheit der Kraftwirkung auf die vier Ränder $P = Q = \frac{D}{4}$ folgt.

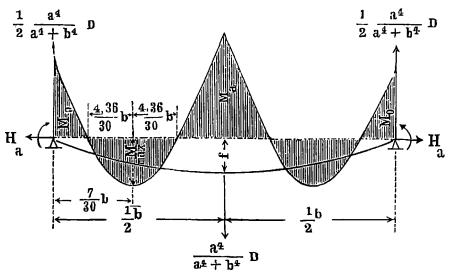
Nimmt man zunächst an, dafs die Platte nur in den Randmitten aufliegt, so ergiebt sich für das Verhältnis von P zu Q die Gleichung:

$$\frac{Qb^3}{J_a} = \frac{Pa^3}{J_b}, \quad \text{oder} \quad \frac{P}{Q} = \frac{b^3}{a^3}\frac{J_b}{J_a},$$

indem die Biegungslinien der beiden Hauptschnitte in der Plattenmitte gleiche Durchbiegungen haben.

Dasselbe Ergebnis erscheint, wenn eine gleichmäfsige Verteilung der Last über die Platte und der Auflagerdrücke über die zugehörigen Ränder stattfindet, und gilt sehr angenähert bei letzterer Verteilungsweise der Auflagerdrücke, wenn in der Plattenmitte eine Einzellast wirkt. Man kann daher für beide Arten der Belastung der Platte das Verhältnis zwischen P und Q wie oben berechnet annehmen.

Fig. 246.



Die mittleren Trägheitsmomente J_a und J_b lassen sich unter der Form

$$J_a = \alpha f^2 \delta a \quad \text{und} \quad J_b = \alpha f^2 \delta b$$

darstellen; man hat z. B. bei einem parabolischen Querschnitte von f_1 cm Pfeilhöhe: $J_a = \frac{4}{45} f_1^2 \delta a$, und kann man daher schreiben:

$$\frac{P}{Q} = \frac{b^4}{a^4}.$$

Weiter ist

$$D = 2(P + Q),$$

mithin

$$Q = \frac{D}{2} \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}; \quad P = \frac{D}{2} \frac{b^4}{a^4 + b^4}.$$

Führt man die vorstehenden Werte von P und Q auch für die fest eingespannte Buckelplatte ein und sieht dieselbe bei Berechnung der Tragfähigkeit zur Sicherheit so an, als sei sie nur an den Langseiten fest eingespannt, sonst aber frei und in der Mitte mit $D \cdot \frac{a^4}{a^4 + b^4}$ belastet, so ergiebt sich, wenn bezeichnet (Fig. 246):

M_a das auf den Hauptschnitt in der Längenachse wirkende Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

M_{max} den bedingten Gröfstwert des Biegungsmomentes, in Zentimetertonnen;

M_o das Einspannungsmoment, in Zentimetertonnen;
H_a den auf die Langseite (a) wirkenden Horizontalzug, in Tonnen:

$$M_a = \frac{3}{64}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,b\cdot D; \qquad M_o = \frac{2}{64}\cdot\frac{a^4}{a^4+b^4}\,b\,.\,D$$

$$M_{max} = -\frac{1{,}27}{64}\cdot\frac{a^4}{a^4+b^4}\,bD;\quad H_a = \frac{15}{64}\cdot\frac{a^4}{a^4+b^4}\cdot\frac{b}{f}\cdot D,$$

in welchen Ausdrücken die Verlängerung der Bogenachse unberücksichtigt gelassen ist. Das Widerstandsmoment des Längenschnittes in der Mitte der Platte beträgt auf der Zugseite

$$\frac{4}{45}f^2a\delta : \frac{1}{3}f = \frac{4}{15}fa\delta$$

und auf der Druckseite

$$\frac{4}{45}f^2a\delta : \frac{2}{3}f = \frac{2}{15}fa\delta,$$

ferner am Rande $\frac{1}{6}\,\delta^2 a$. Die Buckelplatte würde hiernach am Rande die stärkste Beanspruchung erleiden, während Belastungsversuche gezeigt haben, dafs der Bruch in der Mitte des Buckels eintritt. Um diesem Umstande Rechnung zu tragen, wollen wir annehmen, dafs ein in der Mitte oder nahe derselben liegender Querstreifen der Platte von 1 cm Breite und b cm Länge von den benachbarten Streifen vollständig getrennt und in der Mitte durch den Druck $\frac{D}{a}\cdot\frac{a^4}{a^4+b^4}$ belastet sei. Bezeichnet für einen solchen Streifen s_1 die stärkste Biegungsspannung und s_0 die durch den Horizontalzug erzeugte Zugspannung in Tonnen pro Quadratzentimeter, so folgt:

$$\frac{1}{a}\,M_a = \frac{1}{6}\,\delta^2 s_1 = \frac{3}{64}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b}{a}\,D;\quad s_0 = \frac{H}{a\delta} = \frac{15}{64}\cdot\frac{a^4}{a^4+b^4}\cdot\frac{b}{a}\cdot\frac{D}{f\delta}.$$

Die Spannungen s_1 und s_0 dürfen zusammengenommen den Wert s nicht überschreiten; man hat daher

$$s = s_1 + s_0 = \frac{1}{64}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b}{a}\,\frac{18f+15\delta}{f\delta^2}\,D,$$

also

$$\textbf{127} \ldots\ D = 64\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}\,\frac{f\delta^2}{18f+15\delta}\,s.$$

Mit ausreichender Genauigkeit kann man hierfür schreiben, wenn $f \geqq 7$ cm:

$$\textbf{128} \ldots\ D = 3{,}3\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}\,\delta^2 s.$$

In ähnlicher Weise erhält man für die Tragfähigkeit der Buckelplatte, wenn man von den Schmalseiten derselben ausgeht:

$$D = 3{,}3\left(1+\frac{a^4}{b^4}\right)\frac{b}{a}\,\delta^2 s,$$

mithin einen gröfseren Wert als nach Gleichung Nr. 128, da ja $a > b$ ist. Die Gleichung Nr. 128 ist daher für D allein in Betracht zu ziehen.

Die Tragfähigkeit einer in der Mitte durch einen Einzeldruck beanspruchten, fest eingespannten quadratischen Buckelplatte beläuft sich nach Gleichung Nr. 128 auf:

$$\textbf{129} \ldots\ D = 6{,}6\,\delta^2 s.$$

Läfst man für Buckelplatten aus Schweifseisen als zulässige Beanspruchung 0,6 Tonnen pro Quadratzentimeter zu, so ergiebt sich bei $\delta = 0{,}6,\ 0{,}7,\ 0{,}8,\ 0{,}9,\ 1{,}0\,\mathrm{cm}^1$, $D = 1{,}4,\ 1{,}9,\ 2{,}5,\ 3{,}2,\ 4{,}0$ Tonnen.

b) Stehende Buckelplatten. Über das Verhalten stehender, in der Mitte durch einen Einzeldruck beanspruchter Buckelplatten von quadratischer Grundform hat Bauschinger in München Versuche angestellt. Bei den Versuchen lagen die Platten auf einem starken Rahmen aus Eichenholz teils frei auf, teils waren sie auf demselben durch kräftige Schrauben befestigt. Die Last wurde von 200 zu 200 kg bis zum Durchschlagen der Platten gesteigert. Das diesem Augenblicke entsprechende Gewicht ist in nachfolgender Tabelle Tragkraft genannt. (Vergl. Zeitschr. d. Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover 1873, S. 461.)

Dicke	Quadratische Buckelplatte von 1140 mm Seitenlänge, 78 mm Pfeilhöhe.					Quadratische Buckelplatte von 1000 mm Seitenlänge, 78 mm Pfeilhöhe.					Bemerkungen
	Tragkraft	Einbiegung bei ⅓ der Tragkraft		Einbiegung bei ⅕ der Tragkraft		Tragkraft	Einbiegung bei ⅓ der Tragkraft		Einbiegung bei ⅕ der Tragkraft		
		total	bleibend	total	bleibend		total	bleibend	total	bleibend	
mm	t	mm	mm	mm	mm	t	mm	mm	mm	mm	
6,0	5,6	10,4	5,2	2,6	0,6	6,2	7,0	2,8	1,8	0,4	Ränder befestigt
6,5	6,3	—	—	—	—	6,8	—	—	—	—	„ „
7,0	7,0	5,6	1,8	2,1	0,2	7,5	—	—	—	—	„ „
7,5	7,7	—	—	—	—	8,2	—	—	—	—	„ „
8 0	8,4	5,2	1,3	2,2	0,2	9,0	4,0	1,0	1,6	0,2	„ „
8,5	9,0	—	—	—	—	9,7	—	—	—	—	„ „
9,0	9,7	4,0	0,6	2,0	0,2	10,5	2,8	0,4	1,5	0,1	„ „
9,5	10,4	—	—	—	—	11,2	—	—	—	—	„ „
10,0	11,0	3,9	0,6	2,0	0,2	12,0	—	—	—	—	„ „
7,2	6,6	9,9	2,8	5,6	0,6	—	—	—	—	—	Frei aufliegend
9,2	9,6	6,2	1,0	3,8	0,4	—	—	—	—	—	„ „

Die Verschiedenheit in den Seitenlängen der Platten hat hiernach auf die Tragkraft keinen erheblichen Einfluss geübt, ein Resultat, was mit der Gleichung Nr. 129, die man, ebenso wie die vorhergehenden dieses Paragraphen, auf die stehenden Buckelplatten übertragen kann, angenähert übereinstimmt; dagegen weichen die Versuchsergebnisse erheblich von denen der Rechnung ab, was Gröfse und Verhältnis der Tragfähigkeit der Platten bei fester Einspannung und freier Auflagerung anlangt. Es ist dieses nicht auffallend, da stehende Buckelplatten durch Einzeldrücke, welche auf den Scheitel des Buckels wirken und dieselben weit über die Elastizitätsgrenze beanspruchen, in ihrer Bogenform vollständig verändert werden. In der Mitte erleidet der anfänglich ungefähr parabolische Bogen eine starke Einsenkung, wodurch der Horizontalschub und die Biegungsmomente so wesentlich beeinflusst werden, dafs die auf Grund einer parabolischen Wölbachse abgeleiteten Formeln ihre Gültigkeit verlieren;

jedoch dürfte es gestattet sein, letztere Formeln anzuwenden, wenn sich die Beanspruchungen innerhalb der Elastizitätsgrenze halten.

Die in der Tabelle unter Tragkraft für fest an den Rändern eingespannte Buckelplatten aufgeführten Werte erhält man angenähert aus Gleichung Nr. 129, wenn man $s = 1{,}9$ Tonnen pro Quadratzentimeter setzt, so dafs erscheint:

$$D = 12{,}6\,\delta^2.$$

Frei aufliegende rechteckige Buckelplatten.

Die Tragfähigkeit der an den Rändern frei aufliegenden Buckelplatte läfst sich nach Art des Bogenträgers mit Kämpfergelenken berechnen. Bezeichnet:

D' die Einzelkraft in der Mitte der Platte, in Tonnen;

H' den auf den Hauptschnitt der Länge a wirkenden Horizontalschub, in Tonnen;

M'_a das für diesen Schnitt in Frage kommende Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

so ergiebt sich, wenn man im Übrigen die früheren Bezeichnungen einführt:

$$H' = \frac{3}{16}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b}{f}\,D';\quad M'_a = \frac{1}{16}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,bD;\quad \frac{1}{a}\,M'_a = \frac{1}{6}\,\delta^2 s_1;\quad s_0 = \frac{H'}{a\delta};$$

$$s = s_1 + s_0 = \frac{1}{16}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b}{a}\,\frac{6f+3\delta}{f\delta^2}\,D'.$$

$$130 \quad \ldots \quad D' = 16\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}\,\frac{f\delta^2}{6f+3\delta}\,s.$$

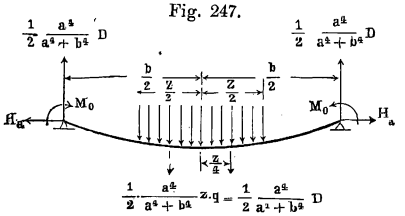
Das Verhältnis des Tragvermögens der frei aufliegenden Buckelplatte zu dem der fest eingespannten hat hiernach den Wert:

$$\frac{D'}{D} = \frac{16}{64}\cdot\frac{18f+15\delta}{6f+3\delta} = \frac{1}{4}\cdot\frac{6f+5\delta}{2f+\delta} = \frac{3}{4}$$

angenähert.

Nach den Bauschinger'schen Versuchen ist dagegen der Unterschied in der Tragfähigkeit beider Platten ein viel geringerer; z. B. hat die Platte von 1140 mm Seite und 9,2 mm Dicke bei freier Auflagerung 9,6 Tonnen Tragkraft gezeigt, während dieselbe bei fester Einspannung rund 10 Tonnen betragen würde, welcher Wert sich durch Zwischenschaltung aus den bezüglichen Tragkräften der 9,0 und 9,5 mm dicken Platten ergiebt.

Fig. 247.



II. Auf der Buckelplatte ruht eine gleichmäfsig verteilte Last, welche sich über ein Rechteck erstreckt, dessen Mittellinien mit denen der Platte zusammenfallen.

Die Buckelplatte habe rechteckige Grundform und bezeichne, Fig. 247:

z, z_1 die Belastungsbreite in Richtung der Quer- bezw. Längenachse der Platte, in Zentimetern;

q, q_1 die gleichmäfsig über z bezw. z_1 verteilten Lasten, in Tonnen pro Zentimeter;

$D = q\,z = q_1\,z_1$ die Gesamtlast, in Tonnen;

M_0 das Einspannungsmoment an den Langseiten der Platte, in Zentimetertonnen.

Gelten sonst noch die früheren Bezeichnungen, so hat man für den in der Längenachse der Platte liegenden Hauptschnitt, da man bei Berechnung desselben die Platte so ansehen kann, als sei sie auf die Länge z mit $\frac{a^4}{a^4+b^4}\,q$ pro Zentimeter belastet und an den Langseiten fest eingespannt, sonst aber frei:

$$H_a = \left(15 + 3\,\frac{z^4}{b^4} - 10\,\frac{z^2}{b^2}\right)\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b\,D}{64\,f};\quad M_o = \left(2 + 2\,\frac{z^4}{b^4} - 4\,\frac{z^2}{b^2}\right)\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b\,D}{64}$$

$$M_a = M_o + \left(\frac{b}{2} - \frac{z}{4}\right)\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{D}{2} - H_a f = \left(3 - 8\,\frac{z}{b} + 6\cdot\frac{z^2}{b^2} - \frac{z^4}{b^4}\right)\frac{a^4}{a^4+b^4}\,\frac{b\,D}{64}.$$

Rechnet man auf einen mittleren Querstreifen von 1 cm Breite und b cm Länge den $a$ten Teil des Horizontalzuges H_a und des Momentes M_a, so gilt für die in der Mitte des Streifens vorhandene Zugspannung s_o und Biegungsspannung s_1 in Tonnen pro Quadratzentimeter:

$$s_0 = \frac{H_a}{a\,\delta};\quad s_1 = \frac{6\,M_a}{a\,\delta^2};\quad s = s_0 + s_1 = \frac{H_a}{a\,\delta} + \frac{6\,M_a}{a\,\delta_2}$$

131 . . . . . $$D = 32\,s\,\frac{a}{b}\left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right)\frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} - 3\,\frac{z^4}{b^4} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2} + 1{,}5\cdot\frac{z^4}{b^4}\right)\frac{\delta}{f}}.$$

Wenn $\frac{z}{b} < \frac{1}{2}$, kann man, ohne das Resultat wesentlich zu beeinflussen, die Glieder mit $\frac{z^4}{b^4}$ vernachlässigen und somit schreiben:

132 . . . . . $$D = 32\,s\,\frac{a}{b}\left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right)\frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2}\right)\frac{\delta}{f}}.$$

In ähnlicher Weise findet man für die Tragfähigkeit der Buckelplatte, wenn man von dem Schnitte in Richtung der Querachse ausgeht und die Glieder mit $\frac{z^4}{a^4}$ wegläfst:

133 . . . . . $$D_1 = 32\,s\,\frac{b}{a}\left(1 + \frac{a^4}{b^4}\right)\frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z_1}{a} + 18\,\frac{z_1^2}{a^2} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z_1^2}{a^2}\right)\frac{\delta}{f}}.$$

Von den beiden Werten für die Tragfähigkeit ist der kleinere der mafsgebende. Sinkt derselbe unter denjenigen herab, welcher sich ergiebt, wenn die Platte auf die Länge z mit q Tonnen pro Zentimeter belastet und nur an den beiden Langseiten aufgelagert und fest eingespannt ist, so hat man letzteren Werth für die Tragfähigkeit in Betracht zu ziehen; denn die Platte kann dadurch in ihrer Tragfähigkeit nicht herabgemindert werden, dafs man sie aufser an zwei Gegenseiten noch an den beiden andern fest einspannt.

Die Tragfähigkeit der nur an den beiden Langseiten vernieteten, sonst aber nicht unterstützten Buckelplatte hat die Gröfse:

134 . . . . . $$D = 32\,s\,\frac{a}{b}\,\frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} - 3\,\frac{z^4}{b^4} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2} + 1{,}5\,\frac{z^4}{b^4}\right)\frac{\delta}{f}}.$$

Erstreckt sich die gleichmäfsig verteilte Last über die ganze, an den vier Rändern fest eingespannte Buckelplatte, so folgt nach Gleichung Nr. 131 für die Tragfähigkeit, da $\frac{z}{b} = 1$:

135 . . . . . $$D = 8\,s\,\frac{a}{b}\left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) f\,\delta.$$

In dem Falle, dafs $\frac{z}{b} = 0$ und $\frac{z_1}{a} = 0$, d. h. wenn die Platte nur in der Mitte durch eine Einzellast belastet ist, geht die Gleichung Nr. 131 in die von Nr. 127 über.

III. Die Buckelplatte ist einseitig belastet.

Wie aus der Lehre von den Bogenträgern hervorgeht, kann eine Last, wenn sie aufserhalb des Mittelpunktes der Buckelplatte liegt, eine gröfsere Beanspruchung in derselben erzeugen, als wenn sie sich in demselben befindet. Der Ermittelung jener höheren Spannung setzen sich aber so grofse Schwierigkeiten entgegen, dafs es zur Zeit nicht möglich ist, eine auch nur einigermafsen zutreffende Berechnung aufzustellen.

Es dürfte aber genügen, die Plattendicke, welche die abgeleiteten Gleichungen auf Grund einer durch den Mittelpunkt der Buckelplatte gehenden Last ergeben, auch für die einseitig wirkende beizubehalten, indem bei Aufstellung der Gleichungen die für die Tragfähigkeit höchst ungünstige Annahme gemacht wurde, dafs der betrachtete mittlere Querstreifen der Platte nicht im Zusammenhange mit seiner Umgebung stände.

Nietteilung. Die Nietteilung der Ränder der Buckelplatten ist so zu wählen, dafs einerseits der Horizontalzug in regelrechter Weise von den Nieten übertragen wird, anderseits ein wasserdichter Schlufs stattfindet. Bezeichnet für eine rechteckige Buckelplatte der Abmessungen a und b, wobei $a > b$:

H den auf den Rand der Länge a wirkenden Horizontalzug, in Tonnen;

s die zulässige Zugspannung, in Tonnen pro Quadratzentimeter;

t die Nietteilung, in Zentimetern;

d den Nietdurchmesser, in Zentimetern,

so folgt für die Nietteilung, wenn man von der Abscherungsfestigkeit der Niete ausgeht und eine gleichmäfsige Verteilung des Horizontalzuges über den Rand annimmt:

$$t \frac{H}{a} = \frac{1}{4} d^2 \pi s; \quad t = \frac{\pi}{4} \frac{s}{H} a d^2,$$

in welchen Ausdrücken die zulässige Abscherungsspannung der Niete gleich der zulässigen Zugspannung der verbundenen Teile gesetzt ist.

Für den Horizontalzug H hat man (Seite 189), sofern zur Abkürzung

$$\alpha = 15 + 3 \frac{z^4}{b^4} - 10 \frac{z^2}{b^2}$$

eingeführt wird,

$$H = \frac{\alpha}{64} \frac{a^4}{a^4 + b^4} \frac{b}{f} D,$$

demnach:

136 . . . . . $t = 16 \frac{\pi}{\alpha} \frac{a}{b} \left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) \frac{s}{D} f d^2.$

Die Gröfse α schwankt zwischen 15 und 8, je nachdem der Raddruck als Einzellast in der Plattenmitte wirkt, oder sich gleichmäfsig über die Platte verteilt. Nehmen wir zur Sicherheit $\alpha = 15$ und setzen $s = 0{,}6$ t pro Quadratzentimeter, so ist abgerundet

137 . . . . . $t = 2 \frac{a}{b} \left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) \frac{f}{D} d^2,$

also für eine quadratische Buckelplatte:

138 . . . . . $t = 4 \frac{f}{D} d^2.$

Da nun der gröfste Raddruck einer Lokomotive zu $D = 8$ Tonnen anzunehmen und die Pfeilhöhe der Buckelplatte gewöhnlich $\geqq 10$ cm, ferner geringstenfalls $d = 1$ cm ist, so ergiebt sich für die Nietteilung im allgemeinen ein Wert $t > 5\,d$. Um das Durchtropfen zu verhindern, darf indessen die Nietteilung nicht weiter als $5\,d$ sein, so dafs in den meisten Fällen letztere Rücksicht und nicht die Übertragung des Horizontalzuges für die Anordnung der Randniete mafsgebend ist.

Beispiel 1. Die Schotterbahn einer Strafsenbrücke, auf welcher Lastwagen von 4 Tonnen Raddruck verkehren, soll eine Brückentafel aus hängenden, quadratischen Buckelplatten erhalten, deren Ränder mit einem darunter liegenden Netze von Zwischenträgern vernietet sind. Wie stark hat man die Buckelplatten zu machen, wenn dieselben bei 12 cm Pfeilhöhe eine Seitenlänge des Buckels von 120 cm haben und die Schotterdicke in der Mitte der Platte 30 cm beträgt?

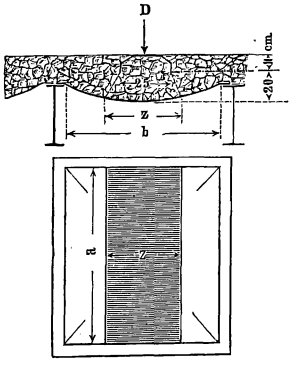
Nehmen wir an, dafs sich der Druck eines mitten über dem Buckel stehenden Rades auf ein Quadrat der Seite $z = 2 \cdot 30 = 60$ cm überträgt und berücksichtigen wir die geringen, durch das Schottergewicht erzeugten Spannungen dadurch, dafs wir die Tragfähigkeit der Buckelplatte nach der Gleichung Nr. 132 berechnen, lassen ferner für die Beanspruchung des Eisens 0,6 Tonnen pro Quadratzentimeter $= s$ zu, so folgt $\frac{z}{b} = \frac{60}{120} = \frac{1}{2}$ und

$$D = 64\,s\,\frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2}\right)\frac{\delta}{f}}$$

$$4 = 64 \cdot 0{,}6\,\frac{\delta^2}{9 - \frac{24}{2} + \frac{18}{4} + \left(7{,}5 - \frac{5}{4}\right)\frac{\delta}{12}} = \frac{38{,}4\,\delta^2}{1{,}5 + 0{,}52\,\delta};$$

$\delta^2 - 0{,}054\,\delta = 0{,}156$, also $\delta = 0{,}42$ cm, wofür wir in Rücksicht auf das Rosten des Eisens, sowie darauf, dafs der Raddruck einseitig auf die Buckelplatte wirken kann, 0,6 cm setzen. Den Rändern der Platten geben wir 8 cm Breite und vernieten dieselben mit Nieten von 1,2 cm Durchmesser, deren Teilung $5\,d = 5 \cdot 1{,}2 = 6{,}0$ cm beträgt.

Fig. 248.



Beispiel 2. Man beabsichtigt, der Fahrbahn einer Eisenbahnbrücke eine Kiesbettung zu geben, welche auf hängenden, rechteckigen Buckelplatten ruht, deren Buckel bei 12 cm Pfeilhöhe die Seitenlängen 210 und 70 cm haben. Das Gleis ist mit 2,6 m langen, flufseisernen Querschwellen von 25 cm Stützbreite und 10 cm Höhe versehen. Die Gleisachse liegt mit der Querachse der Platten in derselben Lotebene und ist die Schwellenteilung so genommen, dafs über die Längenachse jeder Platte eine Querschwelle zu liegen kommt. Wie stark mufs man die Platten machen, wenn bei der gröfsten Achsbelastung von 13 Tonnen die Beanspruchung von 0,6 Tonnen pro Quadratzentimeter nicht überschritten und im Falle einer Entgleisung der Durchbruch der Brückentafel vermieden werden soll?

Hat die Kiesbettung in der Mitte der Buckelplatten 30 cm Dicke, Fig. 248 (a. v. S.), so kann man für die Rechnung annehmen, dafs sich der Schwellendruck auf eine Breite von etwa 25 cm + 1,2 . 20 = 49 cm = z gleichmäfsig überträgt; es ist demnach $\frac{z}{b} = \frac{49}{70} = \frac{7}{10}$.

Nimmt man nun an, dafs von der Querschwelle 10 Tonnen auf die Buckelplatte übertragen werden und dafs sich dieser Druck gleichmäfsig über einen mittleren Streifen der Länge a und Breite z verteilt*), so ergiebt sich nach Gleichung Nr. 132 für die Tragfähigkeit der Platte, da $\frac{a}{b} = \frac{210}{70} = 3$ und $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter ist:

$$D = 32\, s\, \frac{a}{b} \left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) \frac{\delta^2}{9 - 24\,\frac{z}{b} + 18\,\frac{z^2}{b^2} + \left(7{,}5 - 5\,\frac{z^2}{b^2}\right)\frac{\delta}{f}}$$

$$10 = 32 \,.\, 0{,}6 \,.\, 3 \left(1 + \frac{1}{81}\right) \frac{\delta^2}{9 - 24 \cdot \frac{7}{10} + 18 \cdot \frac{49}{100} + \left(7{,}5 - 5 \cdot \frac{49}{100}\right)\frac{\delta}{12}} = \frac{58{,}3\,\delta^2}{1{,}02 + 0{,}42\,\delta}$$

$\delta = 0{,}47$ cm, welche Dicke wir für die Ausführung auf 0,6 cm abrunden.

Bezüglich der Sicherheit, welche die vorstehenden Buckelplatten gegen Durchbruch bei einer Entgleisung bieten, folgt aus Gleichung Nr. 128, wenn man dieselbe auch über die Elastizitätsgrenze hinaus als zutreffend ansieht und die Annahme macht, dafs sich das Lokomotivrad durch die Bettung bis zum tiefsten Punkte der Buckelplatte einwühlt, so dafs der Spurkranz aufliegt:

$$D = 3{,}3\,\frac{a}{b}\left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right)\delta^2\, s, \text{ mithin, da } D = \frac{13}{2} = 6{,}5 \text{ Tonnen,}$$

$$6{,}5 = 3{,}3 \,.\, 3 \left(1 + \frac{1}{81}\right) 0{,}6^2\, s,$$

$$s = 1{,}8 \text{ Tonnen pro Quadratzentimeter.}$$

Es ist daher die Gefahr des Durchbruches der Buckelplatten nicht vorhanden, indem Schweifseisen eine Zugfestigkeit von 3,5 Tonnen pro Quadratzentimeter hat. Die berechnete Spannung liegt übrigens nur 0,2 Tonnen über der Elastizitätsgrenze, und gewährt sonach im vorliegenden Falle die Gleichung Nr. 128 hinreichende Genauigkeit.

§. 61.

Hänge- oder Muldenbleche. Blechgewölbe.

Die Hängebleche, welche man auch Mulden- oder Tonnenbleche nennt, bilden Tröge von parabolischem oder kreisbogenförmigem Querschnitt, die zum Zwecke der Befestigung auf dem Fahrbahngerippe mit Rändern (Flantschen) versehen sind. Die Mittellinie der Tröge legt man entweder parallel oder rechtwinkelig zur Brückenachse. Im ersteren Falle erfolgt die Auflagerung der Bleche auf den Hauptträgern oder auf den Fahrbahn-Längsträgern, welche bei genügender Bauhöhe auf den Querträgern, und bei beschränkter zwischen denselben an-

*) In Wahrheit ist dieses nicht ganz zutreffend, da die eisernen Querschwellen in der Mitte nicht unterstopft werden dürfen.

gebracht sind (Taf. XXX, Fig. 249). Zur Abdichtung der Hängebleche gegen die Querträger hat man bei der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe zu Hamburg geteerte Wergzöpfe angewandt. Bei der queren Lage reichen die Hängebleche von Querträger zu Querträger der Fahrbahn (Taf. XXXI, Fig. 250). Gegenüber den Buckelplatten haben die Hängebleche den Vorteil, dafs das Fahrbahngerippe ein einfacheres ist, dagegen den Nachteil der geringeren Tragfähigkeit bei gleicher Spannweite und Blechdicke.

Der von den Hängeblechen ausgeübte Horizontalzug ist durch gegenseitige Absteifung derselben aufzunehmen. Bei der oben genannten Elbbrücke, deren Fahrbahntafel aus Hängeblechen von 1,420 m Spannweite besteht, hat man zu dem Ende in jedem Brückenfelde zwei Flacheisen im Abstande von etwa ein Drittel der Feldlänge quer über die Bleche genietet. Gegen Ausbiegen sind letztere durch Einbettung in den Beton der Fahrbahn genügend gesichert. In einzelnen Fällen hat man von der Anbringung besonderer Aussteifungseisen abgesehen und nur die zur Stützung der Bleche verwandten Längsträger auf den Querträgern (bezw. Querriegeln) seitlich ausgesteift, so dafs sie einen in ihrer oberen Gurtung angreifenden Horizontalschub auf letztere übertragen können.

Herstellung der Hängebleche.

Gewöhnlich biegt man die Bleche im kalten Zustande, indem man sie durch ein mit drei Walzen versehenes Richtwalzwerk gehen läfst. Die Ränder werden warm in Gesenken angebogen, und zwar bei schmalen Blechen durch Hammerschläge, bei breiteren mit Hilfe der Handpresse.

Man hat auch die Hängebleche ohne Ränder hergestellt und an Blechkappen genietet, welche mit den oberen Gurtungen der Längsträger verbunden sind (Taf. XXXI, Fig. 251). Das Knicken der Kappenbleche läfst sich warm in Gesenken mit Hilfe der Handpresse leicht und bequemer als das Anbiegen der Ränder bei den Hängeblechen ausführen. Dieser Ersparung an Herstellungskosten steht aber ein Mehr für Nietarbeit gegenüber, indem bei Verwendung von Kappenblechen die doppelte Nietzahl zu schlagen ist. Dazu kommt noch ein Mehraufwand an Material, wenn man die beiden Flügel der Blechkappe für die Tragfähigkeit der Träger nicht ausnutzen kann.

Eine Kostenersparung ist daher durch die Blechkappen im allgemeinen nicht zu erzielen, jedoch bieten sie den Vorteil, dafs sie bei Gurtungen, welche nur aus zwei Winkeleisen bestehen, die Übertragung von Zugspannungen aus den Hängeblechen auf die Niete der senkrechten Winkeleisenschenkel verhindern. Vor allem ist dieses von Wichtigkeit, wenn der von den Hängeblechen ausgeübte Horizontalzug nicht unmittelbar durch übergelegte Aussteifungseisen aufgenommen wird.

Abmessungen und Stofs der Hängebleche.

Die lichte Weite zwischen den Rändern hat man bis zu 1,8 m und die Ränder in Breiten von 50 bis 80 mm ausgeführt. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt rund $^1/_{10}$ der Spannweite und die Blechdicke 6 bis 10 mm. Unter 6 mm herabzugehen, empfiehlt sich wegen des Rostens nicht.

Bezüglich der Länge der Hängebleche ist zu bemerken, dafs man diese zweckmäfsig nicht gröfser als die Breite nimmt, in welcher man Bleche walzt, d. i. 1,5 bis 2,0 m, damit man die Bleche so biegen könne, dafs ihre stärkste Beanspruchung in der Walzrichtung erfolgt.

Am Stofse der Hängebleche erfolgt die Verbindung durch Vernietung mit einem aufsen um dieselben gelegten Flacheisen (Taf. XXX, Schnitt ik in Fig. 249 e).

Nietteilung der Ränder. Bei einem Nietdurchmesser d = zweimal Blechstärke und einem Raddruck von 4 Tonnen genügt im allgemeinen eine Nietteilung von $5\,d$ (S. 196).

Entwässerung.

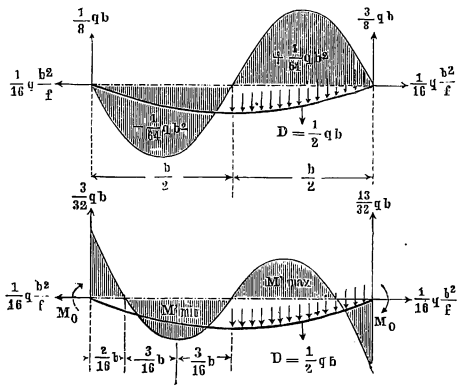
Um eine möglichst grofse Tragfähigkeit der Hängebleche zu erzielen, werden dieselben mit einer Zementbetonschicht womöglich bis zu einer Höhe von 5 cm über den Rand überdeckt. Es ist deshalb eine Entwässerung in der Sohle der Hängebleche nicht möglich, und mufs man sich mit einer Oberflächenentwässerung des von der Betonschicht getragenen Pflasters oder Schotterkörpers begnügen.

Schutz der Hängebleche gegen Rosten. Hierüber gilt das bei den Buckelplatten Gesagte.

Tragfähigkeit.

Das Hängeblech ist in bezug auf seine Festigkeit als ein schlaffer Bogenträger von geringer Dicke zu betrachten und somit zur unmittelbaren Aufnahme von Einzellasten nicht geeignet. Erst wenn letztere durch die Brückendecke und eine die Mulde des Bleches ausfüllende feste Masse, z. B. Beton, auf eine gröfsere Fläche übertragen werden, steigert sich die Tragfähigkeit.

Fig. 252.



Der Berechnung des Druckes, welchen ein Hängeblech aufnehmen kann, setzen sich mancherlei Schwierigkeiten entgegen. Es ist weder bekannt, wie sich der auf die Brückendecke wirkende Raddruck nach Länge und Breite über das Hängeblech verteilt, noch weifs man, ob die Ränder desselben als fest eingespannt oder in einem Zustande zwischen fester Einspannung und gelenkartiger Auflagerung anzusehen sind.

Für die Ausführung dürfte die Annahme genügen, dafs der gröfsten Beanspruchung des Hängebleches ein im Viertel seiner Spannweite befindlicher Raddruck entspricht und dafs sich dieser Druck in Richtung der Spannweite auf die Hälfte, und rechtwinkelig dazu, auf eine Länge gleich der Spannweite gleichmäfsig verteilt. Legt man noch für die Einspannung den genannten Zwischenzustand zu Grunde und vernachlässigt die aus dem Eigengewichte des Hängebleches, der Brückendecke und Betonschicht entspringenden geringen Spannungen, so hat man, wenn bezeichnet (Fig. 252):

D den Raddruck, in Tonnen;

q die dem Raddrucke D entsprechende gleichmäfsig verteilte Last, in Tonnen pro Zentimeter der halben Spannweite;

a die Länge, auf welche sich der Raddruck rechtwinkelig zur Spannweite verteilt, in Zentimetern;

b, f, δ die Spannweite, Pfeilhöhe und Dicke des Hängebleches, in Zentimetern;

M_{max}, M'_{max} den bedingten Gröfstwert des Biegungsmomentes für ein Stück des Hängebleches der Länge a, bei Annahme von Kämpfergelenken, bezw. fester Einspannung, in Zentimetertonnen;

H den Horizontalzug auf die Länge a, in Tonnen;

s die zulässige Beanspruchung in Tonnen pro Quadratzentimeter;

$$D = \frac{1}{2} qb; \quad M_{max} = \frac{1}{64} qb^2 = \frac{1}{32} Db; \quad M'_{max} = \frac{1}{64} \cdot \frac{9}{16} qb^2 = \frac{1}{32} \cdot \frac{9}{16} Db.$$

Im Mittel beträgt daher das in Frage kommende Biegungsmoment:

$$M = \frac{1}{2} (M_{max} + M'_{max}) = \frac{1}{64} \cdot \frac{25}{16} Db = \frac{3}{128} Db \text{ abger.}$$

$$H = \frac{1}{16} \frac{qb^2}{f} = \frac{1}{8} \frac{Db}{f}.$$

Entspricht nun dem Momente M die stärkste Biegungsspannung s_1 und dem Horizontalzuge H die Zugspannung s_0 in Tonnen pro Quadratzentimeter, so folgt:

$$M = \frac{3}{128} Db = \frac{1}{6} a\delta^2 s_1; \quad s_1 = \frac{9}{64} \frac{b}{a} \frac{D}{\delta^2};$$

$$s_0 = \frac{H}{a\delta} = \frac{1}{8} \frac{b}{a} \frac{D}{f\delta}; \qquad s = s_1 + s_0 = \frac{1}{64} (9f + 8\delta) \frac{b}{a} \cdot \frac{D}{f\delta^2}.$$

$$\textbf{139} \ldots D = 64\, s \frac{a}{b} \frac{\delta^2}{9 + 8 \frac{\delta}{f}}.$$

Angenähert kann man hierfür setzen:

$$\textbf{140} \ldots D = 6{,}7\, s \frac{a}{b} \delta^2.$$

Für die zulässige Beanspruchung s mufs man einen verhältnismäfsig grofsen Wert annehmen, wenn man sich mit den Blechdicken innerhalb der üblichen Grenzen halten will. Wählt man $s = 0{,}8$ Tonnen pro Quadratzentimeter und nimmt $a = b$, so ergiebt sich:

$$\textbf{141} \ldots D = 5{,}36\, \delta^2,$$

demnach, bei $\delta = 0{,}6,\ 0{,}7,\ 0{,}8,\ 0{,}9,\ 1{,}0$ cm, $D = 1{,}93,\ 2{,}63,\ 3{,}43,\ 4{,}34,\ 5{,}36$ Tonnen.

Nietteilung der Ränder.

Der von dem Raddrucke erzeugte Horizontalzug ist am gröfsten, wenn der Druck in der Mitte der Spannweite des Hängebleches wirkt. Bezeichnet:

t die Nietteilung, d den Nietdurchmesser, in Zentimetern;

$\frac{H}{a}$ den auf 1 cm Länge des Randes kommenden Horizontalzug, in Tonnen,

so hat man, wenn bei Berechnung der Niete die Abscherungsfestigkeit der Niete zu Grunde gelegt wird:

$$t\,\frac{H}{a} = \frac{1}{4}\,d^2\pi s; \qquad t = \frac{\pi}{4}\,\frac{s}{H}\,a d^2.$$

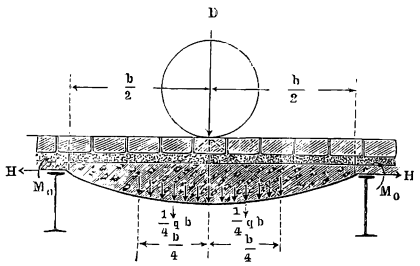
Für den Horizontalzug H folgt, wenn man die Einspannung des Hängebleches und die Druckverteilung über dasselbe wie vorhin annimmt (Fig. 253):

$$H_1 = \frac{5{,}5}{64}\,\frac{qb^2}{f} = \frac{5{,}5}{32}\,\frac{Db}{f} \text{ bei gelenkartiger Auflagerung,}$$

$$H_2 = \frac{6{,}34}{64}\,\frac{qb^2}{f} = \frac{6{,}34}{32}\,\frac{Db}{f} \text{ bei fester Einspannung, demnach:}$$

142 . . . . $$H = \frac{1}{2}\,(H_1 + H_2) = \frac{1}{64}\,(5{,}5 + 6{,}34)\,\frac{Db}{f} = \frac{3}{16}\,\frac{Db}{f}$$ abger.

Fig. 253.



Für die Nietteilung erscheint daher:

$$t = \frac{4\pi}{3}\,\frac{a}{b}\,\frac{s}{D}\,f d^2,$$

oder, wenn man nach Gleichung Nr. 140

$$D = 6{,}7\,\frac{a}{b}\,s\delta^2$$

setzt:

143 . . . $$t = \frac{4\pi}{20{,}1}\,\frac{d^2}{\delta^2}\,f = 0{,}6\,\frac{d^2}{\delta^2}\,f$$ abger.

Letztere Gleichung ergiebt für den Fall $d = 2\,\delta$:

$$t = 2{,}4f,$$

also eine Nietteilung, welche im allgemeinen erheblich gröfser ist, als es der dichte Schlufs der verbundenen Teile verlangt. In Rücksicht hierauf ist der gröfste zulässige Wert für die Nietteilung $t = 5\,d$.

Gegenseitige Aussteifung der Hängebleche.

Das mit einem Hängebleche vernietete Absteifungseisen erhält von demselben den gröfsten Druck, wenn ein Wagenrad stärkster Belastung über der Mitte des Eisens steht. Bei ungleicher Spannweite der Hängebleche und durchgehenden Absteifungseisen ist daher das am weitesten gespannte Hängeblech für die Querschnittsberechnung der Eisen mafsgebend. An Material kann man im letzteren Falle sparen, wenn man über den breiteren Trögen stärkere Aussteifungseisen anordnet und diese, soweit es die Vernietung verlangt, von den angrenzenden schwächeren Eisen überdecken läfst. Eine Durchbiegung der Aussteifungseisen durch darüber stehende Lasten ist durch eine sorgfältige Einbettung in die das Hängeblech überdeckende Betonschicht zu verhindern.

Die Anzahl der Aussteifungseisen wählt man zweckmäfsig so, dafs jedes derselben höchstens den Horizontalzug zu übertragen hat, welcher einem schwersten Raddrucke entspricht. Demgemäfs darf der Abstand der Eisen bei parallel zur Brückenachse liegenden Trögen den Achsstand des schwersten Fuhrwerkes nicht überschreiten, und bei quer liegenden Trögen nicht die Spurweite des letzteren.

Ist D der gröfste Raddruck in Tonnen, F der Nutzquerschnitt des Aussteifungseisens in Quadratzentimetern und gelten im übrigen die früheren Bezeichnungen, so hat man nach Gleichung Nr. 142:

$$H = \frac{3}{16}\frac{b}{f}D; \qquad F = \frac{3}{16}\frac{b}{f}\frac{D}{s},$$

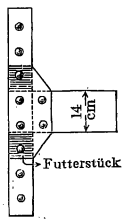
in welchem Ausdrucke eine Zerknickungsgefahr für den Stab als nicht vorhanden angenommen ist.

Setzt man z. B. $D = 3{,}5$ Tonnen, $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter, $\frac{b}{f} = 10$, so folgt

$$F = \frac{3}{16} \cdot 10 \cdot \frac{3{,}5}{0{,}6} = 11 \text{ qcm abger.}$$

Stellt man das Aussteifungseisen aus einem 1,2 cm dicken Flacheisen her, welches durch Einhüllung in eine Betonschicht am seitlichen Ausweichen verhindert ist und verwendet zum Annieten desselben 2 cm starke Niete, so hat man für die erforderliche Nietzahl n, wenn die obere Gurtung der Träger der Hängebleche 1 cm dick ist:

Fig. 254.



$$n\,\frac{2^2}{4}\,\pi = 11; \quad n = 3{,}5,$$

wofür wir $n = 4$ nehmen. Die Breite des Flacheisens mufs daher betragen, wenn auf demselben zwei Niete in eine Reihe gesetzt werden:

$$\frac{11}{1{,}2} + 2 \,.\, 2 = 13{,}16 \text{ cm}.$$

Für letzteren Wert setzen wir 14 cm, um die regelmäfsige Nietteilung der Ränder der Hängebleche, welche wir zu 8 cm annehmen wollen, auch auf dem Flacheisen beibehalten zu können. Sollte die obere Gurtung des am Rande der Fahrbahn befindlichen Trägers nicht die Breite haben, um das Flacheisen mit vier Nieten befestigen zu können, so ist der Anschlufs mit Hilfe einer Platte zu bewirken (Fig. 254).

Blechgewölbe.

In einzelnen Fällen hat man die Muldenbleche mit der Wölbung nach oben verlegt, so dafs sie gewöhnliche Tonnengewölbe bilden. Diese Anordnung ist aber in jeder Beziehung der im vorstehenden besprochenen nachzustellen, indem das Blechgewölbe bei seiner geringen Dicke dem Einknicken schlecht widersteht und daher einer Aussteifung bedarf; weiter tritt durch die nach oben gerichtete Wölbung ein Verlust an Bauhöhe ein.

§. 62.

Wellblech und davon abgeleitete Formen.

I. Wellblech.

Unter Well- oder Wellenblech versteht man ein nach einer Wellenlinie gebogenes Blech. Das Biegen geschieht gewöhnlich auf einer Presse im kalten Zustande der Bleche. Dünnere Bleche werden auch gewalzt. Die Entfernung zwischen den Gipfel- bezw. Sohlpunkten,

der oberen oder unteren Begrenzungslinie, oder auch der mittleren Wellenlinie des Querschnittes, heifst Wellenbreite (b in Fig. 255) und der senkrechte Abstand der Gipfelpunkte dieser Linien von den zugehörigen Sohlpunkten die Wellenhöhe (h in Fig. 255). Wenn letztere Höhe kleiner ist als die halbe Wellenbreite, nennt man das Wellblech flach, ist sie dagegen gleich oder gröfser als jene Breite, so heifst es Trägerwellblech (Fig. 256).

Die Wellen des zu Brückentafeln verwandten Wellbleches haben im allgemeinen gerade parallele Längsachsen; ab und zu bilden letztere auch nach oben sanft gekrümmte Kurven oder gebrochene, nach dem Knickpunkte ansteigende Gerade, um die Entwässerung der Brücken-

Fig. 255.

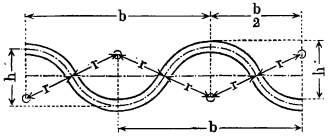
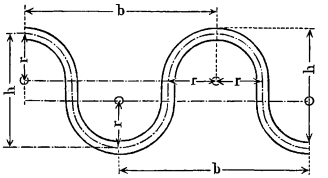


Fig. 256.



tafel zu erleichtern. Die mittlere Wellenlinie ist gewöhnlich aus Kreisbögen zusammengesetzt, welche entweder unmittelbar oder unter Vermittelung von Geraden in Richtung der Berührungslinie aneinander schliefsen.

Bei den üblichen Wellenkalibern haben die einzelnen Wellen vollständig gleiche Form und die Kreisbögen der Mittellinie des Wellenquerschnittes gleiche Halbmesser und Sehnen. Derartig gestaltete Wellenbleche lassen sich daher nicht so ineinander legen, dafs eine allseitige Berührung in den Wellen stattfindet; ist solches aber, z. B. der Längenverbindung beider Bleche wegen, erforderlich, so mufs die Wellenform eines oder beider Bleche entsprechend abgeändert werden.

Abmessungen der Wellbleche.

Die gröfste Länge, in welcher Wellblechtafeln zur Zeit ausgeführt werden, beträgt 5 m, die gröfste nutzbare Breite, je nach der Höhe des Profiles, 450 bis 920 mm, die gröfste Wellenhöhe 175 mm und die gröfste Dicke 6 mm. Als geringste zulässige Blechdicke kann man für Fahrbahnen, auf denen schwere Lasten verkehren, 4 bis 5 mm annehmen, vorausgesetzt, dafs das Blech durch Verzinken oder sonstige Mittel ausreichend gegen Rosten geschützt ist; für Fufsweg-Brückentafeln dürfte es angehen, dieses Mafs auf etwa 3 mm zu erniedrigen. Wählt man die Blechdicken geringer, so entstehen bei starken Belastungen leicht örtliche Formänderungen in den Wellen und wird die Tragfähigkeit zu sehr geschwächt, wenn infolge von Beschädigungen des schützenden Überzuges eine stärkere Rostbildung am Bleche entsteht.

Stofs der Wellblechtafeln.

1. Verbindung zweier Tafeln in der Breitenrichtung der Wellen.

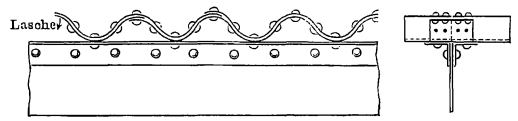
Man läfst in diesem Falle die Ränder der Tafeln um etwa ein Viertel der Wellenbreite übereinander greifen und verbindet sie durch Niete, deren Durchmesser mindestens

gleich der doppelten Blechstärke und deren Abstand gleich dem fünf- bis sechsfachen Nietdurchmesser ist. In Rücksicht auf Wasserdichtigkeit der Verbindung und ungehinderte Entwässerung wählt man die Breite der Tafeln so, dafs der Übergriff in der Mitte eines Wellenberges stattfindet (Taf. XXXII, Fig. 257a).

2. Verbindung zweier Tafeln in der Längenrichtung der Wellen.

a) Man giebt den Tafeln eine etwa 100 mm betragende Überdeckung und vernietet sie hier in der vorhin angegebenen Weise. Bei dünnen Blechen stellt man die Überdeckung in einfacher Weise dadurch her, dafs man die Wellen der beiden Platten ineinander treibt; bei dickeren ist dieses unthunlich, indem dieselben der erforderlichen Formänderung der Wellen einen zu beträchtlichen Widerstand entgegensetzen. Zur Herstellung des guten Eingriffes erhalten solche Bleche entweder verschiedene Wellenkaliber, oder es werden mit Hilfe der Schraubenklemme die Wellen in ihrer Form in der Weise verändert, dafs die enger gepreſste Welle der einen Tafel in die weiter gepreſste der andern pafst.

Fig. 258.



b) Man legt die Wellblechtafeln mit den Enden stumpf gegeneinander und deckt den Stofs an der Unterseite durch eine entsprechend gewellte Lasche (Fig. 258).

Bestehen die der Wellenlänge nach zusammenzusetzenden Tafeln aus mehreren vernieteten Teilen, so versetzt man die Längsstöfse der einen Tafel gegen diejenigen der andern (Taf. XXXII, Fig. 257b).

Um zu verhindern, dafs die Wellen bei Belastung ihre gegenseitige Lage verändern, wird jede Welle an den Auflagerstellen durch je ein Niet mit den Trägern des Fahrbahngerippes verbunden. Verbieten es die Umstände, das Niet durch die Trägergurtung zu schlagen, so bringt man die fragliche Welle mit der nächstliegenden befestigten Welle durch ein Flacheisen in Verbindung (AB, CD u. s. w. in Fig. 257b) und vernietet dieses mit beiden Wellen.

Trägheits- und Widerstandsmomente des Wellbleches.

1. Flaches, in der Mittellinie aus kongruenten Kreisbögen zusammengesetztes Wellblech.

Für das auf die wagerechte Schwerlinie bezogene Trägheitsmoment einer flachen Welle hat man mit ausreichender Genauigkeit, wenn bezeichnet (Fig. 259 a. f. S.):

δ die Blechdicke, in Zentimetern;
r den Halbmesser der Kreisbögen der Mittellinie des Querschnittes, in Zentimetern;
ds das Bogenelement, in Zentimetern;
y, a den Abstand des Bogenelementes, bezw. des Kreismittelpunktes von der wagerechten Schwerlinie des Querschnittes, in Zentimetern;
b, h die Breite, bezw. Höhe der Welle, in Zentimetern;

φ, α den Winkel, welchen der zu dem Bogenelemente, bezw. zum Beugungspunkte der Mittellinie des Querschnittes gehörige Halbmesser mit der senkrechten Schwerlinie der Welle einschliefst, in Bogenlängen vom Halbmesser 1;

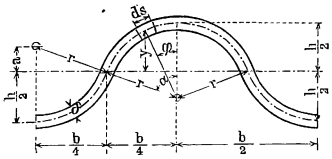
J_1, J das gesuchte Trägheitsmoment einer Welle, bezw. eines Stückes von 1 m der Breite des Wellbleches, in Zentimetern[4];

W_1, W die den Trägheitsmomenten J_1, J entsprechenden Widerstandsmomente, in Zentimetern[3]:

$$J_1 = 4\,\delta \int_0^{\alpha} y^2\,ds, \quad \text{oder, da} \quad y = r\cos\varphi - a, \quad ds = r\,d\varphi,$$

$$J_1 = 4\,r^3\,\delta \left\{ \frac{a^2}{r^2}\,\alpha + \int_0^{\alpha} \cos^2\varphi\,d\varphi - 2\,\frac{a}{r} \int_0^{\alpha} \cos\varphi\,d\varphi \right\}.$$

Fig. 259.



Beachtet man, dafs

$$\int_0^{\alpha} \cos^2\varphi\,d\varphi = \frac{1}{2}\,\alpha + \frac{1}{2}\,\sin\alpha\,\cos\alpha,$$

ferner

$$\sin\alpha = \frac{1}{4}\,\frac{b}{r}; \quad \cos\alpha = \frac{a}{r}; \quad r = a + \frac{h}{2},$$

also

$$\frac{a}{r} = 1 - \frac{h}{2r},$$

so findet man leicht:

. . . . $J_1 = 2\,r^3\alpha \left\{ 1 + 2\left(1 - \frac{h}{2r}\right)^2 \right\} \delta - 1{,}5\,r^2 b \left(1 - \frac{h}{2r}\right) \delta.$

Angenähert kann man hierfür setzen:

. . . . $J_1 = (0{,}11\,b + 0{,}16\,h)\,h^2\,\delta.$

Das Trägheitsmoment eines Wellbleches von 1 m Breite ist demnach angenähert:

. . . . $J = 100\,\frac{J_1}{b} = \left(11 + 16\,\frac{h}{b}\right) h^2\,\delta.$

Hiernach ergiebt sich für das Widerstandsmoment einer Welle, bezw. eines Wellblechstreifens von 1 m Breite:

$$W_1 = \frac{2}{h + \delta}\,J_1 = (0{,}22\,.\,b + 0{,}32\,h)\,\frac{h^2}{h + \delta}\,\delta;$$

$$W = \frac{2}{h + \delta}\,J = \left(22 + 32\,\frac{h}{b}\right)\frac{h^2}{h + \delta}\,\delta,$$

oder einfacher, wenn man im Mittel $\frac{h}{h + \delta} = 0{,}96$ setzt:

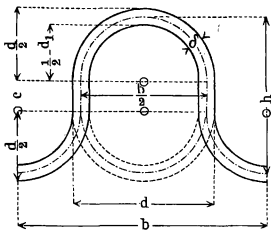
144 . . . . $W_1 = (0{,}21\,b + 0{,}31\,h)\,h\,\delta$ für eine Welle,

145 . . . . $W = \left(21 + 31\,\frac{h}{b}\right) h\,\delta$ für einen Querschnitt von 1 m Breite.

Das Widerstandsmoment wächst also im geraden Verhältnis mit der Blechstärke.

2. Trägerwellblech, dessen Mittellinie aus überhöhten kongruenten Halbkreisen zusammengesetzt ist.

Fig. 260.



Der Querschnitt einer Welle des vorstehenden Trägerwellbleches setzt sich aus zwei halbkreisförmigen Ringstücken und zwei dazwischen liegenden Rechtecken zusammen. Bezeichnet (Fig. 260):

d, d_1 den äufseren, bezw. inneren Durchmesser des Ringes, in Zentimetern;

c die Höhe der Rechtecke, in Zentimetern,

und gelten im übrigen die früheren Bezeichnungen, so folgt für das Trägheitsmoment J_1 einer Welle, da das Trägheitsmoment eines Halbkreises, bezogen auf eine im Abstande $\frac{c}{2}$ zu seinem Durchmesser d parallele Achse $= \frac{\pi}{128} d^4 + \frac{c}{12} d^3 + \frac{\pi}{32} c^2 d^2$ ist:

146 . . . . $J_1 = \frac{\pi}{64}(d^4 - d_1^4) + \frac{c}{6}(d^3 - d_1^3) + \frac{\pi}{16} c^2 (d^2 - d_1^2) + \frac{1}{12} c^3 (d - d_1)$.

Führt man in vorstehende Gleichung die Werte

$$d = \frac{b}{2} + \delta; \quad d_1 = \frac{b}{2} - \delta; \quad c = h - \frac{b}{2}$$

ein und nimmt δ als so klein an, dafs die Glieder, welche δ in einer höheren als der ersten Potenz enthalten, vernachlässigt werden können, so ergiebt sich für das Trägheitsmoment der Annäherungsausdruck:

$$J_1 = \left(\frac{1}{100} - \frac{1}{8}\frac{h}{b} + \frac{h^2}{b^2} + \frac{7}{6}\frac{h^3}{b^3}\right)\frac{b^3}{7}\delta,$$

wofür man mit hinreichender Genauigkeit schreiben kann:

147 . . . . $J_1 = (0{,}10\, b + 0{,}19\, h)\, h^2 \delta$.

Ein Trägerwellblech von 1 m Breite hat hiernach das Trägheitsmoment:

148 . . . . $J = 100 \cdot \frac{J_1}{b} = \left(10 + 19\frac{h}{b}\right) h^2 \delta$.

Diesem Trägheitsmomente entspricht das Widerstandsmoment

$$W = 2 \cdot \frac{J}{h + \delta} = \left(20 + 38\frac{h}{b}\right)\frac{h^2}{h + \delta}\delta,$$

oder, wenn man angenähert $\frac{h}{h + \delta} = 0{,}96$ setzt:

149 . . . . $W = \left(19 + 37\frac{h}{b}\right) h \delta$.

Gewicht des Wellbleches.

Für das Gewicht eines Quadratmeters Wellblech hat man unter Annahme eines spezifischen Gewichtes des verwandten Eisenbleches von 7,8, sofern bezeichnet:

b Wellenbreite, in Zentimetern; d die Blechdicke, in Zentimetern;
s die Länge der mittleren Wellenlinie einer Welle, in Zentimetern;
g das Gewicht des Wellbleches, in Kilogrammen pro Quadratmeter;

$$g = 78 \cdot \frac{s}{b}\,\delta.$$

Nun beträgt sehr angenähert bei flachem Wellblech, dessen Wellenhöhe $^1/_4$ bis $^1/_2$ der Wellenbreite ist,

$$s = \left(0{,}75 + 1{,}62\,\frac{h}{b}\right) b,$$

ferner bei Trägerwellblech

$$s = \frac{1}{2}\,b\pi + 2\left(h - \frac{b}{2}\right) = \left(0{,}571 + 2\,\frac{h}{b}\right) b;$$

es ist daher in runden Zahlen:

$$\textbf{150} \ldots \begin{cases} g = \left(58 + 126\,\frac{h}{b}\right)\delta \text{ für flaches Wellblech,} \\ g = \left(44 + 156\,\frac{h}{b}\right)\delta \text{ für Trägerwellblech.} \end{cases}$$

Liegen besondere Anforderungen in bezug auf die Wellenhöhe und Blechdicke nicht vor, so wird man bei gegebenem Widerstandsmomente diejenige Wellenform vorziehen, welcher das kleinste Gewicht entspricht, für welche also der Ausdruck $\frac{g}{W}$ möglichst klein ist. Dem vorstehenden zufolge hat man für

$$\textbf{151} \ldots \begin{cases} \text{flaches Wellblech } \frac{g}{W} = \frac{58 + 126\,\frac{h}{b}}{21 + 31\,\frac{h}{b}}\,\frac{1}{h} = \left(4{,}1 - \frac{27}{21 + 31\,\frac{h}{b}}\right)\frac{1}{h}, \\ \text{Trägerwellblech } \frac{g}{W} = \frac{44 + 156\,\frac{h}{b}}{19 + 37\,\frac{h}{b}}\,\frac{1}{h} = \left(4{,}2 - \frac{36}{19 + 37\,\frac{h}{b}}\right)\frac{1}{h}. \end{cases}$$

Um den Wert des Bruches $\frac{g}{W}$ herabzuziehen, mufs man daher die Wellenhöhe h möglichst grofs und das Verhältnis $\frac{h}{b}$ möglichst klein machen, d. h. ein hohes Wellblech von thunlichst grofser Wellenbreite verwenden. Der Anwendung solcher Bleche tritt indessen der Umstand entgegen, dafs mit der Vergröfserung der Wellenhöhe ein Verlust an Konstruktionshöhe verbunden ist und dafs sich die Blechdicke auf Grund der Gleichung für das Widerstandsmoment oftmals als zu gering ergiebt; ferner erfordert ein tieferes Wellblech mehr Ausfüllungsmasse der Welle und bedingt hierdurch ein höheres Gewicht der Fahrbahn. In der nachfolgenden Tabelle sind die Abmessungen, Widerstandsmomente und Gewichte der Wellbleche einiger Fabriken zusammengestellt.

Fabrik	Art des Wellbleches	Nr. des Profiles	Tiefe der Welle mm	Breite der Welle mm	Blech-dicke mm	Widerstands-moment für 1 m Breite cm^3	Ungefähres Gewicht kg pro qm	Verhältnis $g : W$	Gewöhnliche Breite der Tafeln mm
Dillinger Hütte zu Dillingen an der Saar.	Flaches Wellblech	1	75	230	3	71	29	0,41	920
		1	75	230	4	93	39	0,42	920
		1	75	230	5	115	49	0,43	920
		1	75	230	6	136	59	0,43	920
Eisenwerk Schladern zu Schladern an der Sieg.	Trägerwellblech	70	70	140	3	78	37	0,47	630
		80	80	160	3	91	37	0,41	640
		80c	80	100	4	157	68	0,43	550
		90	90	180	3	103	37	0,36	630
		90	90	180	4	135	48	0,36	630
		100	100	200	4	151	49	0,43	700
		110	110	220	4	166	49	0,30	660
		110	110	220	5	207	61	0,30	660
		120	120	240	4	182	49	0,27	600
		120	120	240	5	226	61	0,27	600
		130	130	260	4	198	49	0,25	650
		130	130	260	5	246	61	0,25	650
Bernhard & Co. in Berlin, Haidestrafse 55 bis 57.	Trägerwellblech	18	80	100	3	120	51	0,43	650
		19	90	100	3	144	55	0,38	650
		21	80	120	4	140	59	0,42	660
		22	100	100	3	168	60	0,36	550
		23	90	120	4	168	64	0,38	660
		26	100	120	4	199	70	0,35	660
		27	120	120	3	202	60	0,30	540
		30	140	120	3	261	68	0,26	540
		31	120	120	4	269	80	0,30	540
		32	120	120	5	336	100	0,30	540
		33	140	120	4	348	90	0,26	540
		34	140	120	5	435	113	0,26	540

Von den in vorstehender Tabelle aufgeführten Wellblechen stellen sich demnach diejenigen von 130 und 140 mm Wellenhöhe am günstigsten bezüglich der Materialausnutzung.

Berechnung der Tragfähigkeit des Wellbleches.

1. Die Last verteilt sich gleichmäfsig über das Wellblech.

Die Unterstützung der Wellblechtafeln mufs stets so erfolgen, dafs das Biegungsmoment in einer Ebene parallel zur Längenachse der Wellen wirkt. Ist nun über eine in dieser Weise an den Enden frei aufgelagerte Tafel von 1 m Breite eine Last gleichmäfsig verteilt, so hat man für die Tragfähigkeit, wenn bezeichnet:

l die Stützweite, in Metern;
W das Widerstandsmoment des Querschnittes, in Zentimetern^3;
p die gleichmäfsig verteilte Last, in Tonnen pro Quadratmeter;
s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen pro Quadratzentimeter:

$$\frac{1}{8} p l^2 100 = W s.$$

$$152 \ldots \ldots \begin{cases} W = \frac{1}{8} \frac{p l^2 100}{s}. \\ l = \sqrt{0{,}08 \frac{s}{p} W}. \end{cases}$$

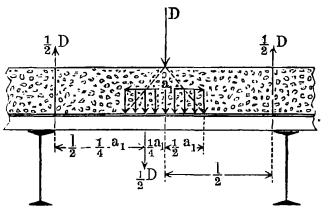
Hiernach hat man bei einer zulässigen Beanspruchung von $s = 0{,}7$ Tonnen pro qcm und einer Last $p = 1{,}0$ Tonnen pro qm : $l = \sqrt{0{,}056\, W}$, also bei

$W = 50$	100	150	200	300	400	cm^3
$l = 1{,}67$	2,37	2,90	3,35	4,09	4,73	m

2. Auf die Wellblechtafel wirkt eine Einzellast.

Man kann auf theoretischem Wege nicht genau feststellen, wie viele Wellen einer an den Enden unterstützten Wellblechtafel an der Übertragung eines Einzeldruckes auf die Auflager teilnehmen und wie grofs der Anteil der einzelnen Wellen hierbei ist. Nach Versuchen von Fränkel, Lempe u. a. genügt es indessen, für die Berechnung der üblichen Wellbleche anzunehmen, dafs ein Einzeldruck bei keiner oder geringer Überschüttung sich auf anderthalb bis zwei Wellen, und bei 0,25 m Schotterhöhe auf etwa drei Wellen gleichmäfsig verteilt. Winkler nimmt hiernach bei z Meter Überschüttungshöhe eine Verteilung in der Breitenrichtung der Wellen auf $b_1 = 0{,}3 + 1{,}5\, z$ Meter an. Letzteres Mafs dürfte für den festgewalzten Steinschlagkörper einer Landstrafse auf $b_1 = 0{,}3 + 2{,}0\, z$ Meter zu erhöhen sein.

Fig. 261.



Für die Verteilungsbreite des Einzeldruckes in der Längenrichtung der Wellen kann man setzen, wenn die Überschüttung aus Kies besteht: $a_1 = 1{,}2\, z$ und wenn dieselbe einen festgewalzten Schotterkörper bildet: $a_1 = 1{,}5\, z$ bis $2{,}0\, z$, je nach dem Zusammenhange des Schotters.

Bezeichnet für eine auf l Meter frei liegende Wellblechtafel (Fig. 261):

D den in der Mitte der Stützweite wirkenden Einzeldruck, in Tonnen;
p das Eigengewicht der Brückendecke nebst Fahrbahntafel, in Tonnen pro Quadratmeter;
M das gröfste auf den Druckstreifen des Wellbleches der Breite b_1 wirkende Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;
W das Widerstandsmoment des Wellbleches für 1 m Breite, in Zentimetern^3;
s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen pro Quadratzentimeter,

so folgt:

$$M = \frac{100}{8} \{ D (2l - a_1) + b_1 p l^2 \} = b_1 W s,$$

demnach

153 . . . . $$W = \frac{100}{8s} \left\{ D \left(\frac{2l - a_1}{b_1} \right) + p l^2 \right\}.$$

Wenn das Wellblech mehrere Öffnungen nach Art des durchgehenden Trägers überspannt, empfiehlt es sich aus Sicherheitsrücksichten, dasselbe bei der Berechnung so anzusehen, als habe es über den Stützen keinen Zusammenhang.

Beispiel 1. Für die zwischen den Hauptträgern ruhende Schotterbahn einer Strafsenbrücke soll eine Brückentafel aus Wellblech hergestellt werden. Als Träger der letzteren dienen I-Träger, welche in Abständen von je 1,1 m parallel zur Brückenachse zwischen Querträgern befestigt sind. Wie grofs hat man die Abmessungen des Wellbleches zu nehmen, wenn die Schotterdicke über den Wellenscheiteln im Mittel 0,18 m beträgt und Wagen von 3 Tonnen Raddruck auf der Brücke verkehren?

Die vorliegende Anordnung der Belagträger bedingt die Querlage der Wellen zur Brückenachse. Steht nun ein Rad in der Mitte zwischen zwei Längsträgern und sieht man von dem Zusammenhange des Wellbleches über den einzelnen Trägern ab, so folgt für das erforderliche Widerstandsmoment gemäfs Gleichung Nr. 153:

$$W = \frac{100}{8 . s} \left\{ D \left(\frac{2l - a_1}{b_1} \right) + p l^2 \right) \right\}.$$

Beträgt die Gurtungsbreite der I-Träger 0,1 m, so ist

$$l = 1{,}1 - 0{,}1 = 1 \text{ m};$$

ferner hat man:

$$a_1 = 2z = 2 . 0{,}18 = 0{,}36 \text{ m}; \quad b_1 = 0{,}3 + 2 . 0{,}18 = 0{,}66 \text{ m}; \quad D = 3 \text{ Tonnen}.$$

Für p ergiebt sich, wenn man das Gewicht von 1 cbm Schotter zu 2 Tonnen, die Wellenhöhe zu 0,1 m und das Gewicht des Wellbleches zu 0,05 Tonnen pro qm annimmt:

$$p = 0{,}05 + 2 \left(0{,}18 + \frac{0{,}1}{2} \right) = 0{,}51 \text{ Tonnen pro qm}.$$

Die zulässige Beanspruchung des Wellbleches kann man in Rücksicht darauf, dafs das verhältnismäfsig grofse Gewicht des Steinschlagkörpers die Stofswirkung der Räder sehr vermindert, zu $s = 0{,}7$ Tonnen pro Quadratzentimeter annehmen. Für das erforderliche Widerstandsmoment folgt daher:

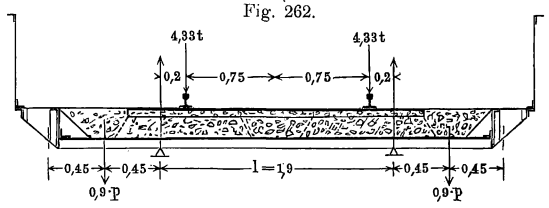
$$W = \frac{100}{8 . 0{,}7} \left[3 \left(\frac{2{,}00 - 0{,}36}{0{,}66} \right) + 0{,}51 \right] = 142.$$

Dasselbe wird gedeckt durch das Profil Nr. 100 des Eisenwerkes Schladern, welches bei 4 mm Blechstärke das Widerstandsmoment $W = 151 \text{ cm}^3$ und das Einheitsgewicht $g = 49$ kg pro Quadratmeter besitzt.

Beispiel 2. Die auf den Hauptträgern liegende Fahrbahn einer eingleisigen Eisenbahnbrücke ist gemäfs nebenstehender Skizze (Fig. 262 a. f. S.) angeordnet. Das Gleis besteht aus 35 kg pro Meter schweren Fahrschienen und eisernen Querschwellen, deren Abstand voneinander etwa 0,8 m beträgt und welche im mittleren Teile nicht unterstopft sind. Auf denselben verkehren dreiachsige Lokomotiven von 1,5 m Achsstand und 13 Tonnen Achsbelastung. Welche Abmessungen hat man der aus Wellblech zu erbauenden Brückentafel zu geben, wenn die Kiesbettung des Gleises über den Wellenscheiteln 0,2 m dick ist und die zulässige Beanspruchung des Bleches 0,7 Tonnen pro Quadratzentimeter beträgt?

Bei der kräftigen Fahrschiene und engen Schwellenteilung können wir annehmen, dafs an Betriebslast in der Lotebene jeder Fahrschiene $\frac{6,5}{1,5} = 4,33$ Tonnen pro Meter auf das Wellblech übertragen werden. Das Eigengewicht der Fahrbahn beträgt rund 0,62 Tonnen pro qm $= p$; die in Berechnung zu stellende Länge des überkragenden Teiles derselben 0,9 m und die Stützweite der Brückentafel $l = 1,9$ m. Auf den mittleren Teil der Brückentafel kann Betriebslast nicht übertragen werden, indem die eisernen Querschwellen in der Mitte keine Unterstopfung erhalten. Für das auf einen Wellblechstreifen von 1 m Breite im mittleren Teile seiner Stützweite infolge des Eigengewichtes der Fahrbahn und der Betriebslast wirkende Biegungsmoment hat man daher:

Fig. 262.



$$M = 4,33 \,.\, 0,2 + \frac{1}{8} \,.\, 0,62 \,.\, 1,9^2 - \frac{1}{2}\, 0,62 \,.\, 0,9^2 = 0,895 \text{ Metertonnen};$$

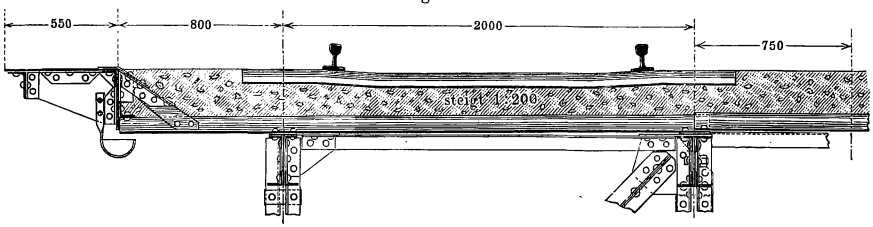
mithin gilt für das gesuchte Widerstandsmoment des Wellbleches: $W = \frac{89,5}{0,7} = 128\,\text{cm}^3$.

Zu der Brückentafel empfiehlt sich im vorliegenden Falle das Wellblech der Dillinger Hütte, Profil Nr. 1 von 6 mm Dicke, dessen Widerstandsmoment für 1 m Breite $W = 136$ in Zentimetern^3 und dessen Gewicht 59 kg pro Quadratmeter beträgt.

Entwässerung des Wellbleches.

Wagerecht gelegte Wellbleche erfordern eine wasserdichte Ausfüllung, um Ansammlungen von Sickerwasser, welches durch die Brückendecke dringt, in den Wellenthälern zu verhindern. Die gewöhnlich angewandten Ausfüllungsmassen, als Zementbeton mit einem $1^1/_2$ bis 2 cm starken Asphaltüberzug, Asphaltbeton u. s. w. schützen das Wellblech hiergegen nicht mit

Fig. 263.



Unterführung der Wormser Strafse (Bahnhof Mainz). 1:30.

Sicherheit, indem sie bei grofsen Temperaturunterschieden und durch Formänderungen der Wellen infolge starker Belastungen leicht Sprünge und Risse erhalten, welche sich durch die ganze Dicke der Masse ziehen. Eine Oberflächenentwässerung der Ausfüllungsmasse kann diesen Übelstand zwar mildern, aber nicht aufheben, so dafs die Entwässerung einer aus wagerechten Wellblechen zusammengesetzten Brückentafel immer eine unvollkommene bleibt.

Besser ist es, dem Wellbleche quer zur Brückenbahn ein Gefälle zu geben und den Ballastkörper der Strafse oder Eisenbahn unmittelbar auf dem Bleche zu lagern. Das durch die Brückendecke sickernde Wasser kann man dann leicht an den Seiten der Fahrbahn durch Rinnen aufnehmen und nach den Pfeilern hin ableiten (Fig. 263).

II. Trogförmige, von dem Wellblech abgeleitete Brückentafeln.

Um eine gröfsere Tragfähigkeit als bei Verwendung von Wellblech zu erzielen und die Konstruktionshöhe der Brücke auf das geringste Mafs zu beschränken, hat man gewellte Brückentafeln aus aneinander gereihten Trögen eckigen Querschnittes hergestellt. Hauptsächlich sind für letztere Querschnitte folgende Formen gewählt:

a) Das aus Flach- und Winkeleisen zusammengesetzte Rechteck. Ein Beispiel dieser Art bildet die Brückentafel der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Erie-Kanal zu Rome im Staate New York (Fig. 199). Die $^{200}/_{200}$ mm starken Querschwellen der Eisenbahngleise der Brücke sind in Abständen von 800 mm in Tröge von 387 mm lichter Weite und 446 mm lichter Höhe gelagert, welche eine Ballastschicht enthalten, die bis zur Schienenunterkante reicht und unter den Querschwellen 297 mm Dicke hat. Das Ausfliefsen der Bettung an den

Fig. 264.

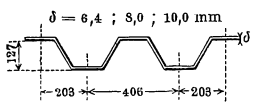
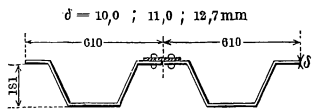


Fig. 265.

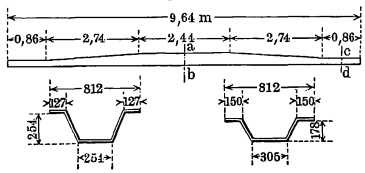


Enden der Tröge ist durch je eine 6 mm dicke Platte verhindert, welche sich gegen zwei der vier Winkeleisen legt, mit Hilfe deren die Brückentafel an die Hauptträger gehängt ist. Das Tagewasser wird aus den Trögen durch 19 mm weite, in die Bodenplatten gebohrte Löcher abgeführt. Die Konstruktionshöhe der Brücke beträgt, von der Schienenunterkante bis zum Scheitelpunkte der Nietköpfe unter den Bodenplatten der Tröge gemessen, 520 mm, ist also eine sehr geringe. (Näheres: Railroad Gazette 1889, S. 320.)

Als ein Nachteil der vorstehenden Anordnung dürfte das schwierige Stopfen der Querschwellen in den engen, neben denselben verbleibenden Räumen zu betrachten sein.

b) Der trapezförmige Querschnitt. Die trapezförmigen Tröge sind entweder aus Blechtafeln gepreſst, oder aus einzelnen Teilen zusammengenietet. Nach ersterer Ausführungsart stellt die Firma Westwood, Baillie u. Co. in der Nähe von London Trogbleche gemäfs den Figuren 264 bis 266 in Dicken von 4,8 bis 12,5 mm und in Längen bis zu 6,1 m her. Die Verbindung der Trogbleche Fig. 264 erfolgt in der Breitenrichtung, indem man die wagerechten Ränder der Bleche übereinander legt und vernietet, diejenige der Bleche Fig. 265 in derselben Weise oder durch aufgelegte Laschen. Die Trogbleche Fig. 266 dienen für zweigleisige Eisenbahnen und sind an ihren einzelnen Querschnitten der Form vom gleichen Widerstande möglichst angenähert. Gegenüber dem Wellbleche haben die Trogbleche den Vorteil, dafs sie in gröfseren Dicken und Höhen hergestellt werden können und daher tragfähiger sind. Bei einem Versuche, den man im Jahre 1886 in Amsterdam mit einem auf 5,5 m frei liegenden Trogbleche (Querschnitt nach Fig. 264) vornahm, wurde dasfelbe durch eine gleichmäfsig verteilte Last von 1437 kg pro Quadratmeter bis auf 959 kg pro Quadratzentimeter beansprucht; es zeigten sich hierbei weder Risse noch Brüche an den scharfen Kanten, und entschlofs man sich infolge dieses

Fig. 266.



günstigen Ergebnisses, die Brückentafeln von zwei Überbauen zu Haarlemermeer aus Trogblechen herzustellen. (Näheres: Centralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 390.)

Beim Ilkstone-Viadukt auf der Great-Northern-Eisenbahn in Derbyshire sind die trapezförmigen Tröge in den Ecken durch stumpfwinkelige Winkeleisen verstärkt und bei der Willamette-Brücke zu Portland im Staate Oregon aus je zwei ineinander greifenden ⌒-Eisen gebildet (Fig. 198). Die Querschwellen des Eisenbahngleises letzterer Brücke liegen unmittelbar auf den Bodenplatten der 762 mm von Mitte zu Mitte entfernten Tröge. Hierdurch ist es gelungen, den Abstand der Schienenunterkante vom tiefsten Punkte des Querschnittes des Überbaues auf 444 mm, einschliefslich der unteren Nietreihe der kastenförmigen Gurtungen der Hauptträger, herabzumindern. (Näheres: Railroad Gazette 1889, S. 260.)

c) Vieleckige Querschnitte aus ⊤-Eisen in Verbindung mit besondern Formeisen, wie solche von Hobson vorgeschlagen sind (Fig. 267 bis 269).

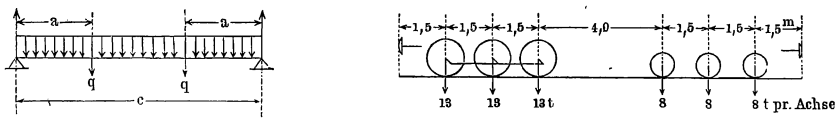
Fig. 267. Fig. 268. Fig. 269.



Die im vorstehenden besprochenen Brückentafeln erfordern nur eine geringe Konstruktionshöhe der Brücke, haben aber ein verhältnismäfsig hohes Eigengewicht; sie empfehlen sich daher nur dann zur Ausführung, wenn es an Höhe für ein Zwischenträgersystem zur Unterstützung der Brückentafel fehlt.

Für die Berechnung einer zwischen den beiden Hauptträgern einer Eisenbahnbrücke frei gespannten trogförmigen Brückentafel dürfte es genügen, die auf den Lokomotivachsen ruhende Last unter Berücksichtigung der Achsstände gleichmäfsig über die Längeneinheit der

Fig. 270. Fig. 271.



Fahrschienen zu verteilen und die Brückentafel als Balken anzusehen, der an den Enden frei aufliegt. Bezeichnet für die trogförmige Brückentafel einer eingleisigen Brücke (Fig. 270):

c die frei tragende Weite derselben, in Metern;

W das Widerstandsmoment des Querschnittes für 1 m Länge, in Zentimetern^3;

a den Abstand der Fahrschiene von dem zunächst gelegenen Stützpunkte der Tafel, in Metern;

q das auf jede Fahrschiene kommende Lokomotivgewicht, in Tonnen pro Meter der Schiene;

p das Eigengewicht der Fahrbahn, in Tonnen pro Quadratmeter;

s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen pro Quadratzentimeter,

so folgt:

$$154. \quad \ldots \quad W = \frac{100}{s}\left(qa + \frac{1}{8}pc^2\right).$$

Die Betriebslast q würde für eine Lokomotive der Fig. 271 zu

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{13}{1{,}5} = 4{,}33 \text{ Tonnen pro Meter}$$

anzunehmen sein.

§. 63.

Formeisen.

Von den Formeisen sind hauptsächlich die Zoreseisen (Fig. 272) und die den Vautherin-Schwellen nachgebildeten Trapezeisen (Fig. 273) zu Brückentafeln verwandt, indem dieselben bei günstiger Materialverteilung eine grofse Breite haben und so gestatten, eine verhältnismäfsig leichte Brückentafel von gegebener Tragfähigkeit zu bilden. Vor den Trapez-

Fig. 272.

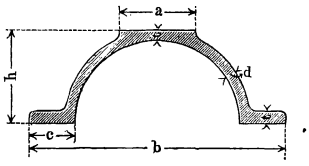
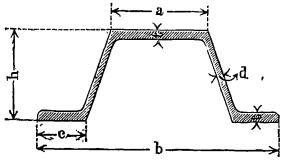


Fig. 273.



eisen haben die Zoreseisen den Vorteil, dafs sie infolge ihrer ⎍-Form seitlichen Drücken besser widerstehen können. ⊤-Eisen stellen sich bei gleicher Tragfähigkeit an Gewicht für die Quadrateinheit erheblich höher und verdienen daher keine Anwendung. In nachfolgender Tabelle sind die Abmessungen, Querschnittsflächen, Widerstandsmomente und Gewichte der Zoreseisen deutschen Normalprofiles und eines besonders kräftigen Trapezeisens zusammengestellt:

Belageisen.		Höhe. h	Untere Breite. b	Obere Breite. a	Fufsbreite. c	Stegdicke. d	Fufs- und Kopfdicke. t	Fläche.	Trägheitsmoment für die Schwerachse parall. d. Basis. J_x	Trägheitsmoment für die Symmetrieachse. J_y	Widerstandsmoment entspr. J_x	Gewicht für das laufende Meter.	Gewicht für das Quadratmeter der Bahn.	Zwischenraum zweier Eisen an den Füfsen.
	Nr.	Millimeter.						qcm	cm⁴	cm⁴	cm³	kg	kg	mm
Zoreseisen .	5	50	120	33	21	3	5	6,9	24	82	9,6	5,3	39	15
	6	60	140	38	24	3,5	6	10,1	48	155	15,9	7,3	47	15
	7,5	75	170	45,5	28,5	4	7	13,9	106	326	28,3	10,3	54	20
	9	90	200	53	33	4,5	8	18,0	204	609	45,8	13,8	63	20
	11	110	240	63	39	5	9	22,9	419	1192	76,2	18,6	70	25
Trapezeisen, Burbacher Hütte..		120	240	90	45	5,5	7	25,1	540	1164	90,0	19,7	74	25

Anordnung der Belageisen.

Die Belageisen werden entweder quer, oder in der Längenrichtung der Fahrbahn verlegt. Im ersteren Falle dienen die Hauptträger (Taf. XXXII, Fig. 274) oder die Längsträger des Bahngerippes zu ihrer Unterstützung, im andern die Querträger (Taf. XXXII, Fig. 275). Zwischen den Füfsen der einzelnen Belageisen läfst man gewöhnlich einen Zwischenraum von 20 bis 30 mm, welcher mit Steinen sorgfältig überdeckt wird, so dafs kleinere Schotterteile nicht hindurchfallen können; seltener hat man den Zwischenraum weiter, bis 100 mm, genommen und dann durch Ziegel- oder Bruchsteine geschlossen. Man spart hierdurch zwar an Eisen, beeinträchtigt aber die gleichmäfsige Druckübertragung auf die Stege der Belageisen, indem die Einkeilung des Schotters zwischen denselben nicht mehr stattfindet.

Bei den in den Figuren 274 und 275, Tafel XXXII, dargestellten Brücken der schweizerischen Nordostbahn hat man die trapezförmigen Belageisen einbetoniert und den Beton dachförmig mit beiderseits 3 Proz. Gefälle abgeglichen. Zur Erzielung möglichster Wasserdichtigkeit ist die ganze Betonoberfläche mit Holzzement, der sich im Hochbau bei Eindeckung sehr flacher Dächer bewährt hat, überzogen. Das durch die Bettung des Eisenbahngleises sickernde Wasser sammelt sich in seitlichen, im Beton befindlichen Rinnen und wird von hier Abflufsröhren zugeführt, welche in der Nähe der Widerlager und, wenn nötig, noch an dazwischen gelegenen Stellen in den Beton eingelassen und in der bei Holzzement üblichen Weise in diesen eingedichtet sind. Längere Erfahrungen über die Bewährung dieser Fahrbahntafel, vor allem hinsichtlich der Wasserdichtigkeit, liegen noch nicht vor. (Näheres: Schweizerische Bauzeitung 1891, 28. November, S. 135. Mantel: Normaltypen von Blechbalkenbrücken für die neuen Linien der schweizerischen Nordostbahn.)

Befestigung der Belageisen.

Dieselbe kann geschehen durch:

a) Vernietung der Füfse der Belageisen mit den darunter liegenden Trägern. Es genügt, das Belageisen an jeder Überkreuzungsstelle durch ein Niet zu befestigen, dessen Durchmesser gleich der ein- bis zweifachen Fufsdicke ist. Bei gewalzten Trägern oder solchen ohne Gurtungslamellen läfst sich die Vernietung leicht ausführen; sind aber lotrechte Niete für die Befestigung von Lamellen erforderlich, so können die oberen Nietköpfe der Auflagerung der Belageisen sehr hinderlich sein. Im allgemeinen wird man die Anordnung so treffen, dafs man die Gurtungsniete zur Befestigung der Belageisen mit heranzieht und dem entsprechend die Nietteilung einrichten. Wird letztere bei diesem Verfahren zu unregelmäfsig, oder haben die Gurtungsniete in bezug zu den Fufsbreiten der Belageisen zu grofse Durchmesser, so sieht man besser von der Vernietung der Belageisen ganz ab.

Anstatt die Niete unmittelbar durch die Belageisenfüfse zu ziehen, kann man sie auch zwischen denselben anordnen und durch Plättchen treten lassen, welche sich über die Füfse je zweier benachbarter Belageisen legen. Man vermeidet hierdurch die Schwächung der Belageisen durch Nietlöcher.

b) Verschraubung. 1. Man ordnet zwischen den Füfsen der benachbarten Belageisen Hakenschrauben an, welche mit ihrem Haken unter die Trägergurtung greifen und als Unterlegscheibe der Schraubenmutter eine Platte haben, die auf den beiden Füfsen der

Belageisen aufruht (Fig. 276). Bei dieser Befestigungsart findet weder eine Schwächung der Belageisen noch ihrer Träger statt.

2. Anstatt der Hakenschrauben hat man auch gewöhnliche Schraubenbolzen verwandt und diese entweder durch die Trägergurtung oder durch Klemmplättchen gezogen, welche sich einerseits gegen letztere Gurtung, anderseits gegen die beiden Belageisenfüfse stemmen, zwischen denen der Bolzen hindurchgeht (Fig. 277).

In dem Falle, dafs Reihen vortretender Nietköpfe die unmittelbare Auflagerung der Belageisen als unthunlich erscheinen lassen, stiftet man auf die Gurtung zwischen die Niet-

Fig. 276.

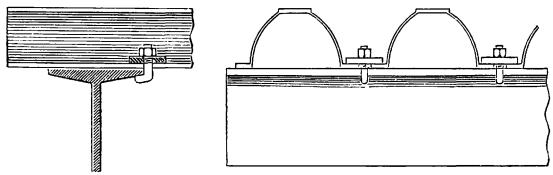
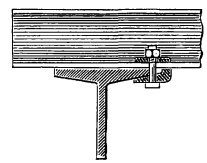


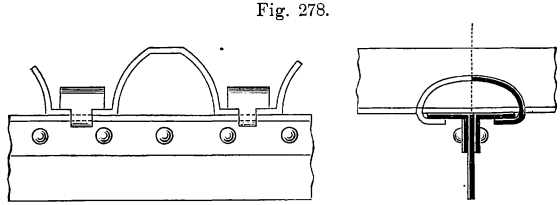
Fig. 277.



reihen ein die Nietköpfe um einige Millimeter überragendes Flach- oder Quadrateisen (Taf. XXI, Fig. 196, Taf. XXXII, Fig. 274, Fig. 275a). Dasfelbe läfst man über den Träger in seiner ganzen Länge gehen, auch wenn die Gurtungsplatten erst in bestimmten Abständen von den Enden ab anfangen. Man erreicht hierdurch, dafs die Belageisen alle in einer Ebene liegen und den Träger in seiner Mittellinie belasten, wodurch Biegungen der Quere nach vermieden werden.

c) Befestigung durch Prasilsche patentirte Klammern (Fig. 278). Dieselben bilden unten offene Bügel, deren lichte Weite etwas gröfser als die Breite der die Belageisen stützenden Gurtung ist. Der untere Teil der Klammer hat eine Breite gleich dem Zwischenraume zwischen den Füfsen zweier nebeneinander liegender Belageisen, während der obere gegen den unteren beiderseits um einige Zentimeter vorspringt. Um die Befestigung der Belageisen auf ihrem Träger auszuführen, schiebt man die geöffnete Klammer über den letzteren so weit nach unten, bis der breitere Klammerteil die Belageisen berührt und biegt dann die beiden Klammerfüfse fest gegen die Unterseite der Trägergurtung. In Böhmen ist die Prašilsche Befestigungsart vielfach zur Ausführung gekommen.

Fig. 278.



Prašilsche Klammer.

Entwässerung.

Wasser, welches durch die Brückendecke sickert, gelangt durch die Zwischenräume zwischen den Belageisen unmittelbar zum Abfluls. Die Steinschlagdecken der Strafsenbrücken fahren sich indessen meistens nach kurzer Zeit so fest, dafs ein Durchtropfen gar nicht oder doch nur im geringen Grade eintritt.

Berechnung der Tragfähigkeit.

1. Belageisen für Eisenbahnbrücken.

Schwere Raddrücke können nur dann von den Belageisen aufgenommen werden, wenn die Biegungsmomente, welche dieselben in den einzelnen Eisen erzeugen, verhältnismäfsig geringe sind. Es mufs sich daher der Raddruck auf mehrere Belageisen verteilen und, bei gröfserer frei tragender Weite derselben, in der Nähe ihrer Auflager wirken. Hinsichtlich der Belastung durch das Eisenbahngleis wollen wir die folgenden Fälle unterscheiden:

Fig. 279.



a) Die Fahrschienen sind auf Langschwellen gelagert, welche unmittelbar auf den Belageisen ruhen.

In Ermangelung zutreffender theoretischer Regeln kann man im vorliegenden Falle für die Verteilung des Raddruckes über die Belageisen annehmen, dafs bei den üblichen Schienen und Langschwellen jedes Belageisen etwa ein Viertel bis ein Drittel des Raddruckes übertrage. Liegt nun dasfelbe in zwei Punkten auf und bezeichnet Fig. 279:

D den Raddruck, in Tonnen;

a den Abstand der Fahrschiene von dem zunächst gelegenen Stützpunkte des Belageisens, in Metern;

W das Widerstandsmoment des Belageisens, in Zentimetern^3;

s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen pro Quadratzentimeter,

so folgt, wenn auf jedes Belageisen ein Drittel des Raddruckes kommt und das Eigengewicht des Gleises und Belageisens als nicht in Frage kommend vernachlässigt wird:

$$\frac{1}{3} D\, a \,.\, 100 = W\, s,$$

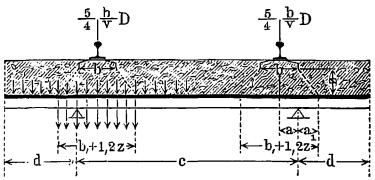
daher

$$155 \;.\;.\;.\;.\;. \quad \begin{cases} a = 0{,}03\, \dfrac{s}{D}\, W \\ W = \dfrac{100}{3}\, \dfrac{D}{s}\, a. \end{cases}$$

Wäre z. B. der Raddruck $D = 6{,}5$ Tonnen; ferner $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter, so hätte man bei Verwendung des Zoreseisens Nr. 11, dessen Widerstandsmoment $W = 76{,}2$ in cm^3 ist:

$$a = 0{,}03 \cdot \frac{0{,}6}{6{,}5} \cdot 76{,}2 = 0{,}21 \text{ Meter}.$$

Fig. 280.



b) Die Langschwellen der Fahrschienen liegen in einer Kiesbettung, welche von quer zur Gleisachse gelegten Belageisen getragen wird (Fig. 280).

Betragen die schwersten Raddrücke je D Tonnen und stehen dieselben um v Meter voneinander ab, so würden auf die Belageisen von jeder Langschwelle bei gleichmäfsiger Kraftübertragung $\frac{D}{v}$ Tonnen pro Meter der Langschwelle übertragen werden; da aber eine so gleichmäfsige

Verteilung durch die Bettung nicht zu erwarten, so wollen wir die stärkste Belastung eines lotrecht unter dem Raddrucke D liegenden Belageisens von b Meter Breite (einschliefslich des Zwischenraumes zwischen zwei Belageisen) zu $1{,}25\,\frac{b}{v}\,D$ annehmen. Bezeichnen noch, Fig. 280:

c den Abstand der Träger des Belageisens, in Metern;
d den Überstand des Belageisens, in Metern;
z die Bettungsdicke, von Langschwellen-Unterkante bis Belageisen-Oberkante gemessen, in Metern;
q, p die auf das Belageisen kommende Betriebs- bezw. Eigenlast, in Tonnen pro Meter seiner Länge;
a_1 die Länge, auf welche sich die Betriebslast von dem Stützpunkte des Belageisens ab auf den überstehenden Teil verteilt, in Metern;
M, M_1 das Biegungsmoment über dem Stützpunkte, bezw. in der Mitte des Belageisens, in Metertonnen;
W das Widerstandsmoment des Belageisens, in Zentimetern^3;
a den Abstand der Fahrschiene von dem zunächst gelegenen Stützpunkte des Belageisens, so folgt:

155 a . . . . . $\begin{cases} M = \frac{1}{2}\,(p\,d^2 + q\,a_1{}^2) \\ M_1 = 1{,}25\,\frac{b}{v}\,D\,a + \frac{p}{2}\left(\frac{c^2}{4} - d^2\right). \end{cases}$

Von beiden Momenten ist das gröfsere der Abmessung des Belageisens zu Grunde zu legen. Die Länge, auf welche sich der Druck $1{,}25\,\frac{b}{v}\,D$ über das Belageisen verteilt, kann zu $b_1 + 1{,}2\,z$ angenommen werden, wenn b_1 die Stützbreite der Langschwelle bezeichnet. Man hat daher:

$$q = 1{,}25\,\frac{b}{v}\,\frac{D}{b_1 + 1{,}2\,z} \quad \text{und} \quad a_1 = \frac{1}{2}\,(b_1 + 1{,}2\,z) - a.$$

Für das erforderliche Widerstandsmoment ergiebt sich, je nachdem $M > M_1$, oder $M_1 > M$ ist:

$$W = \frac{100}{s}\,M, \text{ bezw. } W = \frac{100}{s}\,M_1.$$

Wenn sich an die Fahrbahn beiderseits ein Fufsweg von e Meter Breite schliefst, welcher einerseits von einem besondern Träger, anderseits von den Belageisen getragen

Fig. 281.

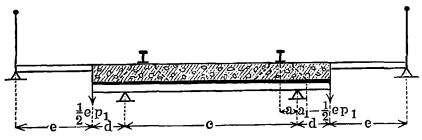
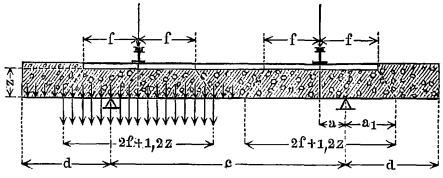


Fig. 282.



wird (Fig. 281), so erhält das Stützenmoment M einen Zuwachs und das Moment in der Mitte des Belageisens eine ebenso grofse Verminderung. Wiegt der auf ein Belageisen kommende Streifen des Fufsweges $e\,p_1$ Tonnen, so folgt:

155 b . . . . $$\begin{cases} M = \frac{1}{2}\left(p\,d^2 + q\,a_1^2\right) + \frac{1}{2}\,p_1\,e\,d \\ M_1 = 1{,}25\,\frac{b}{v}\,D\,a + \frac{1}{2}\,p\left(\frac{c^2}{4} - d^2\right) - \frac{1}{2}\,p_1\,e\,d. \end{cases}$$

c) Die Fahrschienen ruhen auf Querschwellen, welche in einen Schotterkörper gebettet sind. Ordnet man die den Schotterkörper tragenden Belageisen quer zur Gleisachse an, so kann man annehmen, dafs jedes derselben bei der Stützbreite b_1 der Querschwellen von dem Raddrucke D höchstens den Teil $\frac{b}{b_1 + 1{,}2\,z}\,D$ zu übertragen hat. Steht nun das Schwellenende von der Mitte der Fahrschiene f Meter ab (Fig. 282), so verteilt sich letzterer Druck in der Längenrichtung des Belageisens auf etwa $2\,f + 1{,}2\,z$ Meter, und es kommt auf ein Meter dieser Strecke die Betriebslast:

$$q = \frac{b}{b_1 + 1{,}2\,z} \cdot \frac{D}{2\,f + 1{,}2\,z}.$$

Die Belageisen nehmen wir, wie unter b) angegeben, durch Längsträger im Abstande von c Meter gestützt an. Das Stützenmoment, bezw. das Moment in der Mitte der frei tragenden Weite, beträgt alsdann für ein Belageisen:

155 c . . . . . $$\begin{cases} M = \frac{1}{2}\left(p\,d^2 + q\,a_1^2\right) \\ M_1 = \frac{b}{b_1 + 1{,}2\,z}\,D\,a + \frac{p}{2}\left(\frac{c^2}{4} - d^2\right) \end{cases}.$$

Hierin ist:

$$a_1 = \frac{1}{2}\,(2f + 1{,}2\,z) - a.$$

Wäre z. B. der gröfste Raddruck $D = 6{,}5$ Tonnen; der Achsstand $v = 1{,}2$ m; die Stützbreite der Querschwelle $b_1 = 0{,}25$ m; die untere Breite des Belageisens einschliefslich des Zwischenraumes $b = 0{,}26$ m; der Abstand der Längsträger $c = 1{,}8$ m; der Überstand der Belageisen $d = 0{,}6$ m; der Abstand der Fahrschiene von dem zunächst gelegenen Längsträger $a = 0{,}15$ m; die Bettungsdicke über den Kopfplatten der Belageisen $= 0{,}3$ m; die Überschüttungshöhe $z = 0{,}25$ m; das Gewicht der Bettung $= 2$ Tonnen pro Kubikmeter; das metrische Gewicht des Belageisens $= 18$ kg, so hätte man für das Eigengewicht p, welches pro Meter auf ein Belageisen zu rechnen ist:

$$p = 2\,.\,0{,}35\,.\,0{,}26 + 0{,}018 = 0{,}2 \text{ Tonnen},$$

worin die Höhe des Belageisens zu 0,1 m und demnach die in Rechnung zu stellende Schotterhöhe zu $0{,}3 + \frac{1}{2}\,.\,0{,}1 = 0{,}35$ m angenommen ist.

Die metrische Betriebslast des Belageisens hat die Gröfse, wenn $f = 0{,}5$ m ist:

$$q = \frac{0{,}26}{0{,}25 + 0{,}3} \cdot \frac{6{,}5}{1 + 0{,}3} = 2{,}36,$$

dafür 2,4 Tonnen; ferner ist

$$a_1 = \frac{1}{2}\,(2\,.\,0{,}5 + 1{,}2\,.\,0{,}25) - 0{,}15 = 0{,}5 \text{ m},$$

daher das Biegungsmoment über dem Längsträger:

$$M = \frac{1}{2}\,(0{,}2\,.\,0{,}6^2 + 2{,}4\,.\,0{,}5^2) = 0{,}336,$$

dafür 0,34 Metertonnen; weiter hat man für das Moment in der Mitte des Belageisens:

$$M_1 = \frac{0{,}26}{0{,}25 + 0{,}3} \cdot 6{,}5 \cdot 0{,}15 + \frac{0{,}2}{2}\left(\frac{1{,}8^2}{4} - 0{,}6^2\right) = 0{,}506,$$

dafür 0,51 Metertonnen.

Für das Widerstandsmoment des Belageisens hat man daher bei 0,7 Tonnen pro Quadratzentimeter zulässiger Inanspruchnahme: $W = \frac{51}{0{,}7} = 72{,}8$ in cm³. Das Zoreseisen Nr. 11 der deutschen Normalprofile, dessen Widerstandsmoment = 76,2 in cm³, würde also genügen.

Wenn die Belageisen, welche die Bettung des Querschwellenoberbaues tragen, parallel zur Gleisachse liegen, wird man im allgemeinen, um mit den üblichen Profilen auskommen zu können, die Querschwellen in der Weise verlegen müssen, dafs der Raddruck nicht in die Mitte der frei liegenden Weite des Belageisens kommt. Demgemäfs wird man, bei einer Schwellenteilung von w Meter und einem Querträgerabstande von $2\,w$ Meter, die Querschwellen von den Querträgern beiderseits um $\frac{w}{2}$ abstehen lassen (Fig. 283). Hat nun die Lokomotive drei Treibachsen mit einem Achsstande $v = 1{,}5\,w$ und beträgt der Raddruck D Tonnen, so kann man in Rücksicht auf Unregelmäfsigkeiten in der Unterstopfung der Querschwellen annehmen, dafs jede der beiden Schwellen innerhalb eines durch zwei Querträger begrenzten Feldes ungünstigsten Falles den vollen Raddruck zu übertragen habe.

Fig. 283.

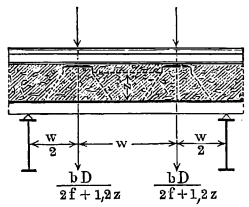
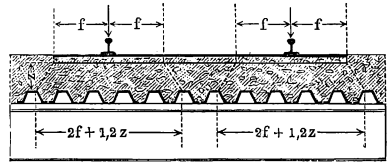


Fig. 283a.



Ein Belageisen hat unter dieser Voraussetzung in der Entfernung $\frac{w}{2}$ von jedem der beiden Querträger höchstens den Druck $\frac{b}{2f + 1{,}2z} D$ aufzunehmen und es beträgt das Biegungsmoment in der Mitte der frei tragenden Weite, wenn man das Belageisen als einen auf zwei Stützen frei aufliegenden Träger ansieht:

155 d . . . . . $M_1 = \frac{w}{2}\left(wp + \frac{b}{2f + 1{,}2z} \cdot D\right)$.

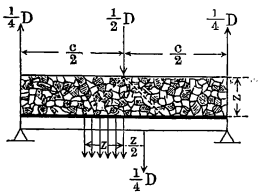
Wählt man die Schwellenteilung $w = 0{,}8$ m und setzt wie vorhin: $b = 0{,}26$ m; $f = 0{,}5$ m; $z = 0{,}25$ m; $D = 6{,}5$ Tonnen; $p = 0{,}2$ Tonnen, so ergiebt sich $M_1 = 0{,}584$ Metertonnen. Bei 0,7 Tonnen pro Quadratzentimeter zulässiger Beanspruchung des Belageisens ist daher das Widerstandsmoment $W = \frac{58{,}4}{0{,}7} = 83{,}4$ in cm³ erforderlich. Dasfelbe wird durch das Trapezeisen (Fig. 273), dessen Widerstandsmoment = 90 in cm³, gedeckt.

2. Belageisen für Strafsenbrücken.

Gewöhnlich wendet man auf den Belageisen der Strafsenbrücken eine Brückendecke aus Steinschlag an, indem die einzelnen Steinschlagkörper durch das Festwalzen mit der Strafsenwalze einen Körper bilden, welcher den Raddruck auf eine gröfsere Fläche verteilt. Die Gröfse

letzterer Fläche läßt sich zur Zeit nicht wissenschaftlich genau ermitteln, erfahrungsgemäß kann man jedoch annehmen, daß bei einer mittleren Dicke des Schotters von 0,2 m über den Belageisen jedes derselben höchstens den halben Raddruck zu übertragen hat und daß sich dieser Druck in der Längenrichtung des Eisens bei z Meter Überschüttungshöhe auf etwa $2 \cdot z$ Meter gleichmäßig verteilt. Unter diesen Voraussetzungen und der Einführung der früheren Bezeichnungen ergiebt sich für die Tragfähigkeit eines Belageisens, welches mehrere Felder von c Meter Stützweite überspannt, sofern man zur Sicherheit von dem Zusammenhange des Materiales über den Stützpunkten absieht und das Eigengewicht des Eisens nebst Steinschlagdecke als klein vernachlässigt (Fig. 284):

Fig. 284.



$$100 \frac{D}{4}\left(\frac{c}{2} - \frac{z}{2}\right) = W s.$$

156 . . . . . $W = \frac{100}{8} \frac{c - z}{s} D.$

In dem Falle, daß $D = 4$ Tonnen, $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter, $c = 1{,}0$ m und $z = 0{,}2$ m, ist hiernach das erforderliche Widerstandsmoment des Belageisens:

$$W = \frac{100}{8} \cdot \frac{1{,}0 - 0{,}2}{0{,}6} \cdot 4 = 66{,}7 \text{ in cm}^3.$$

Es würde demnach das Zoreseisen, Profil Nr. 11, dessen Widerstandsmoment = 76,2 in cm³, vollkommen genügen.

Einzelne ausführende Techniker haben auch angenommen, daß auf ein Belageisen nur ein Drittel des Raddruckes komme; jedoch dürfte diese Annahme in Rücksicht auf Mängel im Zusammenhange der Schotterstücke, wie sie namentlich nach Ausbesserungen einzelner Stellen der Bahn vorkommen können, zu hoch gegriffen sein. Will man die Verteilung des Raddruckes über mehr als zwei Belageisen mit Sicherheit erreichen, so kann dieses dadurch geschehen, daß man die Belageisen an der Ober- und Unterseite mit quer gelegten einfachen oder doppelten Winkeleisen (Taf. XXXIII, Fig. 285) vernietet. Damit sich die oberen und unteren Winkeleisen gleichmäßig an der Druckübertragung beteiligen, legt man je ein oberes und unteres Winkeleisen mit ihren aufrechten Schenkeln in dieselbe Lotebene und vernietet sie mit Blechstreifen, welche durch die Zwischenräume an den Füßen der Belageisen greifen. Eine ins Gewicht fallende Eisenersparnis läßt sich durch vorstehende Anordnung nicht erzielen, da die Belageisen in den am stärksten gespannten Faserschichten durch Niete geschwächt werden; auch wird der Steinschlagkörper der Fahrbahn durch die senkrechten Schenkel der oberen Winkeleisen in nicht vorteilhafter Weise unterbrochen.

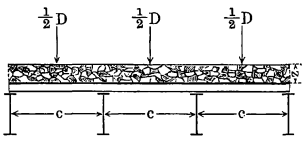
Wahl des Profiles der Belageisen.

Wenn nicht besondere Verhältnisse vorliegen, welche auf die Verwendung eines ganz bestimmten Belageisens hinweisen, wird man dem Profile den Vorzug geben, für welches der Materialaufwand der Brückentafel einschließlich der zugehörigen Träger möglichst klein wird.

Für eine Straßenbrücke, bei welcher die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern auf einem Netze von Quer- und Längsträgern ruht, ergiebt sich das Gewicht der Belageisen und Längsträger eines Brückenfeldes, wenn bezeichnet (Fig. 286):

l den Abstand der Querträger, gleich der Stützweite der Längsträger, in Metern;
c den Abstand der einzelnen Längsträger, in Metern;
b die Breite der Fahrbahn, gleich dem Abstande der beiden äufsersten Längsträger, in Metern;
z die Schotterdicke über den Belageisen, in Metern;
γ das Gewicht der Belageisen, in Tonnen pro Quadratmeter;
G das Gewicht eines Längsträgers, in Tonnen;
D den gröfsten Raddruck, in Tonnen;
s die zulässige Beanspruchung der Belageisen, in Tonnen pro Quadratzentimeter;
W das Widerstandsmoment eines Belageisens, in cm³;
Q das Eigengewicht der Zoreseisen und Längsträger eines Brückenfeldes, in Tonnen,

Fig. 286.



$$Q = b\,l\,\gamma + \left(\frac{b}{c} + 1\right) G$$

und hieraus für den Kleinstwert des Gewichtes:

$$\frac{d\,Q}{d\,c} = 0 = l\,\frac{d\,\gamma}{d\,c} - \frac{G}{c^2},$$

indem es genügt, G als unabhängig von c zu betrachten.

Nun kann man angenähert für die üblichen Zores- und Trapezeisen

$$\gamma = 0{,}045 + \frac{W}{3000}$$

setzen oder, da nach Gleichung Nr. 156 das Widerstandsmoment

$$W = \frac{100}{8}\,\frac{c - z}{s}\,D \text{ ist, } \gamma = 0{,}045 + \frac{c - z}{240\,s}\,D.$$

Der Differenzialquotient $\frac{d\,\gamma}{d\,c}$ hat mithin den Wert:

$$\frac{d\,\gamma}{d\,c} = \frac{D}{240\,s},$$

und folgt für den günstigsten Abstand der Längsträger:

157 . . . . . $c = \sqrt{240\,\frac{s}{D}\,\frac{G}{l}}$.

Das Gewicht eines Längsträgers kann man im Mittel zu $G = (8\,l + 7\,D)\,\frac{l}{1000}$ Tonnen, ferner $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter annehmen und sonach auch schreiben:

158 . . . . . $c = 0{,}38\,\sqrt{7 + 8\,\frac{l}{D}}$.

Hiernach hat man für den Kleinstwert des Gewichtes der Belageisen einschliefslich der Längsträger eines Brückenfeldes, wenn die Fahrbahnbreite $b = 5$ m, die Schotterdicke über den Belageisen $z = 0{,}2$ m, die zulässige Beanspruchung der letzteren $s = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter und der gröfste Raddruck $D = 4$ Tonnen beträgt, folgende Tabelle:

$l =$ 2	3	4	5	Meter
$c =$ 1,26	1,37	1,47	1,57	„
$W =$ 88,3	97,5	105,8	114,1	cm³
$Q =$ 1,177	1,888	2,661	3,498	Tonnen

Den vorstehenden Werten wird man sich mit den üblichen Belageisen möglichst anzuschliefsen suchen. Das Zoreseisen Nr. 11 der deutschen Normalprofile kann man z. B. bei Belastung mit $\frac{D}{2} = 2$ Tonnen in der Mitte auf 1,11 m frei legen und das Trapezeisen von $W = 90$ auf 1,28 m. Wählt man in Rücksicht auf die 5 m breite Fahrbahn den Abstand der Längsträger bei Verwendung von Zoreseisen Nr. 11 zu $c = 1{,}00$ m und für das Trapezeisen $c = 1{,}25$ m, so ergiebt sich folgende Tabelle:

Stützweite l . . . . . $= 2$	3	4	5	Meter
Zoreseisen Nr. 11 . . . . . $Q = 1{,}228$	1,986	2,840	3,790	Tonnen
Trapezeisen $W = 90$ . . . $Q = 1{,}180$	1,890	2,680	3,550	„

Der Gewichtsunterschied gegenüber dem zugehörigen Kleinstwerte beträgt also bei dem Zoreseisen Nr. 11, je nach der Stützweite der Längsträger, rund 4 bis 8 Prozent und bei dem Trapezeisen rund 1 bis 1,5 Prozent der Werte letzterer Tabelle. Im vorliegenden Falle würde demnach das Trapezeisen dem Zoreseisen vorzuziehen sein.

§. 64.

Platten aus Gufseisen oder Stein.

Als Grundform hat man den Platten das Rechteck oder Quadrat gegeben und dieselben entweder an zwei Gegenseiten, oder an allen vier Seiten aufgelagert. Bei der ersteren Auflagerungsweise kann man die Berechnung und die Auflagerung der Platten genauer durchführen, während bei der Unterstützung am ganzen Umfange die Platten weniger, die Träger derselben aber mehr Material erfordern.

Im allgemeinen sind die Platten aus Gufseisen oder Stein zu Brückentafeln wenig geeignet, indem sie ein verhältnismäfsig grofses Gewicht haben und den Stöfsen der Fahrzeuge schlecht widerstehen. Aus letzterem Grunde können dieselben für die Fahrbahnen von Eisenbahnbrücken nicht in Betracht kommen.

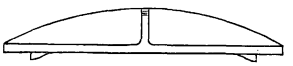
I. Platten aus Gufseisen.

Form der Platten.

Hauptsächlich sind zur Ausführung gekommen:

a) Ebene Platten mit Verstärkungsrippen an der Ober- bezw. Unterseite (Fig. 287 bezw. Taf. XXXIII, Fig. 288). Obere Rippen sind in bezug auf Ausnutzung der Festigkeit des Gufseisens zweckmäfsiger, indem die zulässige Beanspruchung desfelben auf Druck etwa noch einmal so grofs ist als auf Zug. Die volle Materialausnutzung ist indessen im allgemeinen unthunlich, weil die Rippen eine zu grofse Höhe erhalten, wenn man der am stärksten gedrückten Faserschicht den doppelten Abstand der am stärksten gezogenen von der wagerechten Schwerachse des Querschnittes giebt.

Fig. 287.



Die zur Verstärkung des Plattenquerschnittes dienenden Rippen liegen rechtwinkelig zu den aufliegenden Seiten. Bei einer zweiseitig unterstützten rechteckigen Platte laufen dieselben daher parallel zu den frei liegenden Seiten, während sie sich bei einer vierseitig unterstützten rechtwinkelig überkreuzen; auch bei einer zweiseitig aufliegenden Platte empfiehlt es sich, die Längsrippen durch Querrippen zu verbinden, um bei einseitiger Belastung die Biegungsspannungen möglichst gleichmäfsig über den Plattenquerschnitt zu verteilen. Aus demselben Grunde mufs man die Platten nicht zu breit machen und in der Nähe der Ränder Rippen anordnen.

Zu dem Querschnitt der Rippen hat man das Rechteck oder das Rechteck mit daran schliefsendem Kopfe (Fig. 289) gewählt und die Längenform derselben ebenfalls rechteckig gebildet oder krummlinig begrenzt, unter möglichster Berücksichtigung der Form vom gleichen Widerstande (Fig. 289 a).

Platten mit Rippen an der Unterseite sind zu der Brückentafel der Medwaybrücke zwischen Rochester und Strood verwandt (Taf. XXXIII, Fig. 288). Die Tafeln haben bei 22 mm Dicke eine Länge von 1770 mm und 1376 mm Breite. Von den Rippen liegen nur die an den Schmalseiten befindlichen auf und sind, um die Bearbeitungsbreite zu verringern und das sichere Aufliegen zu erzielen, mit drei nach überhöhten Halbkreisen verlaufenden Aussparungen versehen. Die Längsrippen haben rechteckige Form und zur Aussteifung nach

Fig. 289.

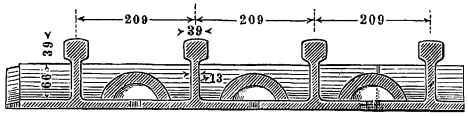
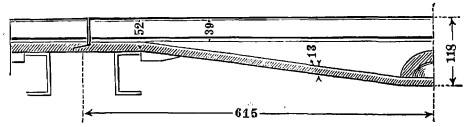


Fig. 289 a.



Unterspreebrücke in Berlin. 1 : 10.

innen ausgerundete Querrippen, welche berührend an dieselben und die Grundplatte anschliefsen.

b) Nach abwärts gekrümmte und mit Längsrippen versehene Platten, welche an den beiden Schmalseiten aufliegen und in der Sohle zwischen je zwei Rippen mit Entwässerungsöffnungen versehen sind. Um das Zuschlämmmen letzterer Öffnungen zu verhindern, hat man dieselben mit Kugelhauben überdeckt, in welchen sich die Schlitze zum Durchlassen des Wassers befinden (Taf. XXXIII, Fig. 290). Das Gewicht des Ballastkörpers ist im vorliegenden Falle infolge der abzugleichenden Mulden zwar etwas gröfser als bei ebenen Platten, jedoch ist die Entwässerung eine bessere und wird die Brückendecke nicht durch vortretende Rippen unterbrochen.

Von ebenen Platten läfst sich das durch die Brückendecke sickernde Wasser nur in unvollkommener Weise durch senkrechte Abzugslöcher führen oder, wenn die Brückentafel ein Quergefälle hat und Rippen nicht hindernd in den Weg treten, nach den Rändern der Fahrbahn zu ableiten.

Sicherung der gegenseitigen Lage der Platten.

Eine Verbolzung der Platten mit ihren Trägern oder der Platten unter sich ist nur in einzelnen Fällen zur Ausführung gekommen, z. B. bei der oben erwähnten Medwaybrücke (Taf. XXXIII, Fig. 288). Gewöhnlich hat man an dieselben Leisten oder Knaggen gegossen,

welche gegen die Trägergurtungen treten und so die seitliche Verschiebung verhindern. Eine abweichende Anordnung zeigt die Michaelbrücke in Berlin. Hier hat man die Platten oben ringsherum mit Leiste versehen, welche mit ihren Aufsenkanten von den parallel laufenden Plattenrändern 12 mm abstehen. In den zwischen den Leisten je zweier benachbarter Platten verbleibenden Zwischenraum hat man ein Flacheisen gelegt (Taf. XXXIII, Fig. 290).

Berechnung der gufseisernen Platten.

Die Platte liege an zwei Gegenseiten auf und werde bezeichnet mit:

a, b die Stützweite, bezw. Breite der Platte, in Zentimetern;

J das Trägheitsmoment derselben in bezug auf die wagerechte Schwerachse, in Zentimetern^4;

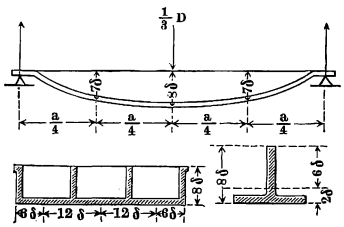
e, e_1 der Abstand der entferntesten Faserschicht auf der Zug- bezw. Druckseite von der genannten Schwerachse, in Zentimetern;

s, s_1 die den Abständen e, e_1 entsprechenden Biegungsspannungen, in Tonnen pro Quadratzentimeter;

D, G der Raddruck, bezw. das Eigengewicht der Platte nebst Überschüttung, in Tonnen.

Der gemachten Voraussetzung zufolge ist die Platte als Balken auf zwei Stützen zu betrachten und erhält demnach ihr gröfstes Biegungsmoment, wenn der Raddruck in der Mitte wirkt. Sehen wir nun zur Sicherheit davon ab, dafs die Brückendecke den Raddruck auf eine gewisse Fläche der Platte verteilt, so ergiebt sich:

Fig. 291.



$$\left(D + \frac{G}{2}\right)\frac{a}{4} = \frac{s}{e}J = \frac{s_1}{e_1}J,$$

mithin

159 . . . . $$\begin{cases} \dfrac{J}{e} = \dfrac{1}{4}\dfrac{a}{s}\left(D + \dfrac{G}{2}\right) \\ \dfrac{J}{e_1} = \dfrac{1}{4}\dfrac{a}{s_1}\left(D + \dfrac{G}{2}\right). \end{cases}$$

Für die Zugspannung s und die Druckspannung s_1 gelten hierin die Grenzwerte $s = 0{,}3$; $s_1 = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter.

Hat die Platte die in Fig. 291 dargestellte Form und verteilt sich der Raddruck gleichmäfsig über die Breite derselben, so kann man auf ein mittleres $\perp$-förmiges Element der Breite $12\,\delta$ den dritten Teil des Raddruckes und Eigengewichtes rechnen. Für den Querschnitt dieses Elementes in der Mitte der Stützweite hat man sehr angenähert gemäfs Fig. 299:

Abstand der wagerechten Schwerachse von der Oberkante . . . . $6\,\delta$

„ „ „ „ „ „ Unterkante. . . . $2\,\delta$,

Trägheitsmoment

$$J = \frac{\delta^4}{3}\left[6^3 + 12\,(2^3 - 1)\right] = 100\,\delta^4,$$

Widerstandsmoment auf der Druckseite

$$\frac{J}{e_1} = \frac{100}{6}\,\delta^3.$$

Letzteres ist für die Berechnung des Querschnittes mafsgebend; es folgt daher für die Eisendicke:

$$\frac{100}{6}\,\delta^3 = \frac{1}{3}\cdot\frac{1}{4}\,\frac{a}{s_1}\left(D+\frac{G}{2}\right),$$

und hieraus:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{1}{200}\,\frac{a}{s_1}\left(D+\frac{G}{2}\right)}.$$

Setzen wir $a = 100$ cm; $s_1 = 0{,}6$ Tonnen pro Quadratzentimeter; $D = 4$ Tonnen; $G = 0{,}2$ Tonnen, so ergiebt sich:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{4{,}1}{1{,}2}} = 1{,}5\text{ cm},$$

ferner die Höhe des Querschnittes zu $8\,\delta = 12$ cm und die Breite zu $36\,\delta = 54$ cm.

Dem Querschnitte des Elementes in ein Viertel, bezw. drei Viertel der Stützweite geben wir die Höhe $7\,\delta = 10{,}5$ cm und haben dann:

$$e_1 = 5{,}33\text{ cm};\quad J = 67{,}9\,\delta^4;\quad \frac{J}{e_1} = 12{,}74\,\delta^3.$$

Das gröfste Biegungsmoment hat hier den Wert:

$$\frac{1}{3}\cdot\frac{3}{16}\cdot a\left(D+\frac{G}{2}\right) = \frac{J}{e_1}\,s_1 = 12{,}74\,.\,1{,}5^3\,.\,s_1 = 43\,s_1,$$

mithin:

$$s_1 = \frac{410}{16\,.\,43} = 0{,}6\text{ Tonnen pro qcm (abger.)}.$$

Als untere Begrenzungslinie der Platte nehmen wir eine stetige Kurve, welche durch die Auflager und die berechneten Punkte geht.

II. Steinplatten.

Wegen ihres grofsen Gewichtes sind Steinplatten nur selten zu Brückentafeln verwandt. Man stellt dieselben aus einem festen Sandstein, Granit u. s. w. her; auch Zementbetonplatten mit Drahtgittereinlage, Bauart Monier, würden in Frage kommen können. Die Auflagerung der Platten erfolgt an allen vier Seiten, um ihr Gewicht bei gegebener Tragfähigkeit thunlichst zu beschränken. Das feste Aufliegen der Ränder erreicht man in einfacher Weise durch Unterlegen von döppelten Asphaltfilzstreifen, welche mit heifsem Teer getränkt sind.

Zur Sicherung der gegenseitigen Lage der Platten genügt es, dieselben an der Unterseite auf etwa 80 mm Breite ringsherum 10 bis 20 mm abzuarbeiten, so dafs ein vertiefter Rand entsteht. Weniger empfiehlt es sich, die Platten, wie auf der Isebrücke zu Gifhorn geschehen (Fig. 292 a. f. S.), innerhalb von Rahmen zu lagern, indem hierdurch das Verlegen der Platten erschwert wird. Zur Bildung der Rahmen hat man die oberen Gurtungswinkeleisen der 1,170 m voneinander abstehenden Querträger so mit der Blechwand vernietet, dafs die wagerechten Schenkel um die Länge der vertikalen Schenkel unter der Oberkante der Wand liegen; ferner sind zwischen den Querträgern I-förmige Längsträger in Abständen von 1,120 m angebracht, deren obere Gurtungen ⊥-Eisen tragen.

Die Platten der Brücke bestehen aus Velpker Sandstein von 60 kg pro Quadratzentimeter mittlerer Biegungsfestigkeit. Sie haben eine quadratische Grundfläche von 1,095 m Seitenlänge, eine frei tragende Weite von 0,949 m und eine Dicke von 0,122 m. Die Verlegung erfolgte in

Teermörtel (Mischung von ungelöschtem Kalk in Staubform, rein gewaschenem Flufssand, Teer und Pech), ebenso die Dichtung der zwischen dem Eisen und den Platten verbliebenen Fugen.

Fig. 292.

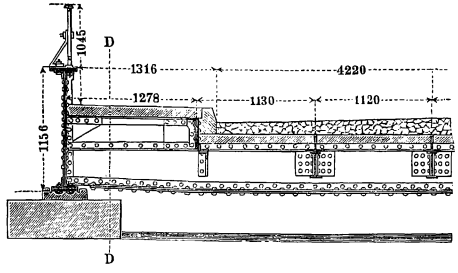
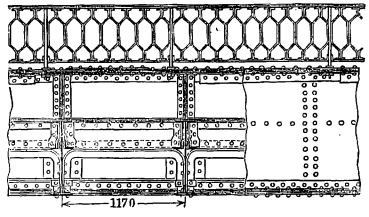


Fig. 292a.

Schnitt DD.



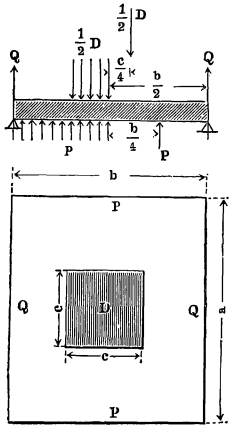
Isebrücke zu Gifhorn. 1:60.

Als Brückendecke ist ein Teerkonkret (vergl. S. 171) von 97 mm Dicke an den Seiten und 170 mm Dicke in der Mitte der Fahrbahn angewandt. (Näheres: Zeitschr. d. Architekten- u. Ingenieurvereins zu Hannover 1868, Bd. XIV, S. 52; Quantz: Beschreibung des eisernen Oberbaues der Chausseebrücke über die Ise zu Gifhorn und der daselbst mit verschiedenen Steinplatten angestellten Zerdrückungsversuche.)

Tragfähigkeit der vierseitig unterstützten Steinplatten.

Für die Auflagerdrücke, welche ein auf die Mitte der Platte wirkender Einzeldruck an den Rändern derselben erzeugt, hat man gemäfs den bei Buckelplatten (S. 185) gemachten Erörterungen, wenn bezeichnen (Fig. 293):

Fig. 293.



a, b die frei tragenden Weiten der Platte, von denen die Weite $a > b$, in Zentimetern;

d die Plattendicke, in Zentimetern;

J_a, J_b die Trägheitsmomente der Hauptschnitte parallel den Seiten a bezw. b, bezüglich der wagerechten Schwerachse, in Zentimetern^4;

D den Einzeldruck in der Plattenmitte, in Tonnen;

Q, P die auf den Rändern der Länge a, bezw. b lastenden Auflagerdrücke, in Tonnen:

$$\frac{Q b^3}{J_a} = \frac{P a^3}{J_b}, \quad \text{oder} \quad \frac{P}{Q} = \frac{b^3}{a^3}\,\frac{J_b}{J_a}.$$

Hierin ist:

$$J_a = \frac{1}{12}\,a d^3; \quad J_b = \frac{1}{12}\,b d^3,$$

daher:

$$\frac{P}{Q} = \frac{b^4}{a^4};$$

ferner ist:

$$D = 2\,(P + Q),$$

mithin:

$$Q = \frac{D}{2}\frac{a^4}{a^4+b^4}; \quad P = \frac{D}{2}\frac{b^4}{a^4+b^4}.$$

Verteilen sich nun die Auflagerdrücke P und Q gleichmäfsig über die Ränder und der Einzeldruck D über ein Quadrat der Platte von c Zentimeter Seitenlänge, so ergiebt sich für das gröfste Biegungsmoment, welches auf den parallel zur Seite a liegenden Hauptschnitt der Platte wirkt, wenn noch G in Tonnen das Eigengewicht der Platte nebst Überschüttung bezeichnet:

$$M = Q\frac{b}{2} + \frac{Pb}{4} - \frac{D}{2}\frac{c}{4} + G\frac{b}{8}\frac{a^4}{a^4+b^4} = \frac{b}{8}\frac{a^4}{a^4+b^4}\left[D\left(2+\frac{b^4}{a^4}\right)+G\right] - \frac{Dc}{8},$$

damit die Platte diesem Momente widerstehen könne, mufs ihre Dicke der Bedingung genügen, sofern eine Biegungsspannung von s Tonnen pro Quadratzentimeter zulässig ist:

$$\frac{1}{6}a d^2 s = \frac{b}{8}\frac{a^4}{a^4+b^4}\left[D\left(2+\frac{b^4}{a^4}\right)+G\right] - \frac{Dc}{8}.$$

$$\textbf{160} \ldots d = \sqrt{\frac{3}{4s}\frac{b}{a}\frac{a^4}{a^4+b^4}\left[D\left(2+\frac{b^4}{a^4}\right)+G\right] - \frac{3}{4}\frac{c}{a}\frac{D}{s}}.$$

Für eine quadratische Platte der Seitenlänge a hat man hiernach:

$$\textbf{161} \ldots d = \sqrt{\frac{3}{8s}\left[D\left(3-2\frac{c}{a}\right)+G\right]}.$$

Wirkt der Einzeldruck D unmittelbar auf die Plattenmitte, so ist $c = 0$ und man erhält unter Vernachlässigung des Plattengewichtes die einfache Beziehung:

$$\textbf{162} \ldots d = \sqrt{\frac{9}{8}\frac{D}{s}}.$$

Die Tragfähigkeit einer quadratischen, an den vier Seiten unterstützten Platte ist hiernach unabhängig von ihrer Seitenlänge.

In betreff der Biegungsfestigkeit der Steinplatten ist zu bemerken, dafs dieselbe wesentlich von der Zug- und Druckfestigkeit abweicht. Nach Versuchen von Bauschinger kann man im Mittel setzen:

Material	Buntsandstein	Dolomit	Glimmerschiefer	Granit	Muschelkalk	Trachyt	Tuffstein
Biegungsfestigkeit in Kilogrammen pro Quadratzentimeter	86	51	256	175	69	118	95
Zugfestigkeit in Kilogrammen pro Quadratzentimeter . .	16	17	—	29	27	—	—
Druckfestigkeit	656	1070	910	1160	440	580	132

In Rücksicht auf die Unregelmäfsigkeiten, welche in der Zusammensetzung und dem Gefüge der natürlichen Steine leicht vorkommen, empfiehlt es sich, für die zulässige Biegungsspannung nicht mehr als den sechsten bis zehnten Teil der vorstehenden Werte anzunehmen. Bei der Isebrücke zu Gifhorn ist man erheblich weiter gegangen; es beträgt hier die Biegungsspannung in der äufsersten Faserschicht der Platten gemäfs Gleichung Nr. 161, wenn man dieselbe auf die Form

$$s = \frac{3}{8d^2}\left[D\left(3-2\frac{c}{a}\right)+G\right]$$

zurückführt und die Werte $a = 95$ cm; $d = 12{,}2$ cm; $c = 40$ cm und $G = 0{,}6$ Tonnen einführt: $s = 0{,}0015 + 0{,}0054\,D$ Tonnen pro Quadratzentimeter, also bei $D = 2, 3, 4$ Tonnen; $s = 0{,}012, 0{,}017, 0{,}023$ Tonnen pro Quadratzentimeter, d. i. ein Fünftel bis rund ein Drittel der im Durchschnitt 0,060 Tonnen betragenden Biegungsfestigkeit der verwandten Velpker Sandsteinplatten. Läfst man ein Sechstel der Biegungsfestigkeit zu, so ergiebt sich für die Dicke der Platten:

$$d = \sqrt{22{,}5 + 81\,D}$$

also bei $D = 2, 3, 4, 5$ Tonnen, $d = 13{,}6, 16{,}3, 18{,}6, 20{,}7$ cm.

§. 65.

Gewölbe aus Stein.

Diese, hauptsächlich in Frankreich für kleinere Strafsenbrücken angewandte Brückentafel hat ein sehr hohes Gewicht und verlangt daher starke Haupt- und Zwischenträger. Durch die grofse Masse der Gewölbe werden zwar die Stofswirkungen der Fuhrwerke auf das Tragwerk der Brücke erheblich gemildert, jedoch ergeben sich trotzdem die Trägergewichte so grofs, dafs die gewölbte Brückentafel mit derjenigen aus Schweifs- oder Flufseisen nicht in Wettbewerb treten kann.

Die Gewölbe werden in der Regel aus Ziegeln hergestellt und normal zur Brückenachse in Spannweiten von etwa 1 bis 1,5 m nebeneinander angeordnet (Taf. XXXIII, Fig. 294 und 295). Als Träger der Gewölbe dienen I-Träger oder Blechträger, welche miteinander verankert sind, um den Gewölbeschub aufzunehmen. Die Dicke der Gewölbe beträgt im Mittel bis etwa 1 m Spannweite $^1/_2$ Stein, darüber hinaus $^3/_4$ bis 1 Stein, und die Pfeilhöhe $^1/_7$ bis $^1/_{10}$ der Spannweite. Die 1 Stein starken Gewölbe sind entweder in Formsteinen, oder mit Hilfe gewöhnlicher Ziegel in zwei Ringen ausgeführt, um nicht zu dicke Fugen an der Oberkante des Gewölbes zu erhalten.

Bei Brücken kleinerer Spannweite, deren Tragwerk nur aus parallelen Hauptträgern besteht, kann man die Gewölbe zwischen diesen Trägern parallel zur Brückenachse anordnen. Der Horizontalschub der Gewölbe ist alsdann durch Anker aus Flach- oder Rundeisen in Entfernungen von 0,8 bis 1 m aufzuheben.

Die Gewölbezwickel füllt man mit Beton oder Mauerwerk aus und überzieht diese Körper mit einem wasserdichten Überzuge aus Asphalt von 1,5 bis 2 cm Dicke, oder aus Zementmörtel 1 : 1, bezw. reinem Zement von 2 bis 4 cm Dicke. Der oberen Fläche der Zwickelausfüllung ist eine solche Form zu geben, dafs sie das Wasser vom Eisenwerk gut von der Brücke ableitet. Zu diesem Zwecke hat man in der Abgleichungsschicht eine oder mehrere Rinnen gebildet, welche ein Längengefälle haben, oder aus welchen das Wasser durch die Gewölbe im Scheitel (Taf. XXXIII, Fig. 294) oder am Kämpfer mit Hilfe von Abfallröhren geleitet wird.

Das Gewicht einer aus Ziegeln $^1/_2$ Stein stark gewölbten Brückentafel stellt sich für ein Quadratmeter Grundfläche wie folgt:

1 qm Gewölbe, 12 cm dick	215 kg
1 „ Beton, 8 cm dick	160 „
Summa	375 kg

Für ein 1 Stein starkes Gewölbe erhöht sich das Gewicht der Brückentafel auf rund 600 kg pro Quadratmeter, während z. B. das Gewicht einer 6 mm starken Buckelplatte nebst Abgleichung durch Beton rund 140 kg pro Quadratmeter wiegt.

Tragfähigkeit der Gewölbe.

Die Abmessungen der Gewölbe lassen sich auf rein wissenschaftlichem Wege nicht ermitteln, indem man die Verteilung der Raddrücke und das elastische Verhalten des gemauerten Bogens nicht genau kennt; man ist daher zu gewissen Annahmen gezwungen, um eine Berechnung aufstellen zu können. Wir betrachten ein Gewölbestück von 1 m Länge und bezeichnen mit (Fig. 296):

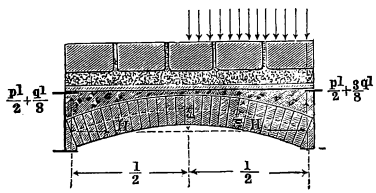
l, f, d die Stützweite, Pfeilhöhe und Dicke des Gewölbestückes, in Metern;
i den Trägheitshalbmesser einer Lagerfläche der Abmessungen $d \times 1$ Meter, in Metern;
D den gröfsten Raddruck, in Tonnen;
p, q das Eigengewicht des Gewölbestückes einschliefslich Brückendecke, bezw. die fremde Last, in Tonnen pro Quadratmeter;
s_1, s_0 die stärkste Biegungsspannung, bezw. die mittlere Druckspannung desfelben, in Tonnen pro Quadratmeter;
s, s_2 die zulässige Druck- bezw. Zugspannung, in Tonnen pro Quadratmeter;
M das gröfste Biegungsmoment, in Metertonnen;
H den zugehörigen Horizontalschub, in Tonnen.

Diesen Bezeichnungen zufolge ist:

$$M = \frac{1}{6} d^2 s_1; \quad s_0 = \frac{H}{d}; \quad s = s_1 + s_0 = 6\frac{M}{d^2} + \frac{H}{d}; \quad s_2 = s_1 - s_0 = 6\frac{M}{d^2} - \frac{H}{d}.$$

Betrachtet man nun das Gewölbe als einen parabolischen Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken und nimmt zur Erzielung des gröfsten Biegungsmomentes die eine Gewölbehälfte mit Betriebslast gleichmäfsig bedeckt an, so folgt:

Fig. 296.



$$H = \frac{\alpha l^2}{16 f}(q + 2p),$$

worin der Faktor α sich auf die Verkürzung der Bogenachse bezieht und gleich $\frac{1}{1 + \frac{15}{8}\frac{i^2}{f^2}}$ gesetzt werden kann. Im vorliegenden Falle ist

$$i^2 = \frac{d^2}{12}, \quad \text{daher} \quad \alpha = \frac{1}{1 + \frac{5}{32}\frac{d^2}{f^2}},$$

oder wenn man im Mittel $\frac{d}{f} = 1{,}5$ einführt, $\alpha = 3/4$ (angenähert). Hiernach ergiebt sich für den Horizontalschub:

$$\textbf{163} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad H = \frac{3}{64}\frac{l^2}{f}(q + 2p).$$

Das ungünstigste Biegungsmoment tritt bei der angenommenen Belastung in etwa $0{,}3\,l$ Meter Entfernung von dem Kämpfer auf der Seite der fremden Last ein und hat die Gröfse:

$$M = 0{,}3\,l\left(\frac{3}{8}\,ql + \frac{1}{2}\,pl\right) - 0{,}09\,l^2\,\frac{p+q}{2} - 0{,}84\,fH = 0{,}028\,ql^2 + 0{,}026\,pl^2.$$

Liegen die Gewölbe quer zur Fahrbahn und beträgt die Breite letzterer 5 m, so kommen auf ein Gewölbe gleichzeitig höchstens vier Raddrücke, welche bei gleichmäfsiger Verteilung über die eine Gewölbehälfte die Einheitslast:

$$q = 4\,D : 5 \cdot \frac{l}{2} = 1{,}6\,\frac{D}{l}$$

erzeugen. Dem entsprechend ergiebt sich:

$$M = (0{,}045\,D + 0{,}026\,pl)\,l; \quad H = (0{,}075\,D + 0{,}094\,pl)\,\frac{l}{f}$$

oder, da man für p im Mittel 0,9 t einführen kann:

$$M = (0{,}045\,D + 0{,}023\,l)\,l; \quad H = (0{,}075\,D + 0{,}085\,l)\,\frac{l}{f}.$$

Die stärkste im Gewölbe auftretende Druck- bezw. Zugspannung hat daher den Wert:

164 . . . . $s = (0{,}27\,D + 0{,}14\,l)\,\frac{l}{d^2} + (0{,}075\,D + 0{,}085\,l)\,\frac{l}{df}$.

165 . . . . $s_2 = (0{,}27\,D + 0{,}14\,l)\,\frac{l}{d^2} - (0{,}075\,D + 0{,}085\,l)\,\frac{l}{df}$.

Berechnet man den zulässigen Raddruck D aus der Gleichung Nr. 164, so folgt:

$$D = \frac{d^2 s - \left(0{,}14 + 0{,}085\,\frac{d}{f}\right) l^2}{0{,}27 f + 0{,}075\,d} \cdot \frac{f}{l}.$$

Der Klammerausdruck letzterer Gleichung ist im Vergleiche zu dem Gliede $d^2 s$ klein, weshalb es genügt, für $\frac{d}{f}$ einen Mittelwert einzuführen. Wählt man $\frac{d}{f} = 1{,}5$ und nimmt Zähler und Nenner mal 100, so ist das Ergebnis:

166 . . . . $D = \frac{100\,d^2 s - 27\,l^2}{27 f + 7{,}5\,d} \cdot \frac{f}{l}$.

Für gutes Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel kann man die zulässige Druckspannung zu $s = 80$ t pro Quadratmeter (= 8 kg pro Quadratzentimeter), für besseres Ziegelmauerwerk in Zementmörtel 1 : 3 zu $s = 110$ t pro Quadratmeter (= 11 kg pro Quadratzentimeter) annehmen; setzt man aufserdem das Pfeilverhältnis des Gewölbes $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$, so folgt für D bei Ausführung des Mauerwerkes in Zementmörtel:

167 . . . . $D = \frac{1100\,d^2 - 2{,}7\,l^2}{27 f + 7{,}5\,d}$.

Unter Zugrundelegung der Zugspannung s_2 ergiebt sich:

$$D = \frac{d^2 s_2 - \left(0{,}14 - 0{,}085\,\frac{d}{f}\right) l^2}{0{,}27 f - 0{,}075\,d} \cdot \frac{f}{l}$$

oder, da man den Klammerausdruck der Gleichung ohne nennenswerten Fehler vernachlässigen kann:

168 . . . . $D = \frac{100\,d^2 s_2}{27 f - 7{,}5\,d} \cdot \frac{f}{l}$.

Nimmt man das Pfeilverhältnis des Gewölbes wie vorhin $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$ und läfst als Zugspannung etwa $\frac{1}{7}$ der Druckspannung zu, also bei Ausführung des Mauerwerkes in Zementmörtel, $s_2 = 15$ t pro Quadratmeter, so erhält man:

$$169 \ldots D = \frac{150\,d^2}{27f - 7{,}5\,d}.$$

Diese Gleichung ergiebt für Gewölbestärken $d < 2{,}66f$ kleinere Werte für D, als die auf Grund der Druckspannung s gefundene Gleichung Nr. 167 und ist daher bei der üblichen Anordnung der Gewölbe als mafsgebend zu betrachten. Auf Grund derselben ist nachfolgende Tabelle berechnet.

Gewölbestärke . . . . . $d =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	Stein
	0,12	0,18	0,25	Meter
$l = 1{,}0$ m; $f = 0{,}10$ m; $D =$	1,2	3,6	10,1	Tonnen
$l = 1{,}5$ m; $f = 0{,}15$ m; $D =$	0,7	1,8	4,3	„

Wenn das Gewölbe aus zwei getrennten Ringen je d Meter Dicke besteht, kann man für den Raddruck D das Doppelte des für die einfache Gewölbedicke angegebenen Werthes rechnen.

Sofern das Gewölbe die berechneten Zugspannungen nicht ertragen kann, bilden sich Risse in demselben und es findet eine Verschiebung der Mittellinie des Druckes statt.

Im allgemeinen wird auch dann noch, wie man leicht auf zeichnerischem Wege findet, die Standsicherheit des Gewölbes erhalten bleiben; andernfalls ist dasselbe entsprechend zu verstärken.

IV. Abschnitt.

Die Fufswege der Strafsenbrücken.

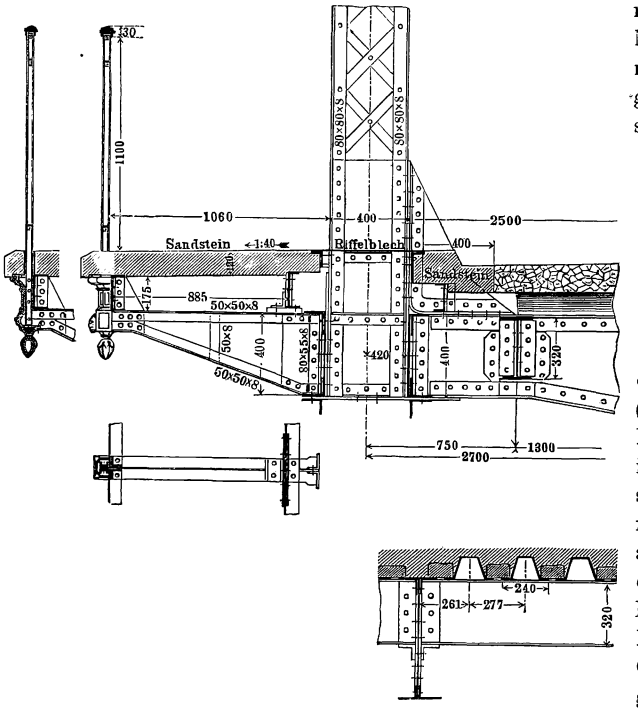
§. 66.

Allgemeines.

Bei Strafsenbrücken mit geringem Verkehre ist es zulässig, für die Fufsgänger und Fuhrwerke eine gemeinsame Bahn anzuordnen; bei solchen mit gröfserem Verkehre sind dagegen neben der Fahrbahn besondere Fufswege erforderlich, welche so angeordnet sind, dafs weder die Fuhrwerke noch die von der Fahrbahn abfliefsenden Tagewasser auf dieselben gelangen können. Beide Forderungen lassen sich dadurch erfüllen, dafs man die Fufswege entweder auf die Aufsenseite der Hauptträger legt, indem man sie auf Konsolen auskragt (Fig. 297; Taf. XXXV, Fig. 304), oder dafs man sie um 100 bis 200 mm erhöht unmittelbar neben der Fahrbahn anbringt (Taf. XXXIV, Fig. 298, 301). Im letzteren Falle wird gewöhnlich die Abführung des Wassers von der Fahrbahn und den Fufswegen oder von ersterer allein an der Trennungsfläche zwischen beiden bewirkt.

Was die Bauart der Brückendecke der Fufswege und der Brückentafel anlangt, so stimmt dieselbe im wesentlichen mit derjenigen der Fahrbahn überein; nur können die Abmessungen im allgemeinen geringere sein, da die durch Menschengedränge hervorgerufenen Belastungen meistens geringere sind als die durch schwer beladene Fuhrwerke.

Fig. 297.



Weserbrücke bei Bodenwerder. 1 : 30.

§. 67.

Die Brückendecke der Fufswege.

1. Der einfache Längs- oder Querbohlenbelag (Taf. XXVII, Fig. 231; Taf. XXVII, Fig. 229). Derselbe ist seines geringen Gewichtes sowie seiner einfachen Ausführung wegen am häufigsten angewandt. Die Entwässerung erfolgt entweder durch die Fugen zwischen den einzelnen Bohlen, oder aufserdem der Quere nach durch eine Neigung der Bohlen von 1 : 30 bis 1 : 70.

2. Der doppelte Bohlenbelag. Derselbe ist nur ausnahmsweise bei sehr lebhaftem Verkehre zur Ausführung gekommen.

Berechnung des einfachen Bohlenbelages. Zur Sicherheit nehmen wir an, dafs die zu berechnende Bohle durch dicht nebeneinander stehende Menschen belastet sei. Einschliefslich des Bohlengewichtes kann diese Last zu $q = 170$ bis 180 kg für das laufende Meter angenommen werden. Bezeichnen noch:

b, d, l die Breite, Dicke und Stützweite der Bohle, in Zentimetern;

s die zulässige Beanspruchung in Kilogrammen pro Quadratzentimeter,

so folgt, wenn die Bohle als Balken auf zwei Stützen angesehen wird:

$$\frac{1}{8}\,\frac{q}{100}\,l^2 = \frac{1}{6}\,b\,d^2 s,$$

daher

$$\textbf{170} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 0{,}05\,l\,\sqrt{\frac{3\,q}{b\,s}}.$$

Nehmen wir $s = 60$ kg pro Quadratzentimeter; $q = 180$ kg und geben mit Winkler in Rücksicht auf die Abnutzung einen Zuschlag von 1 cm, so ist das Resultat:

$$171 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 1 \text{ cm} + 0{,}15 \frac{l}{\sqrt{b}}.$$

Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:

Breite in Zentimetern	$b = 20$			$b = 25$				
Stützweite in Zentimetern, $l =$	100	150	200	100	150	200	250	300
Dicke in Zentimetern, $d =$	4,4	6,0	7,7	4,0	5,5	7,0	8,5	10,0

Berechnung des doppelten Bohlenbelages. Unter der Voraussetzung, dafs sich die Last gleichmäfsig auf zwei Bohlen verteilt, ist hier für q der Wert $q = 85$ bis 90 kg für das laufende Meter und demnach bei gleicher Dicke des Ober- und Unterbelages zu setzen:

$$172 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d = 0{,}1 \frac{l}{\sqrt{b}}.$$

Die Dicke des Oberbelages können wir in Rücksicht auf die Abnutzung, wie vorhin, um 1 cm gröfser nehmen und haben dann für diesen:

$$173 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad d_1 = 1 \text{ cm} + 0{,}1 \frac{l}{\sqrt{b}}.$$

3. Steinplatten. Dieselben haben eine längere Dauer als der Bohlenbelag, bedingen aber durch ihr beträchtlich höheres Eigengewicht ein stärkeres Tragwerk der Brücke. Man verwendet entweder gröfsere Platten aus einem festen Sandstein, Granit und dergleichen, welche an zwei (Fig. 297; Taf. XXXIV, Fig. 298) oder an vier Seiten aufliegen, oder kleinere Thon- oder Zementplatten u. s. w., welche auf einer von einer Brückentafel getragenen Sand- oder Betonschicht in Zementmörtel zerlegt werden.

Fig. 299.

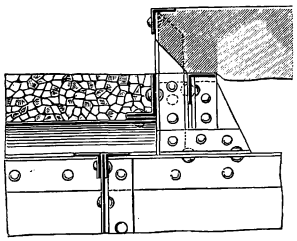
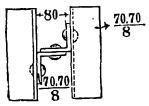


Fig. 299a.



Mainbrücke bei Eltmann. 1 : 15.

Eine Befestigung der an zwei Seiten frei aufliegenden Steinplatten ist meistens nur in der Weise erfolgt, dafs man sie dicht nebeneinander verlegt und in die darunter liegenden Träger 1 bis 2 cm eingelassen hat. Bei Fufswegen, deren Platten unmittelbar an die Fahrbahn grenzen und somit dem Anprall der Räder ausgesetzt sind, hat man die einzelnen Platten auf der Fahrbahnseite durch Klemmplatten niedergehalten, deren Bolzen durch die Fugen zwischen je zwei aufeinander folgenden Platten gehen (Taf. XXXIV, Fig. 298 bis 298 d); statt dessen findet man auch die Platten durch ein Winkeleisen gesäumt, welches mit dem darunter liegenden Abschlufseisen der Fahrbahndecke verbunden ist (Fig. 299).

Der Berechnung der Steinplatten wollen wir ein Menschengedränge von 500 kg pro Quadratmeter zu Grunde legen. Liegen nun dieselben an zwei Gegenseiten frei auf und bezeichnen: d, l die Dicke, bezw. Stützweite in Zentimetern; s die zulässige Beanspruchung in

Kilogramm pro Quadratzentimeter; p, q das Eigengewicht, bezw. die fremde Last, in Kilogramm pro Quadratmeter, so folgt:

$$\frac{1}{8} \cdot \frac{p+q}{100^2} l^2 = \frac{1}{6} d^2 s$$

$$174 \quad \ldots \quad d = 0{,}005\, l \sqrt{3 \cdot \frac{p+q}{s}}.$$

Setzen wir die fremde Last $q = 500$ kg pro Quadratmeter; das Eigengewicht der Platten $p = 250$ kg pro Quadratmeter im Mittel, so nimmt letztere Gleichung die Form an:

$$175 \quad \ldots \quad d = 0{,}24 \frac{l}{\sqrt{s}}.$$

Wenn die Platten aus einem festen Sandstein bestehen, kann man die zulässige Biegungsspannung zu $s = 9$ kg pro Quadratzentimeter annehmen und hat dann für die Plattendicke: $d = 0{,}08\, l$, also bei $l = 80, 100, 150$ cm; $d = 6{,}4, 8, 12$ cm. Da sich Platten von 8 cm Dicke in gröfseren Abmessungen schon schwer gewinnen lassen, wird man unter dieses Mafs im allgemeinen nicht herabgehen können.

Die an allen vier Seiten aufliegenden Platten sind bei rechteckiger Grundform nach Gleichung Nr. 160, auf Seite 223, zu berechnen und bei quadratischer Grundform nach Gleichung Nr. 161, bezw. Nr. 162.

4. Asphalt. Der zu den Fufswegen angewandte Asphalt ist Gufsasphalt, während die Fahrwege aus Stampfasphalt hergestellt werden. Die Gufsasphaltschicht stellt man 2 bis 3 cm stark her und giebt ihr gewöhnlich als Unterlage eine Betonschicht, welche auf einer eisernen Brückentafel ruht. Will man der Asphaltschicht eine hölzerne Brückentafel geben, so ist dieselbe, wegen des Zusammentrocknens und des Werfens des Holzes, nicht unmittelbar auf den Belag zu bringen und die Breite der einzelnen Bohlen möglichst schmal zu nehmen.

Auf der Kaiserbrücke in Bremen (Taf. XXVIII, Fig. 235 bis 235 f) ruht die Asphaltdecke der beiden 3 m breiten Fufswege auf einem Belage aus 5 cm dicken und 6 cm breiten eichenen Latten, welche unter sich durch wagerechte, 10 cm lange, etwa 30 cm von einander abstehende Drahtstifte verbunden sind. Über den Belag ist Hedeleinewand (Rapper) gespannt und auf diese eine 3 cm dicke Asphaltschicht in zwei Lagen gebracht, von denen die untere 1,2 cm dicke Schicht aus Limmerasphalt, die obere 1,8 cm dicke aus Seyssellasphalt besteht.

Um die Festigkeit des Gufsasphaltes zu erhöhen, hat man demselben auch Goudron und Kies zugesetzt, so bei den Fufswegen der neuen Strafsenbrücke über die Elbe bei Hamburg (Taf. XXX, Fig. 249), deren Decke aus 65 Prozent Asphalt, 10 Prozent Goudron und 25 Procent Seekies besteht und in zwei, je 1,5 cm starken Lagen aufgebracht ist.

§. 68.

Die Brückentafel der Fufswege.

Die im dritten Abschnitt dieses Kapitels für die Fahrbahnen besprochenen Brückentafeln lassen sich mit geringen Abänderungen auch für die Fufswege verwenden. Es ist deshalb hier genügend, nur auf einzelne Punkte hinzuweisen.

1. Formeisen (Zoreseisen, Trapezeisen u. s. w.). Wegen der geringeren Belastung der Fufswege kann man den Formeisen einen gröfseren Abstand und ein geringeres Widerstandsmoment geben als denen für die Fahrbahn. Vielfach hat man den Zwischenraum zwischen den Formeisen so gewählt, dafs die Breite eines Ziegelsteines zur Überdeckung desfelben ausreicht.

Zu der Brückentafel der neuen Elbbrücke bei Hamburg (Taf. XXX, Fig. 249) hat man z. B. Zoreseisen des deutschen Normalprofiles Nr. $7^1/_2$ verwandt und dieselben, bei rund 2,5 m Stützweite, mit Zwischenräumen von 8 cm verlegt. Den lichten Raum zwischen zwei der Eisen überdecken Gerdter Klinker, welche man in Zementmörtel 1 : 3 verlegte und mit einer Zementbetonschicht aus 1 Thl. Zement, 2 Thln. Sand und $4^1/_2$ Thln. Kies überdeckte.

2. Wellblech. Dasfelbe gestattet eine verhältnismäfsig grofse frei tragende Weite und läfst sich leicht auflagern und befestigen. Wir finden dasfelbe daher oft für Fufswegtafeln verwandt, selbst dann, wenn die Brückentafel in anderer Weise, z. B. aus Buckelplatten, Hängeblechen u. s. w. gebildet ist (Taf. XXXIV, Fig. 300 und Fig. 301). Die Höhlung zwischen den Wellen hat man in der Regel mit Zement- oder Asphaltbeton ausgefüllt. Letzterer hat vor Zementbeton den Vorteil, dafs er sich zu jeder Jahreszeit herstellen läfst, dagegen ist der Preis von Asphaltbeton ein wesentlich höherer.

3. Buckelplatten (Taf. XXX, Fig. 243; Taf. XXXV, Fig. 302), hängende Tonnenbleche, stehende Tonnenbleche in ganzer (Taf. XXXVII, Fig. 320 und 321) und halber Form (Taf. XXIX, Fig. 240) finden sich bei vielen neueren Brücken.

Die Berechnung der vorstehenden Brückentafeln ist auf Grund einer gleichmäfsig verteilten fremden Belastung von 500 bis 600 kg pro Quadratmeter und einer zulässigen Beanspruchung von 800 kg pro Quadratzentimeter gemäfs den im Abschnitt III dieses Kapitels abgeleiteten Gleichungen durchzuführen. Ergeben letztere kleinere Eisenstärken als 4 mm, so ist dieses Mafs aus praktischen Rücksichten mindestens zur Ausführung zu bringen.

§. 69.

Entwässerung der Brückenbahn an erhöhten Fufswegen.

Im vorliegenden Falle geschieht die Abführung des Regenwassers von dem Fufs- und Fahrwege im allgemeinen an der Trennungsstelle beider Wege. Dem Fufswege hat man auch ein Quergefälle nach aufsen gegeben und dann nur den Fahrweg nach jener Stelle entwässert; ferner hat man bei Brücken im Gefälle und ohne Querneigung der Fahrbahn das Wasser in voller Breite der Bahn nach dem Auflagern der Brücke abfliefsen lassen und bei Brücken mit einfachem Bohlenbelage darauf gerechnet, dafs das Wasser zwischen den einzelnen Fugen der Bohlen zum Abfluls gelangt.

Wenn die Brückendecke ein Quergefälle hat (etwa 1 : 40 bis 1 : 60), sammelt sich das Regenwasser an den erhöhten Fufswegen und wird von hier nach der Länge oder Quere der Bahn oder lotrecht nach unten abgeführt. Die zu dem Ende bei Brücken mit keinem oder doch nur sehr geringem Längengefälle getroffenen Anordnungen sind hauptsächlich folgende:

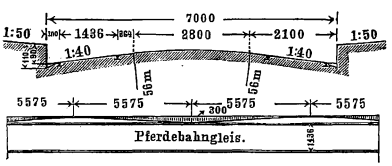
1. Fufs- und Fahrweg sind durch Bordsteine geschieden, gegen welche das Pflaster oder die Steinschlagbahn des Fahrweges unmittelbar tritt, so dafs hier eine schwach ausgeprägte Rinne entsteht. Die Abführung des Wassers aus dieser kann in verschiedener Weise geschehen:

a) Man giebt der Rinne von der Mitte der Brücke ab nach beiden Seiten ein Längengefälle, indem man das Quergefälle der Brückendecke allmählich stärker werden läfst (Taf. XXXV, Fig. 302). Dieses Verfahren ist nur bei kürzeren Brücken anwendbar.

b) Die Rinne erhält an einzelnen Stellen (meistens in der Mitte zwischen je zwei Querträgern) lotrechte Abfallröhren. Damit sich das Wasser schnell nach diesen hinziehe, giebt man der Rinnensohle von der Mitte zwischen je zwei der Röhren ab nach diesen hin ein Längengefälle, so dafs die Sohle eine auf- und absteigende Linie bildet, in deren tiefsten Punkten die Abfallröhren liegen (Taf. XXXV, Fig. 303). Die Brückendecke mufs zu dem Zwecke in der Nähe der Rinne entsprechend umgestaltet werden (vergl. Fig. 305).

c) Der Wasserabflufs wird durch einen lotrechten Schlitz bewirkt, welcher sich an dem Abschlufseisen der Fahrbahndecke hinzieht. Der Schlitz liegt entweder offen am Fufswege, oder unter demselben (Taf. XXXIV, Fig. 298). Im ersteren Falle darf derselbe nur so breit genommen werden, dafs die Räder mit ihren Felgen nicht hineingeraten können.

Fig. 305.



Elbbrücke zu Hamburg. 1 : 150.

d) In der Trennungsfläche zwischen Fufs- und Fahrweg ist in Höhe der anschliefsenden Brückendecke ein durchgehender Schlitz angebracht, durch welchen das von der Brückenbahn abfliefsende Wasser unmittelbar zum Abflufs gelangt (Taf. XXXV, Fig. 304).

e) Anstatt des durchgehenden Schlitzes an der Unterkante der Trennungsfläche zwischen Fufs- und Fahrweg ordnet man Entwässerungsschlitze nur an einzelnen Stellen derselben an. Auf der Hamburger Elbbrücke (Taf. XXX, Fig. 249b) sind letztere in Abständen von drei Feldlängen der Hauptträger (= 11,55 m) in Form von gufseisernen Kästen angeordnet. Nach diesen hin hat die Rinne am Fufswege von der Mitte zwischen zwei Kästen ab ein Gefälle von rund 1 : 290. Zur Erzielung desfelben nimmt die Tiefe des Pflasters unter der Oberkante der Bordsteine von 90 mm allmählich auf 110 mm zu (Fig. 305).

2. An der Trennungsstelle zwischen Fufs- und Fahrweg ist durch besondere Rinnsteine eine Gosse gebildet. Aus letzterer führt man bei längeren Brücken das Wasser durch Abfallröhren ab, nach denen hin man der Gossensohle ein Gefälle von 1 : 70 bis 1 : 300 in der unter b) oder e) angegebenen Weise giebt (Taf. XXXIV, Fig. 301; Taf. XXXV, Fig. 303).

Wenn die Gosse offen an die Fahrbahn grenzt, rundet man sie der Quere nach aus, um den Rädern, welche in dieselbe geraten, das Herausfahren zu erleichtern. Das Hineinfahren in die Gosse kann man verhindern, indem man dieselbe unter dem Fufswege anordnet oder so weit zurücklegt, dafs die Aussteifungsbleche am Anschlusse der Querträger an die Hauptträger gegen die Gosse vortreten (Taf. XXXV, Fig. 103). Weniger zweckmäfsig dürfte es sein, Radabweiser anzuordnen, indem die Fuhrwerke beim Fahren gegen dieselben stark beschädigt werden können.

§. 70.

Das Geländer.

Zum Schutze der auf einer Brücke verkehrenden Menschen gegen das Hinabfallen, sowie zur Absperrung der Fahrbahn einer Eisenbahnbrücke gegen einen angrenzenden Fufs- oder Fahrweg sind im allgemeinen Geländer erforderlich. Nur wenn die Wand der Hauptträger in dieser Beziehung eine genügende Sicherheit gewährt, kann von der Anbringung eines Geländers abgesehen werden. Die Hauptteile eines Geländers sind folgende:

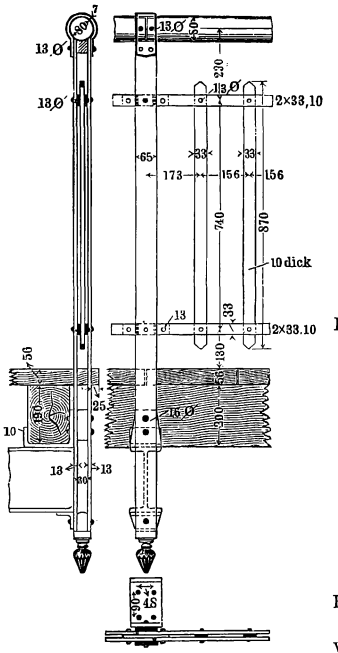
1. Die Ständer oder Pfosten. Dieselben bestehen aus lotrechten, mit den Haupt- oder Zwischenträgern der Brücke vernieteten oder verschraubten Stäben.

2. Die den oberen Abschlufs bildende Handleiste der Brustlehne.

3. Die Geländerfüllung.

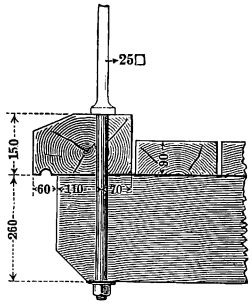
Als Material für das Geländer hat man Schweifseisen, Gufseisen oder beide Materialien nebeneinander verwandt. Die Handleiste hat man in einzelnen Fällen mit einer profilirten Holzleiste versehen, um scharfe Kanten, wie sie Winkel oder Flacheisen bieten, zu vermeiden und die Berührung der Leiste angenehmer zu machen.

Fig. 306.



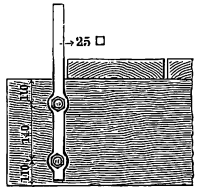
Memelbrücke bei Tilsit. 1 : 20.

Fig. 308.



Berlin-Hamburger Eisenbahn. 1 : 15.

Fig. 310.



Berlin-Stettiner Eisenbahn. 1 : 15.

Die Höhe des Geländers beträgt 0,8 bis 1,2 m, meistens 1,0 bis 1,1 m, wobei zu bemerken, dafs ein Geländer von 1,08 bis 1,10 m Höhe bei einem sich gegen dasfelbe lehnenden Menschen mittlerer Gröfse ein Gefühl wesentlich gröfserer Sicherheit gegen das Hinüberfallen erzeugt, als ein solches von 1,0 m.

Einzelheiten des Geländers.

1. Die Ständer. Schweifseiserne Ständer werden gewöhnlich aus Quadrateisen von 25 bis 35 mm Seite, Flacheisen, Winkeleisen in einfacher und zusammengesetzter Form, ⊤-Eisen, ⊥-Eisen oder]-Eisen (Fig. 297), gebildet; auch gegeneinander abgesteifte Flacheisen sind ab und zu zur Ausführung gekommen (Fig. 306).

Fig. 313.

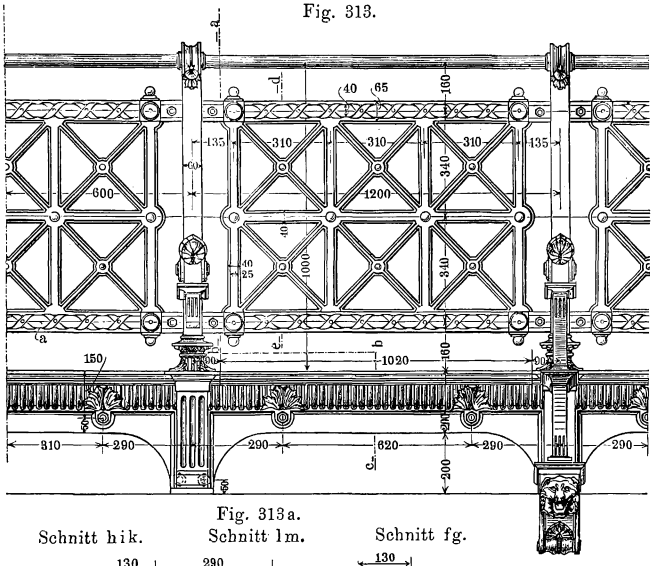
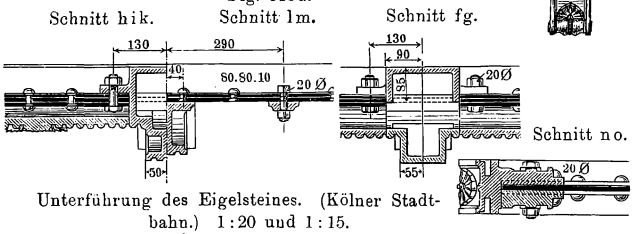


Fig. 313a.



Unterführung des Eigelsteines. (Kölner Stadtbahn.) 1:20 und 1:15.

Fig. 313a.

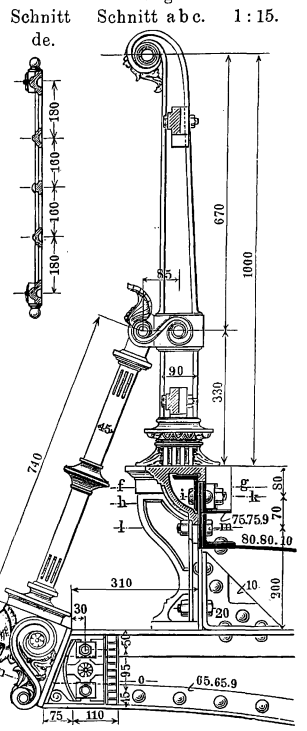
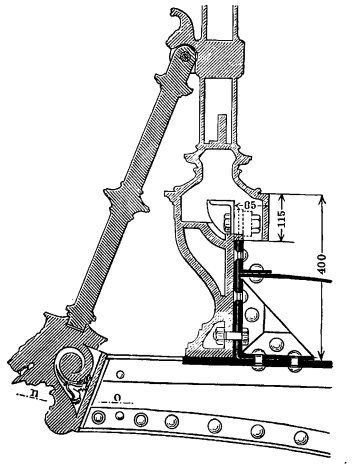


Fig. 313b.



Senkrechter Schnitt durch den Pfosten. 1:15.

Die Befestigung der Ständer mit dem Tragwerk der Brücke kann erfolgen:

a) Durch unmittelbare Vernietung (Fig. 306; Tafel XXXVI, Fig. 307). Ständer aus Quadrat- oder schmalem Flacheisen werden am unteren Ende auf eine entsprechende Breite ausgeschmiedet, bezw. mit einer aufgeschweifsten Platte versehen, um die Vernietung gut ausführen zu können.

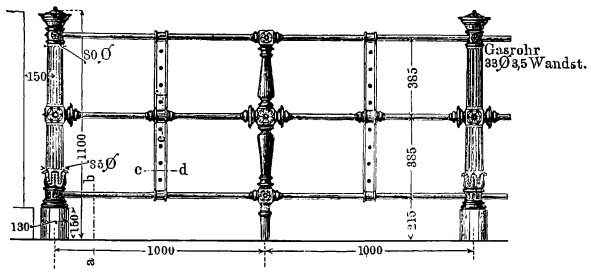
b) Verschraubung. Oft stellt man bei dieser Befestigungsart das untere Ende des aus Quadrat- oder Rundeisen bestehenden Ständers als Bolzenschaft her (Fig. 308 a. v. S.; Taf. XXXVI, Fig. 309) und ordnet da, wo der Schaft beginnt, einen vortretenden Rand an. Zieht man die Befestigungsbolzen unmittelbar durch das Quadrateisen, so ist dasselbe an den Bolzenlöchern entsprechend zu verstärken (Fig. 310 a. v. S.).

Wenn die erwähnten Ständer auf den Gesimsplatten der Pfeiler befestigt werden sollen, so läfst man sie 200

bis 300 mm in den Stein treten und versieht sie auf diese Länge (wie bei den Steinschrauben angegeben) mit Vorsprüngen (Taf. XXXVI, Fig. 311 und 312). Den zugehörigen Löchern giebt man zweckmäfsig nach unten eine Erweiterung und vergiefst sie mit Zementmörtel.

Den Ständern aus Gufseisen hat man vielfach den I-förmigen (Fig. 313), kreuzförmigen oder röhrenförmigen Querschnitt gegeben (Fig. 314; Taf. XXXVII, Fig. 319). Zur Befestigung auf dem Eisen- oder Mauerwerke giefst man unten an dieselben Platten und zieht durch diese gewöhnliche Schraubenbolzen, bezw. Steinschrauben. Den Ständern von röhrenförmigem Querschnitt hat man auch eine vieleckige Basis gegeben und diese mit Hilfe von Winkeleisen und Schraubenbolzen mit dem eisernen Tragwerke des Überbaues (Fig. 314a)

Fig. 314 in 1 : 30.



Ueberführung der Bahnhofstrasse in Buckau bei Magdeburg. 1 : 30 und 1 : 15.

Fig. 314a in 1 : 15.

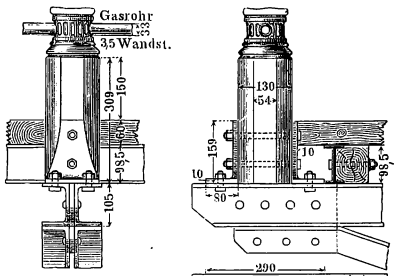


Fig. 314b in 1 : 15.

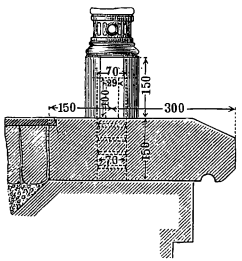


Fig. 314c in 1 : 15.

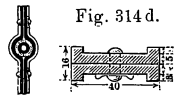


Fig. 314d.

Schnitt e f.

Schnitt c d. 1 : 3.

sowie durch Dorne mit dem Mauerwerke verbunden (Fig. 314b).

2. Die Handleiste. Dieselbe hat man im allgemeinen aus Schweifseisen in folgenden Formen gebildet:

a) Rundeisen von 20 bis 30 mm Durchmesser;

b) Röhreneisen, in der Regel Gasröhren (Fig. 306; Taf. XXXVI, Fig. 311, 312);

c) Geländereisen (Fig. 315 a. f. S.);

d) Flacheisen, zuweilen mit einer Holzleiste belegt (Fig. 316 a. f. S.);

e) Winkeleisen (Taf. XXXVI, Fig. 309).

Gufseiserne Handleisten haben meistens Röhrenform und sind an die Geländerfüllung gegossen (Taf. XXXVII, Fig. 319).

Die Befestigung der Handleiste ist hauptsächlich von ihrem Querschnitte und demjenigen der Ständer abhängig. Für Rundeisen und Röhren sind entsprechende kreisförmige Öffnungen in den Köpfen der Ständer herzustellen oder Bügel um dieselben zu legen (Taf. XXXVI, Fig. 311 und 312). Um Röhren mit den Ständern vernieten und den Stofs daselbst regelrecht bilden zu können, schiebt man Dorne in dieselben (Taf. XXXVI, Fig. 311).

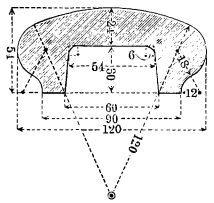
Handleisten aus Flacheisen kann man leicht auf Ständern aus Quadrat- oder Rundeisen befestigen, indem man den Ständer mit einem Zapfen versieht und diesen mit dem Flacheisen kalt vernietet (Fig. 316).

Wenn die Anbringung eines Zapfens am Ständer unthunlich ist, wird man durch Kopfschrauben, gegebenen Falls unter Einschaltung von Winkeleisenabschnitten oder von Flacheisen, welche im Winkel gebogen sind, die Befestigung des Flacheisens auf den Ständern leicht ausführen können.

3. Die Geländerfüllung. Die Stäbe der Geländerfüllung sind bei Straſsenbrücken so dicht nebeneinander anzuordnen, daſs Kinder nicht durch die Öffnungen zwischen denselben hindurchfallen können. Bei Eisenbahnbrücken kommt dieser Gesichtspunkt meistens nicht in Betracht, jedoch soll man auch hier mit dem Abstande der Füllungsglieder nicht zu weit gehen, damit bei den auf der Brücke verkehrenden Beamten und Arbeitern stets das Gefühl der Sicherheit gegen Abstürzen vorhanden sei.

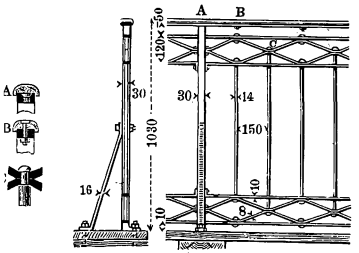
Geländer, welche die Trennungswand nebeneinander liegender Fahrbahnen von Straſsen- und Eisenbahnen bilden, hat man in einzelnen Fällen mit einer so dichten und hohen Füllung

Fig. 315.



Deutsches Normalprofil Nr. 12. 1 : 4.

Fig. 316.



Neckarbrücke bei Neckarelz. 1 : 30.

Fig. 317 in 1 : 40.

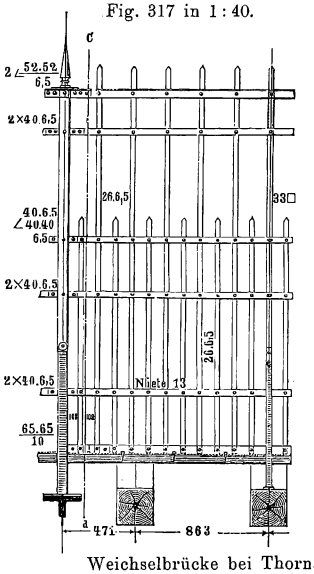
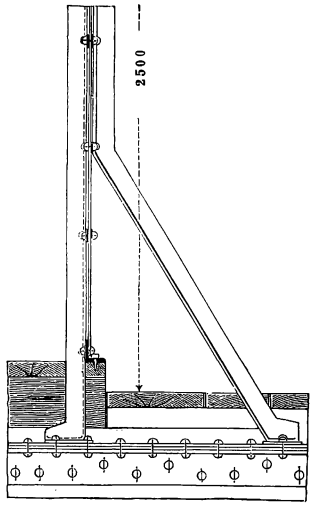


Fig. 317a in 1 : 20.



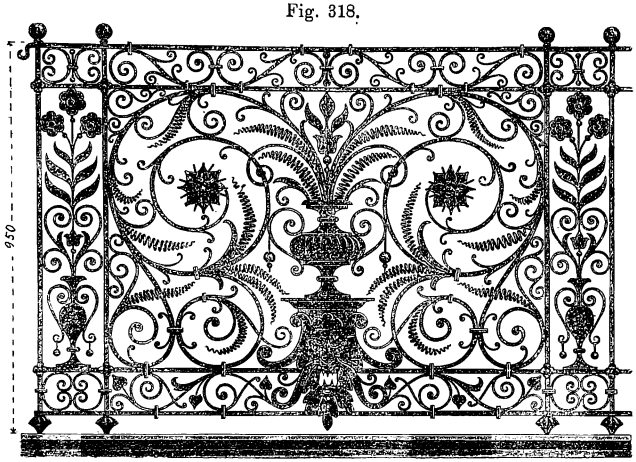
Weichselbrücke bei Thorn. 1 : 40 und 1 : 20.

versehen, daſs die Zugtiere den vorbeifahrenden Eisenbahnzug nicht sehen können, z. B. auf der Elbbrücke bei Niederwartha unweit Dresden, woselbst die Geländerfüllung aus einem 2,5 m hohen Bohlenbelage besteht. Bei andern vereinigten Straſsen- und Eisenbahnbrücken, z. B. bei der Weichselbrücke bei Thorn, hat man die Undurchsichtigkeit der Geländerfüllung nicht für erforderlich gehalten und letztere durch lotrechte, nebeneinander stehende Flacheisen gebildet (Fig. 317).

Wenn an die äuſsere Erscheinung der Brücke gröſsere Anforderungen gemacht werden, sind für die Anordnung der Geländerfüllung in erster Linie ästhetische Gesichtspunkte maſsgebend. Die alsdann nötig werdende reiche Ausschmückung und Gliederung der Füllung läſst sich oft nur unter Zuhilfenahme der Kunst-Schmiedearbeit (Fig. 318) und des Kunstgusses ausführen. Beispiele der letzten Art bieten: die Unter-Mainbrücke zu Frankfurt a. M. (Taf. XXXVII, Fig. 319); die Unterführung der Charlottenburger Chaussee unter die Berliner

Stadtbahn (Taf. XXXVII, Fig. 320); die Unterführung der Straſse Alt-Moabit unter ebendieselbe Bahn (Taf. XXXVII, Fig. 321). Die beiden erstgenannten Geländer bestehen ganz aus Guſseisen, während bei dem letzteren die lotrechten Teile aus Guſseisen, die wagerechten aus Schweiſseisen hergestellt sind.

Fig. 318.



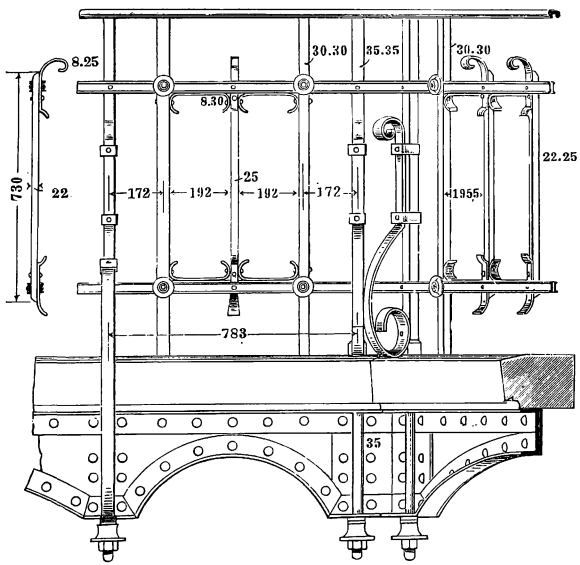
Italienische Renaissance. 1 : 15.

Für die einfacheren schweiſseisernen Geländerfüllungen hat man gewählt:

a) Ein oder mehrere wagerechte Stäbe aus Rundeisen (Fig. 314), Röhreneisen, Winkeleisen, ⊤-Eisen, ⌋-Eisen u. s. w., welche in der Mitte des durch zwei Ständer begrenzten Feldes oftmals durch Bänder aus Flach- oder ⌋-Eisen zusammengehalten werden.

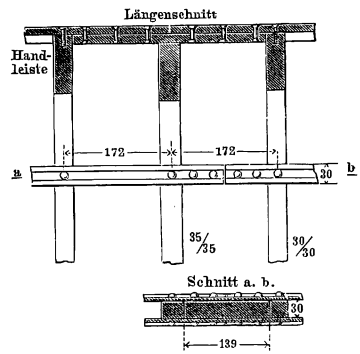
b) Eng nebeneinander angeordnete lotrechte Flachstäbe, welche an zwei oder mehrere wagerechte, mit den Ständern verbundene Stäbe angeschlossen sind (Fig. 306, 317, 322).

Fig. 322.



Überführung der Düsselthaler Straſse über Bahnhof Wehrhahn. 1 : 20 und 1 : 10.

Fig. 322a, b in 1 : 10.

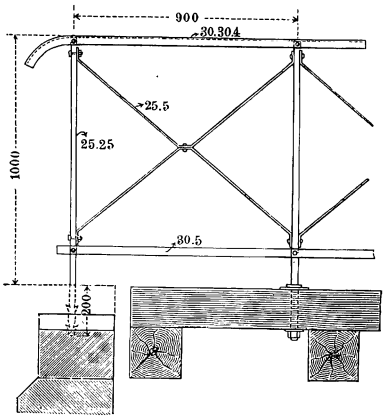


c) Das einfache und mehrfache Fach- oder Netzwerk, oft in Verbindung mit Rosetten, ringförmigen Stäben u. s. w. (Taf. XXXVI, Fig. 307, 309, 311, 312; Textfiguren 323, 324, 325 a. f. S.)

Wenn das Geländer in der Steigung liegt, ordnet man die Ständer lotrecht, die Handleiste und die zu dieser parallelen Stäbe in der Steigung an.

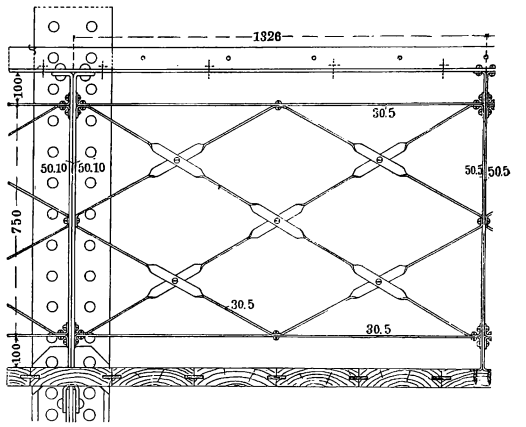
Die Befestigung der Füllungsglieder erfolgt je nach den Umständen durch kalte oder warme Vernietung, durch Verschraubung, durch Hülsen u. s. w. Am beweglichen Brücken-

Fig. 323.



Hannoversche Staatsbahn. 1 : 25.

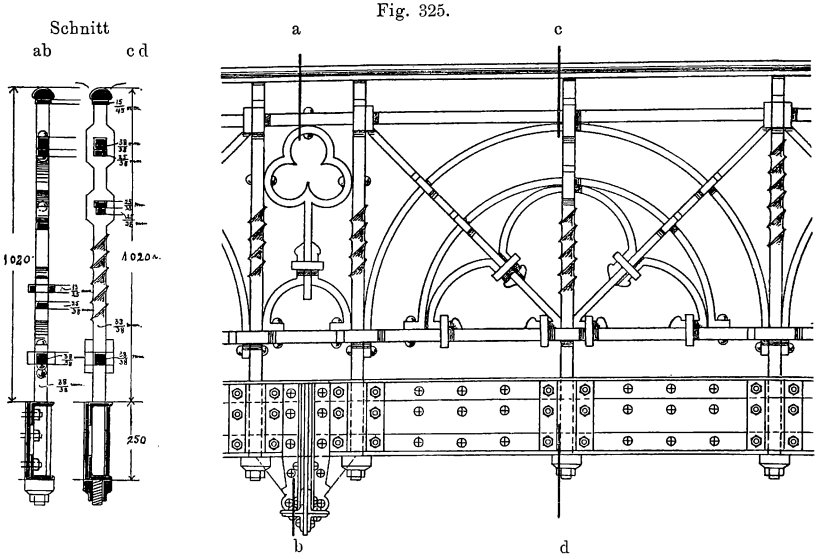
Fig. 324.



Brücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg. 1 : 20.

ende ist den Füllungsgliedern die Längsbewegung durch längliche Löcher für die Schrauben, durch Hülsen für die Rundstäbe, oder durch sonst geeignete Mittel zu ermöglichen, sofern die-

Fig. 325.



Brooksbrücke in Hamburg. 1 : 20.

selben an feste Teile anschliefsen. Was die Abmessungen der einzelnen Teile der Geländer anlangt, so sind dieselben so stark zu machen, dafs sie anlehnenden Menschen einen genügenden

Widerstand entgegensetzen. Die wagerechten Kräfte, welche letztere auf die Handleiste übertragen, kann man für Eisenbahnbrücken zu 20 bis 30 kg pro Meter und für Strafsenbrücken zu 50 bis 70 kg annehmen. Kleinere Eisendicken als 4 mm soll man indessen, auch wenn sie rechnungsgemäfs ausreichen, in Rücksicht auf das Rosten und die leicht mögliche Verbiegung nicht zur Ausführung bringen.

Litteratur zu Kapitel VI.

Winkler: Die Querkonstruktion der eisernen Brücken. Wien, Karl Gerold's Sohn, 1884.

Steiner: Die Brückenbahn, im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. II: Der Brückenbau, Kapitel VIII. Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1890.

Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. Abteilung I: Eiserne Brücken. Aachen und Leipzig 1873/85.

Humber: A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction, including iron foundations. London, Lockwood & Co., 7 Stationers'-Hall Court, Ludgate Hill, 1870.

Pestalozzi: Eiserner Brückenbelag. Zürich, Verlag von Meyer & Zeller 1876.

Ržiha: Der Eisenbahn Unter- und -Oberbau. Bd. II: Der Brückenbau. Wien, k. k. Hof- und Staatsdruckerei, 1877.

Barkhausen: Die Forthbrücke. Berlin, Julius Springer, 1889.

Haarmann: Das Eisenbahngeleis. Leipzig 1891.

Aufsätze in Zeitschriften:

Centralblattt der Bauverwaltung.

1886, S. 401. Schwering: Schalldecken für Eisenbahnbrücken über Fahrstrassen.

1887, S. 389. Eisenblech in neuer Form.

1888, S. 443. Gehrhards: Oberflächen- und Gewichtsbestimmung der Buckelplatten.

1890, S. 454. Göring: Ein Vorschlag zu einer wasserdichten, schalldämpfenden Fahrbahn eiserner Eisenbahnbrücken.

Deutsche Bauzeitung.

1883, S. 67. Klette: Neue Fahrbahnkonstruktion für eiserne Strafsenbrücken.

1893, S. 209. Die Umbauten des Mühlendammes in Berlin (Tonnenbleche als Brückentafel).

Zeitschrift für Bauwesen.

1866, S. 122. Franz: Die neue Spreebrücke für die Berliner Verbindungsbahn (gufseiserne Platten als Brückentafel).

1884, S. 350. Die Berliner Stadteisenbahn.

1890, S. 219. Gleim und Engels: Die Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg (Pflaster auf Hängeblechen).

Civil-Ingenieur.

1887, S. 233. Pressler und Krüger: Die Staatseisenbahn Mehltheuer-Weida und der eiserne Pendelviadukt über das Oschützbachthal (Hilf'scher Langschwellenoberbau auf Zoreseisen. Schienenauszug mit unterkriechender Zunge).

Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

1868, S. 52. Qantz: Beschreibung des eisernen Oberbaues der Chausseebrücke über die Ise zu Giffhorn und der daselbst mit verschiedenen Steinplatten angestellten Zerdrückungsversuche.

1885, S. 33. Franke: Die Weserbrücke bei Bodenwerder (Schotter auf Zoreseisen).

Allgemeine Bauzeitung.

1892, S. 89. O. Meltzer: Der Moldau-Viadukt bei Červena (Leitschwellen zur Verhinderung der Entgleisung, Abdeckung durch Wellblech).

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

1890, S. 137. Strukel: Die Ännä-Elf-Brücke bei Uleåborg in Finnland (Strafsenbrücke mit doppeltem Bohlenbelag).

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung.

1888, S. 196. Fuchs: Die eisernen Balkenbrücken der Eisenbahnen im Betriebe, ihre Überwachung und deren Ergebnisse.

1891, S. 25. Post: Eingleisungsanlage mit Zwangschienen bei und auf Eisenbahnbrücken.

Schweizerische Bauzeitung.

1891, 28. November, S. 135. G. Mantel: Normaltypen von Blechbrücken für die neuen Linien der schweizerischen Nordostbahn (Zoreseisen als Brückentafel für die Bettung des Gleises).

Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

1889, S. 943. Barkhausen: Der Bau der eisernen Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse.

1893, S. 1. Cramer: Saalebrücke bei Bernburg (Granitpflaster auf Hängeblechen).

Annales des Ponts et Chaussées.

1883, Nr. 24, p. 440. M. Geoffroy: Note sur les ponts métalliques du chemin de fer de grande ceinture de Paris (Ziegelgewölbe als Brückentafel).

1889, Nr. 7, p. 408. Alby: Note sur la reconstruction du pont de Monistrol-d'Allier (Ziegelgewölbe als Brückentafel).

Le Génie Civil.

1889, T. XIV, Nr. 12, p. 177. H. Forest: Note sur le viaduc métallique du Bassin de la Liane à Boulogne-sur-Mer (Eisenbahnbrücke. Bohlenabdeckung mit Kiesüberschüttung).

1890, T. XIV, Nr. 18, p. 369. Ch. Jimels: Le viaduc de la Souleuvre (Fahrschienen auf hölzerne Langschwellen gelagert. Glattes Blech zur Fahrbahnabdeckung).

1892, T. XX, Nr. 12, p. 189. Le pont Washington, construit sur le Harlem-River (Buckelplatten als Brückentafel).

1892, T. XXI, Nr. 22, p. 358. G. Thareau: Reconstruction du pont d'Orléans sur la rue Legendre (Ziegelgewölbe als Brückentafel).

The Engineer (London).

1888, September 14, p. 228. Indian-State-Railway-Chenab-Bridge (Abdeckung der Fahrbahn durch Trogbleche mit Futterstücken aus Holz).

1890, January 3, p. 4. The Drypool-Bridge.

1893, January 27, p. 70. The Liverpool Overhead-Electric-Railway (Langschwellenoberbau auf trogförmiger Brückentafel).

Engineering.

1890, February 28, p. 213. Westhofen: The Forth-Bridge.

1890, March 28, p. 384. Dalmarnock-Bridge (Granitpflaster auf Buckelplatten).

Engineering News.

1889, December 28, p. 609. Hobson's Bridge flooring.

1890, December 24, p. 567. Locke's rerailing bridge protector.

1892, October 27, p. 386. A new style of iron and ballast bridge floor (dreieckförmige Tröge als Brückentafel).

The Railroad Gazette.

1889, April 19, p. 260. The Willamette-Bridge (trogförmige Brückentafel).

1889, May 17, p. 17: Bridge with solid plate floor.

Unter-Mainbrücke in Frankfurt am Main. 1:25.

Fig. 319.

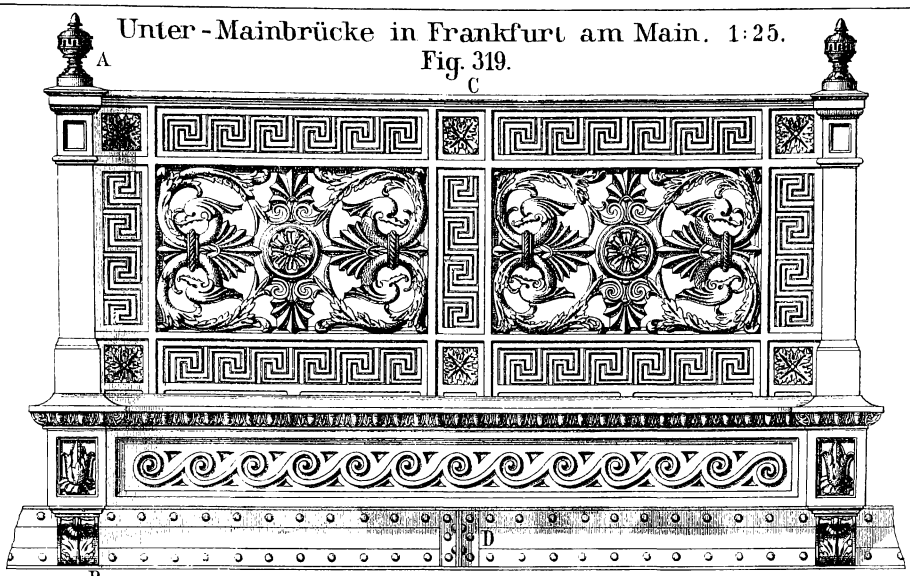


Fig. 319 b
Schnitt AB.

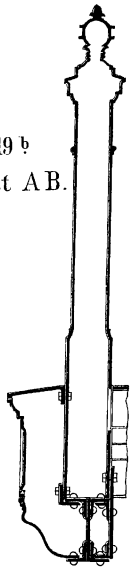
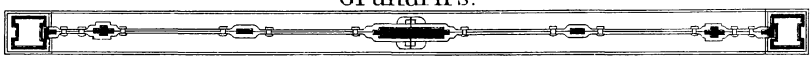


Fig. 319 a
Grundrifs.



Unterführung der Charlottenburger Chaussée. (Berliner Stadtbahn) 1:20.

Fig. 319 c
Schnitt CD.

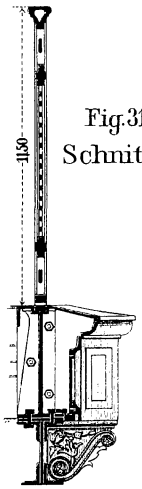


Fig. 320 a

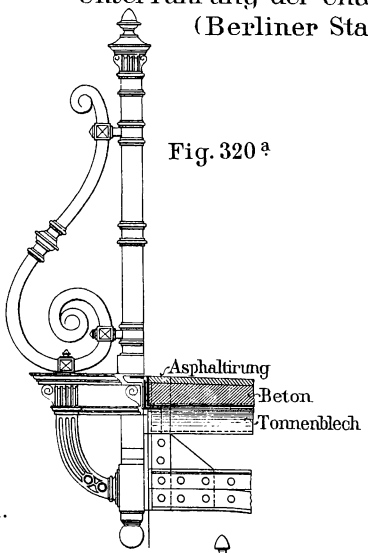


Fig. 320.

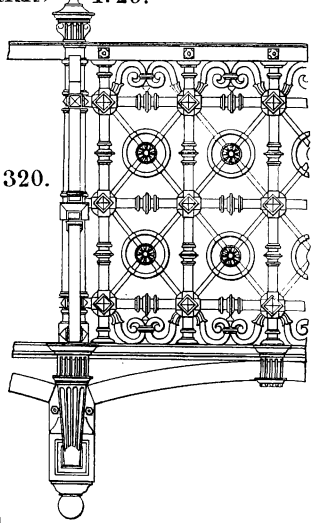
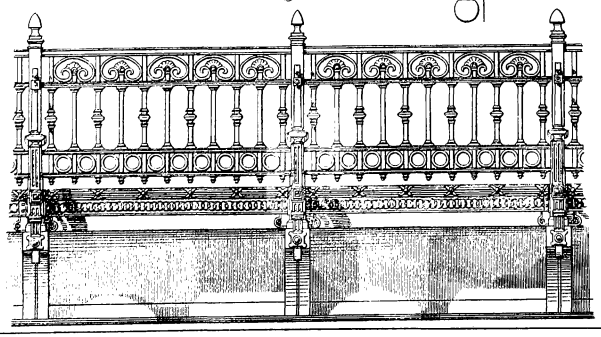
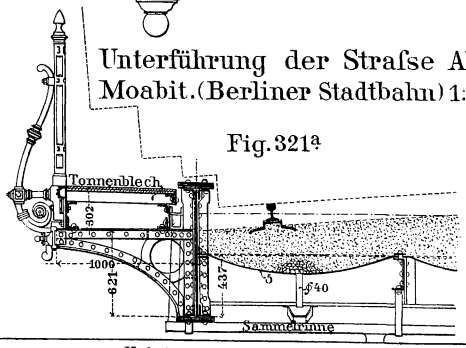


Fig. 321.



Unterführung der Strafse Alt-Moabit. (Berliner Stadtbahn) 1:45.

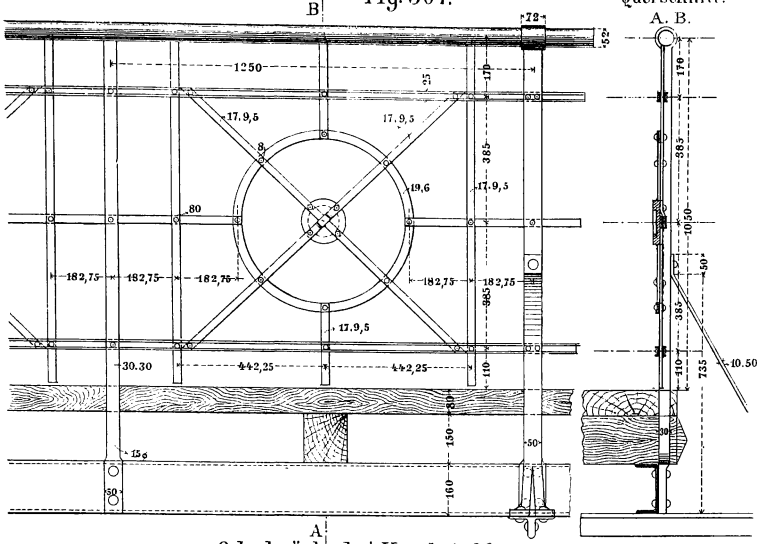
Fig. 321 a



Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

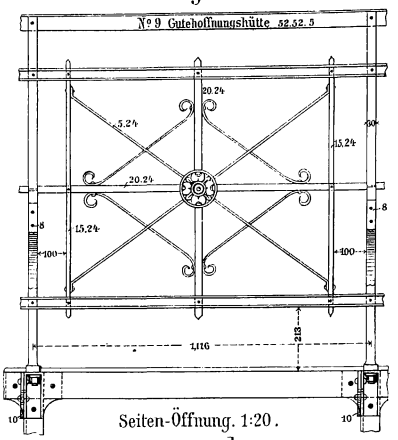
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Fig. 307.



Oderbrücke bei Kosel. 1:20.

Fig. 309.



Seiten-Öffnung. 1:20.

Fig. 309 a

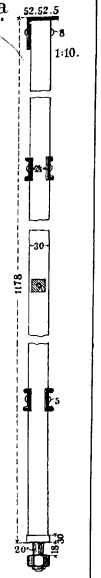
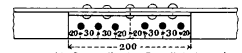
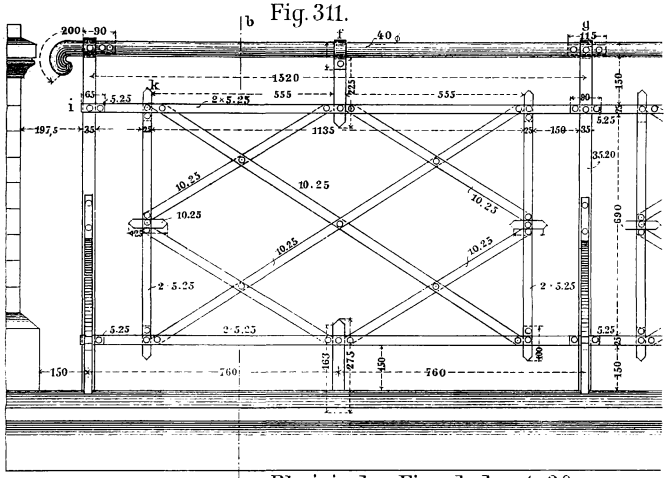


Fig. 309 b



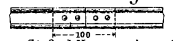
Stofs d. Geländer-Winkeleisen 1:10.

Fig. 311.



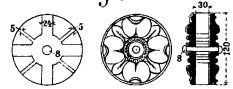
Rheinische Eisenbahn. 1:20.

Fig. 309 c



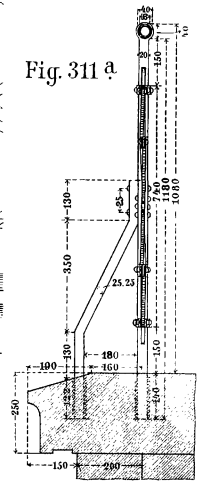
Stofs d. Hespeneisen 1:10.

Fig. 309 d



Okerbrücke in Braunschweig. 1:20 u. 1:10.

Fig. 311 a.



Schnitt a. b.

Fig. 311 b
Punkt k in 1:4

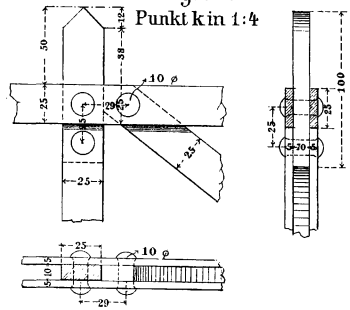


Fig. 312.

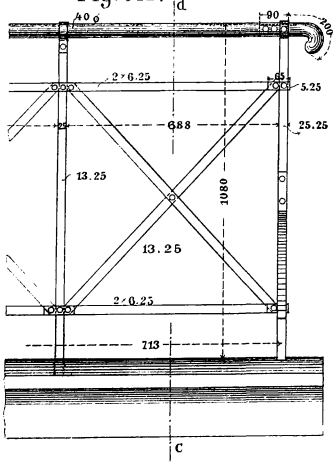


Fig. 312 a
Schnitt c. d.

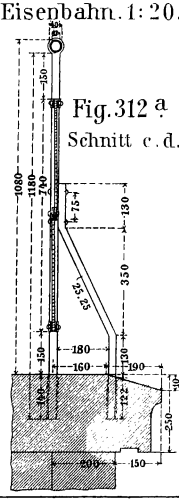


Fig. 311 e
Punkt f

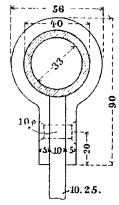


Fig. 311 d
Punkt g

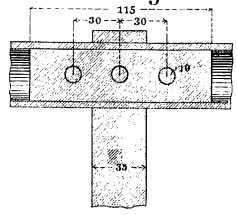
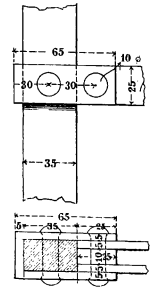


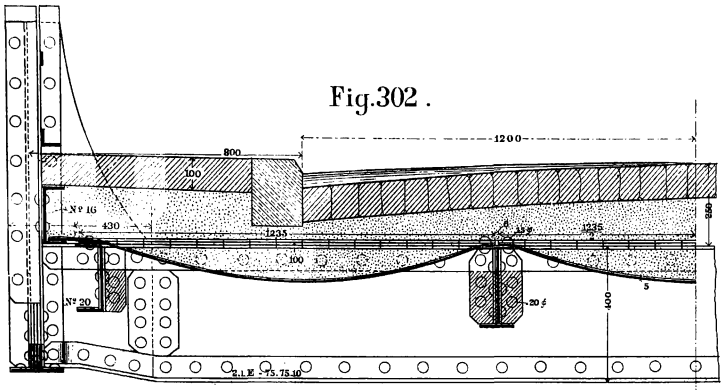
Fig. 311 e
Punkt i in 1:4



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

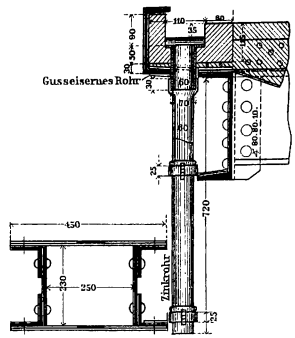
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 302.



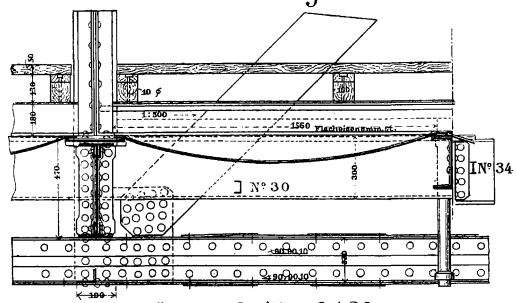
Wege-Überführung auf Bahnhof Minden 1:20.

Fig. 303 b



Entwässerung 1:20.

Fig. 303 a

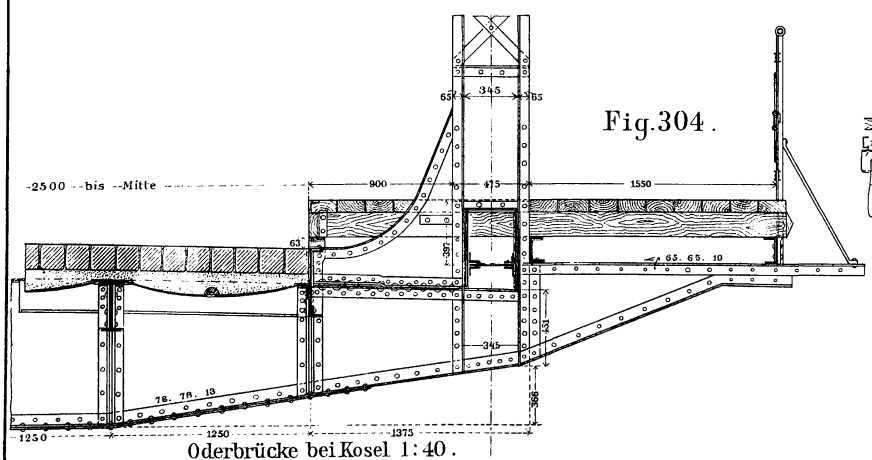


Längenschnitt e f. 1:30.

Fig. 303.

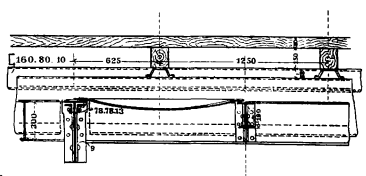
Wege-Ueberführung auf Bahnhof Giessen. 1:30.

Fig. 304.



Oderbrücke bei Kosel 1:40.

Fig. 304 a



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 298.
in 1:20.

Altmühlbrücke in Eichstädt 1:20.

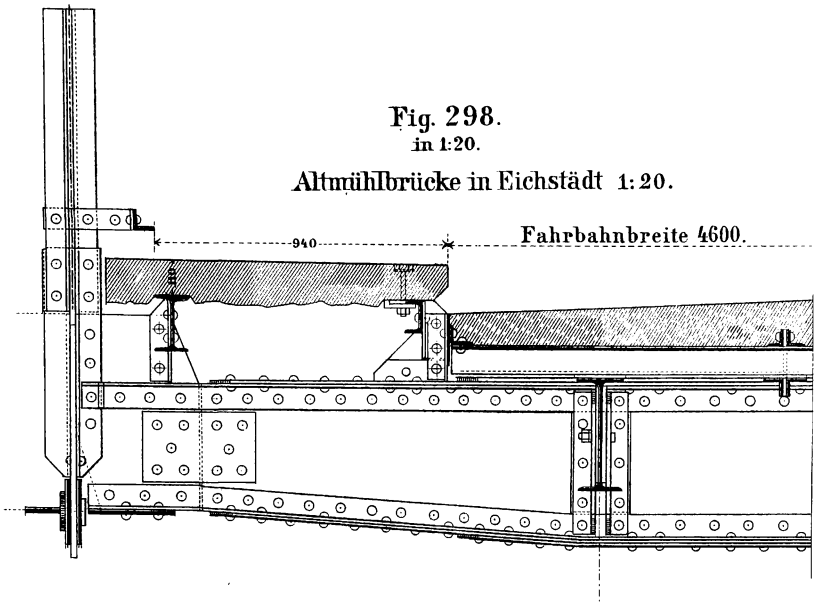


Fig. 298 a 1:10.

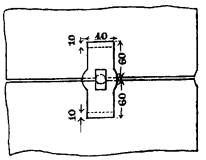


Fig. 298 d 1:10.
Querverbindung in Fachmitte.



Fig. 298 b 1:10.

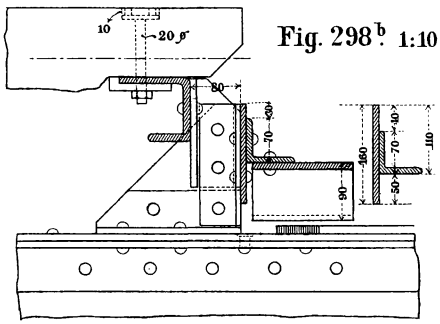


Fig. 298 c 1:10.

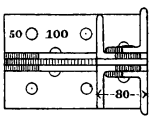


Fig. 300.

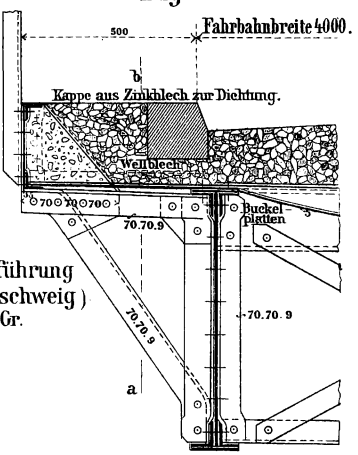
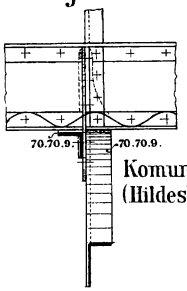


Fig. 300 a.



Komunalweg-Überführung
(Hildesheim-Braunschweig)
in 1:20 d.w. Gr.

Fig. 301.
Ueberführung der Düsselthaler Strasse
über Bahnhof Wehrhahn 1:40 d.w. Gr.

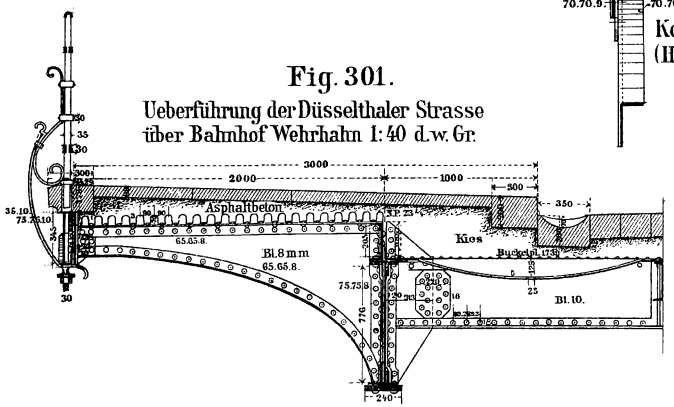
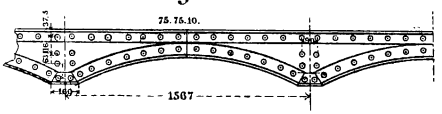


Fig. 301 a.



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig

Fig. 285.

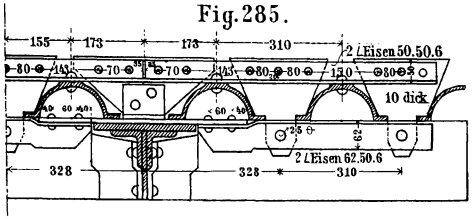
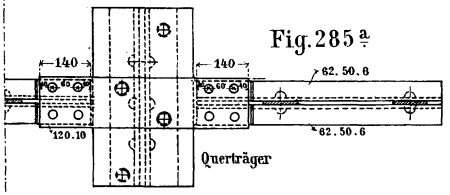


Fig. 285 a.



Strassenbrücke über den Lauterbach bei Lengenfelden (Bayern) 1:15.

Fig. 288. Schnitt a-b

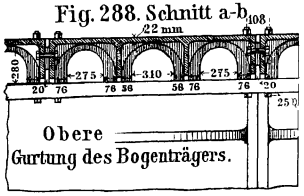
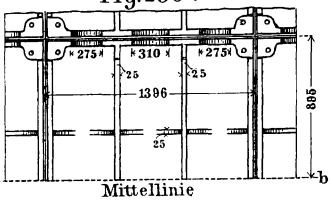


Fig. 288 a.



Medwaybrücke zwischen Rochester u. Strood 1:40.

Fig. 290.

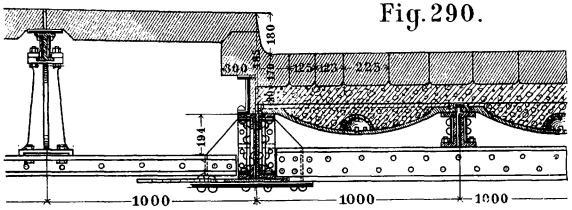
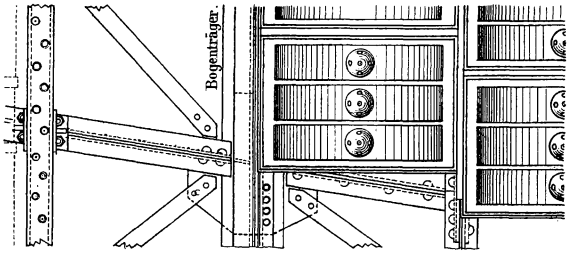


Fig. 290 a.



Michaelbrücke in Berlin. 1:30.

Fig. 294.

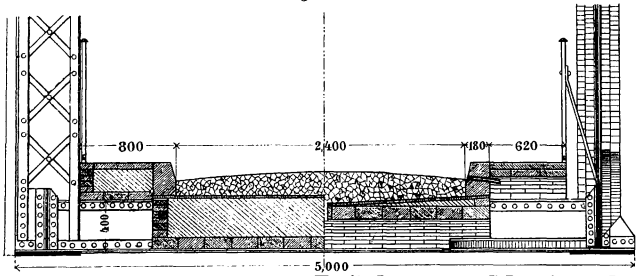
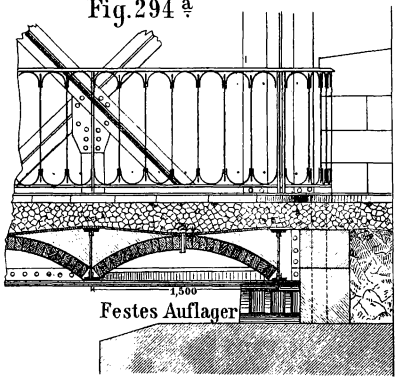
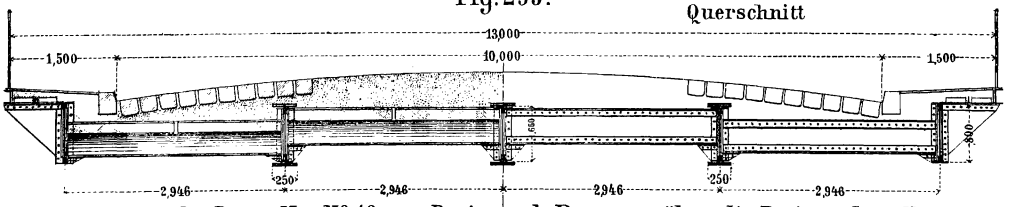


Fig. 294 a.



Brücke von Monistrol d'Allier 1:50.

Fig. 295.



Ueberführung der Route Nat. Nº 10 von Paris nach Bayonne über die Pariser Gürtelbahn 1:80.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 257.
1:30.

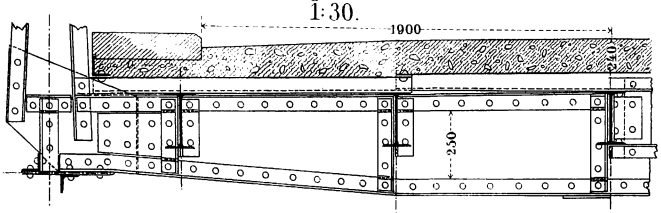


Fig. 257a
1:50.

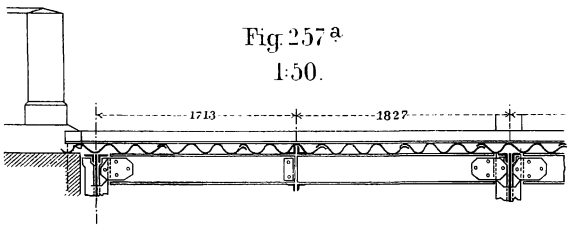
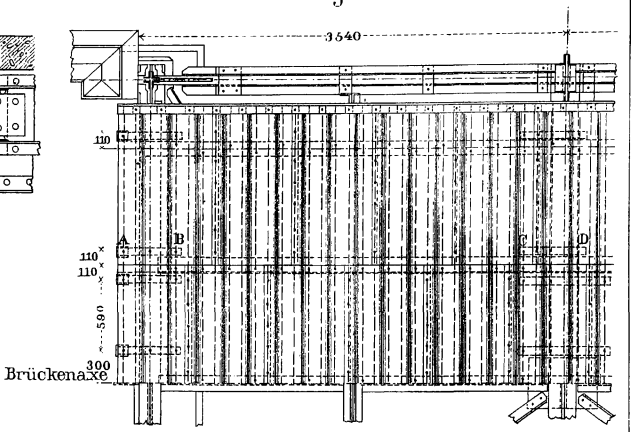
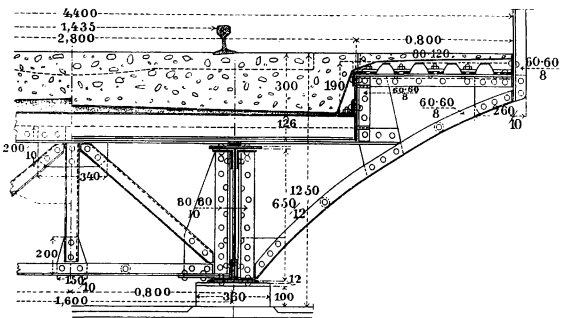


Fig. 257b 1:50.



Brendbrücke bei Neustadt a/S.

Fig. 274.
1:30.
Querschnitt.



Schweizerische Nordostbahn.

Blechbrücke von 6 Meter lichter Weite.

Fig. 274a
1:50.
Längenschnitt.

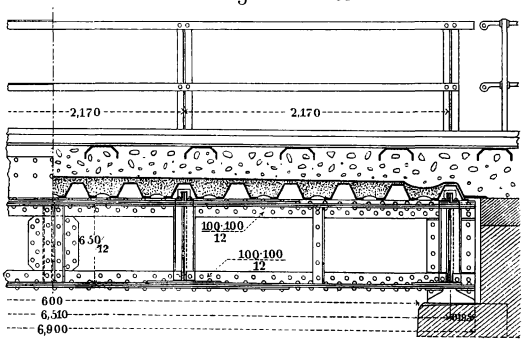


Fig. 275.
1:30.
Querschnitt.

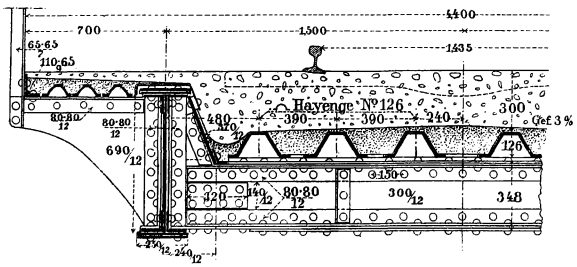
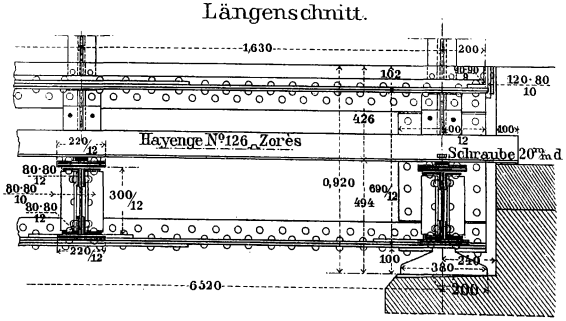


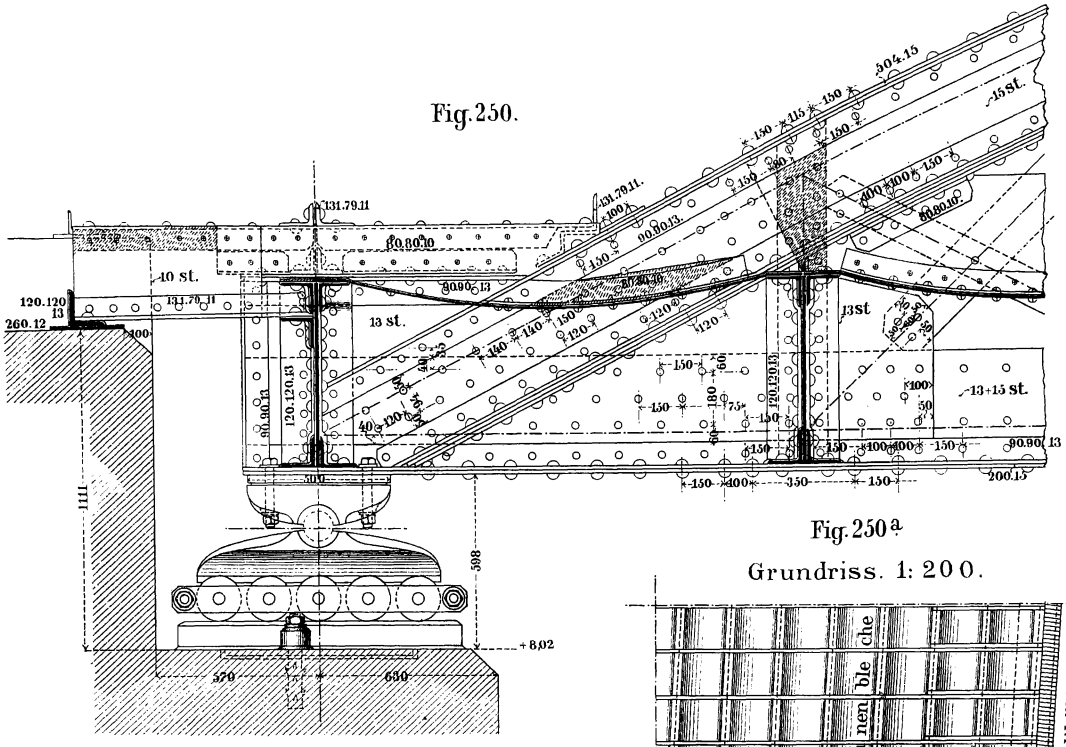
Fig. 275a
1:30.
Längenschnitt.



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 250.



Sandbrücke in Hamburg. 1:20.

Fig. 250a

Grundriss. 1:200.

Fig. 251a

Grundriss. 1:30.

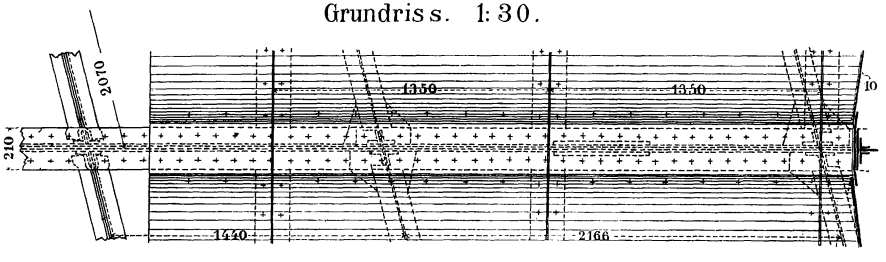
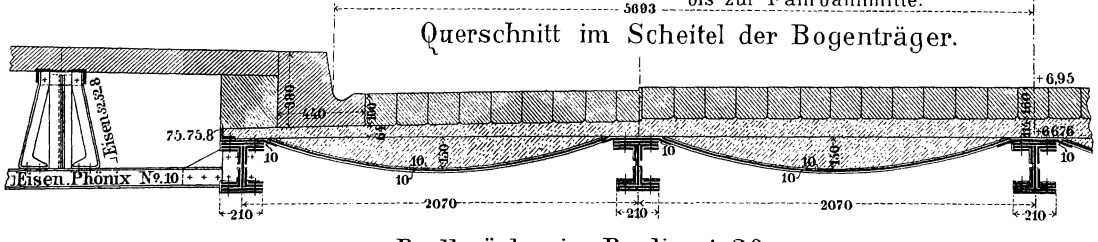


Fig. 251.



Badbrücke in Berlin. 1:30.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 243 a Schnitt h h

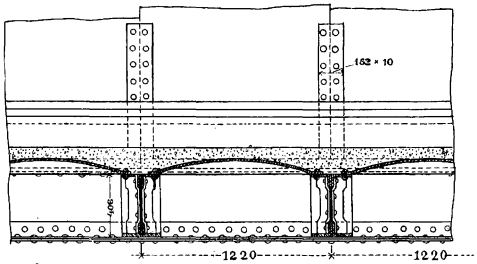


Fig. 243.

Überführung der Inverkip-Strasse in Glasgow in 1:40.

Fig. 244.

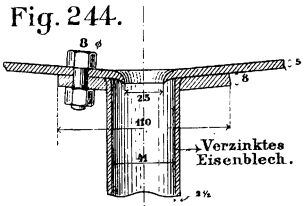


Fig. 244 a

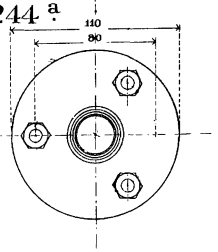
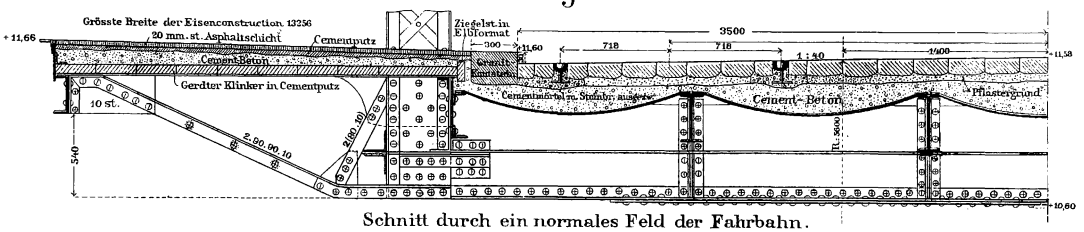
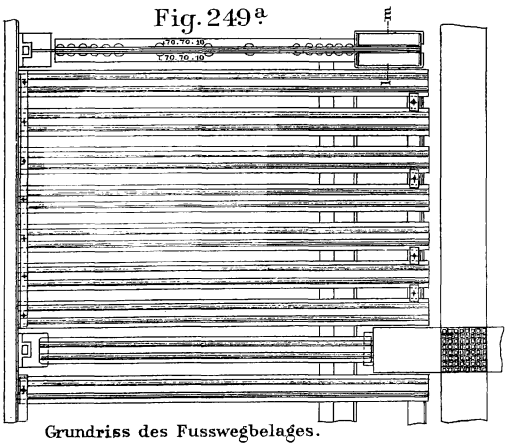


Fig. 249.



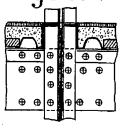
Schnitt durch ein normales Feld der Fahrbahn.

Fig. 249 a



Grundriss des Fusswegbelages.

Fig. 249 d



Schnitt nach l m in Fig. 249 a

Fig. 249 e

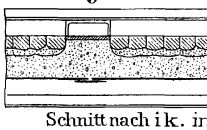


Fig. 249 f



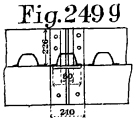
Schnitt nach c d.

Schnitt nach i k. in Fig. 249 b

Fig. 249 b

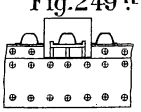
Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg in 1:40.

Fig. 249 g



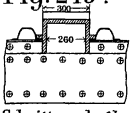
Schnitt nach a b

Fig. 249 h



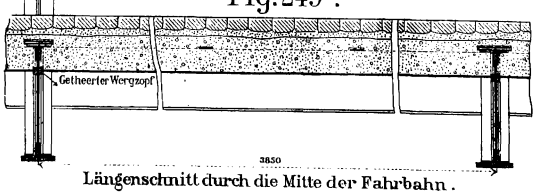
Schnitt nach e f in Fig. 249 b

Fig. 249 i



Schnitt nach g h

Fig. 249 c

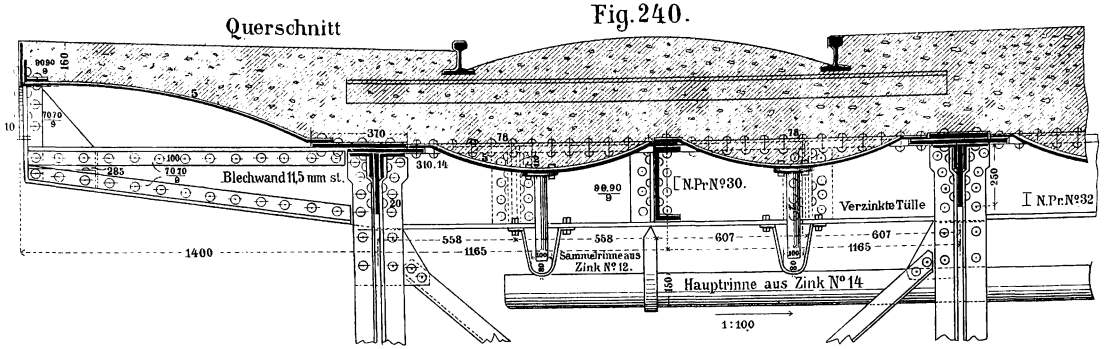


Längenschnitt durch die Mitte der Fahrbahn.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

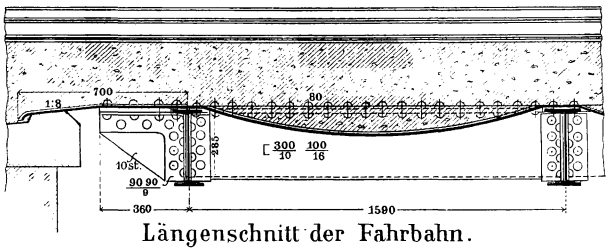
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 240.



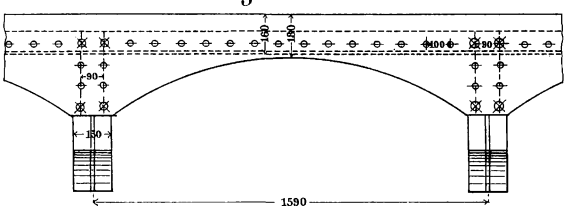
Unterführung der Luxemburger Strasse in Köln. 1:25.

Fig. 240a.



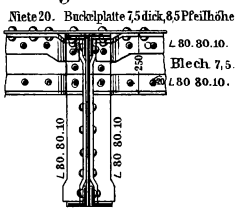
Längenschnitt der Fahrbahn.

Fig. 240b.



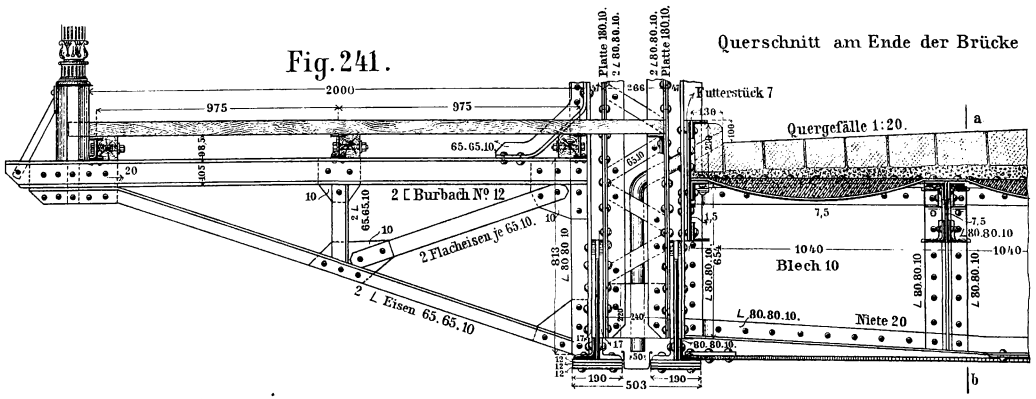
Ansicht.

Fig. 241a.



Schnitt a.b. in Fig. 241.

Fig. 241.

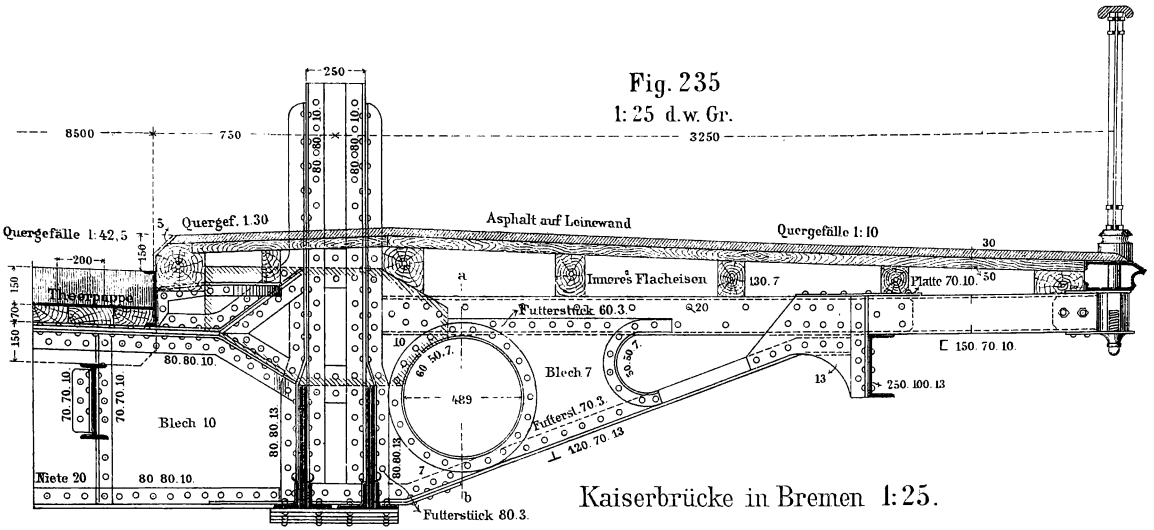


Überführung der Bahnhofstrasse über Bahnhof Buckau. 1:25.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 235
1:25 d.w. Gr.



Kaiserbrücke in Bremen 1:25.

Fig. 235a
Schnitt a b in 1:15

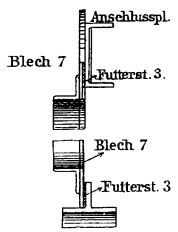


Fig. 235b

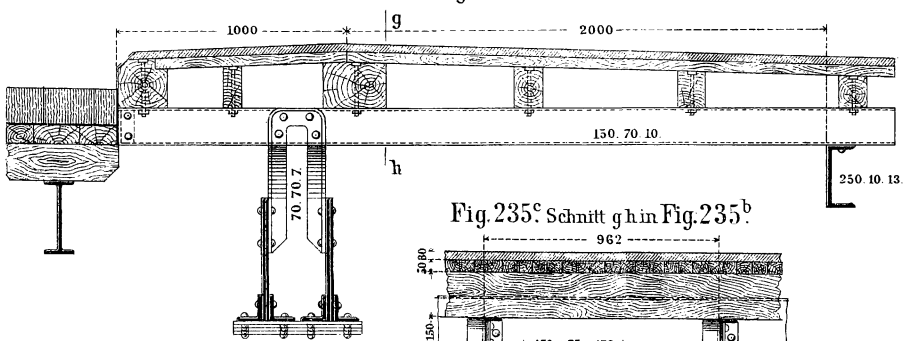


Fig. 235c Schnitt g h in Fig. 235b.

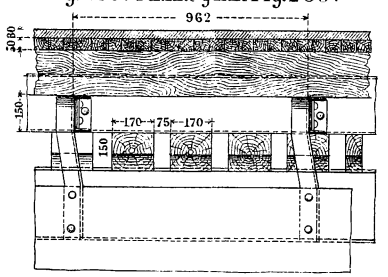


Fig. 235d
Längenschnitt durch die Mitte der Fahrbahn

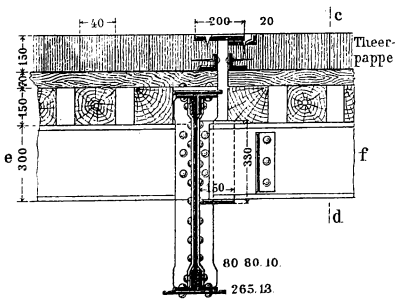


Fig. 235e Schnitt c d in Fig. 235d.

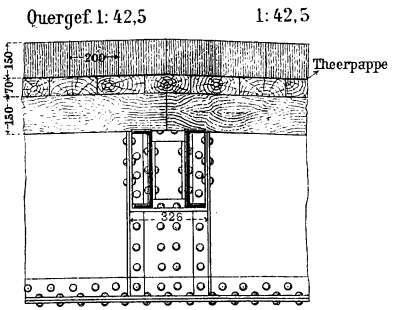
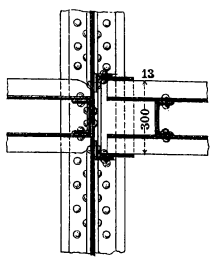


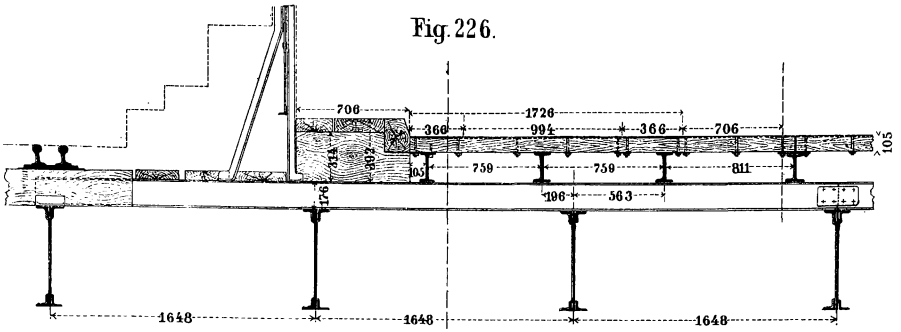
Fig. 235f Schnitt e f in Fig. 235d.



Lith. Anst. Julius Klinkhardt Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 226.



Weichselbrücke bei Thorn. 1:30.

Fig. 226a. 1:10.

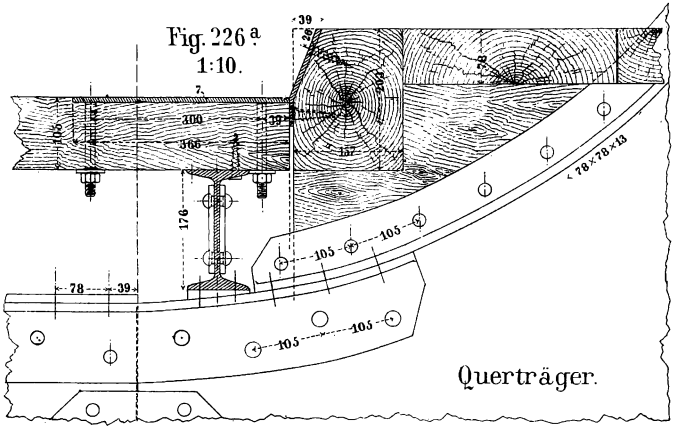
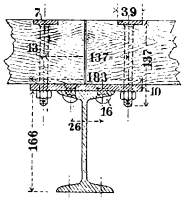
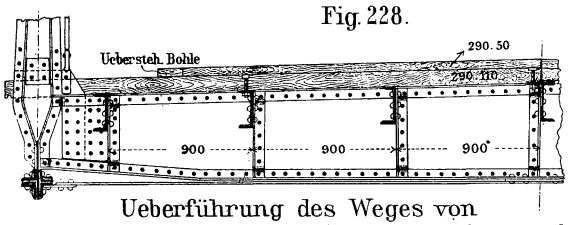


Fig. 226b



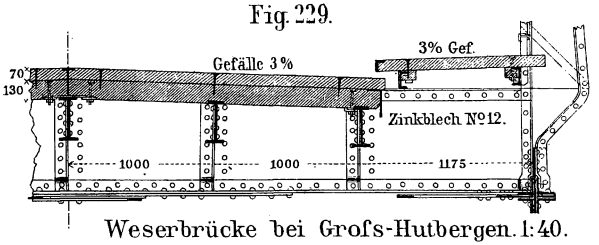
Bohlenstoss. 1:10.

Fig. 228.



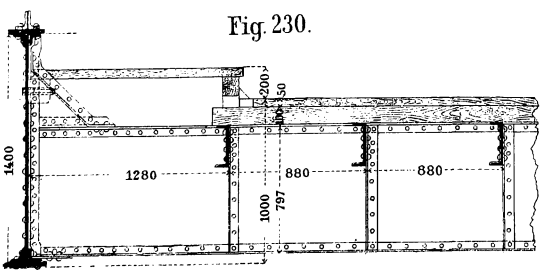
Ueberführung des Weges von Rosslau nach Streetz. (Wittenberg-Köthen.) 1:40.

Fig. 229.



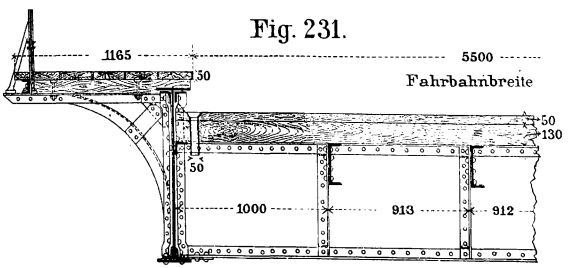
Weserbrücke bei Grofs-Hutbergen. 1:40.

Fig. 230.



Ueberführung am Bahnhofe Rosslau. 1:40

Fig. 231.



Ueberführung der Landstrafse von Dessau nach Zerbst (Wittenberg-Dessau) 1:40.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Fig. 222 1:40

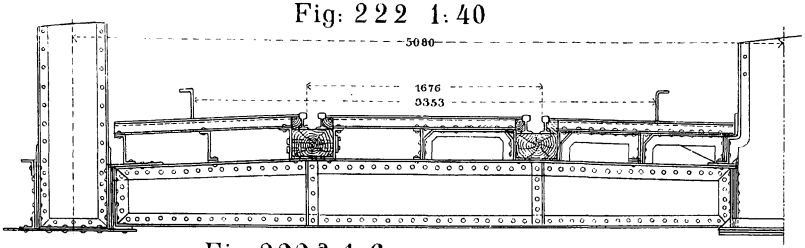
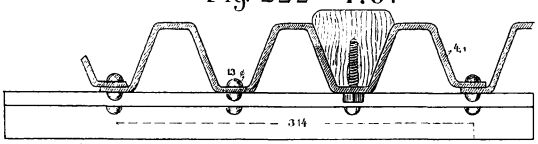


Fig. 222ª 1:6.



Chenab-Brücke. Indische Staats-Eisenbahn.

Fig. 224 Querschnitt durch Brückenmitte.

Unterführung des Hafengleises am Stephani-Thor in Bremen 1:25

Fig. 224ª Querschnitt nach g-h.

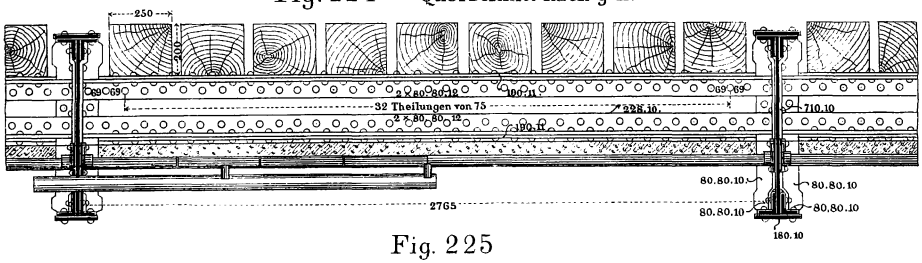


Fig. 225

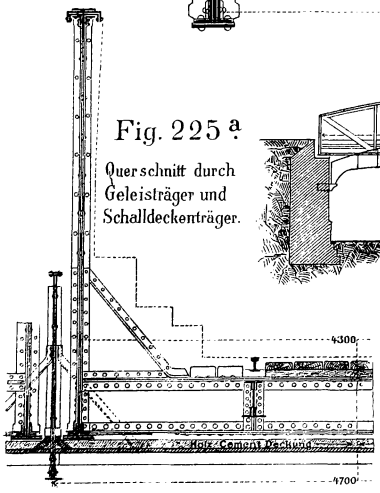
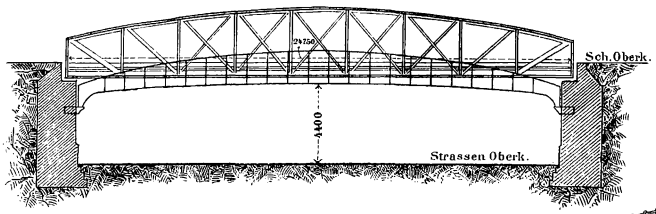


Fig. 225ª

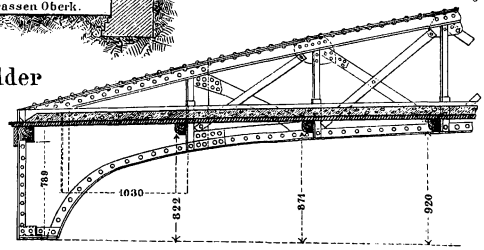
Querschnitt durch Geleisträger und Schalldeckenträger.



Unterführung der Vahrenwalder Strafse in Hannover. 1:50.

Fig. 225ᵇ

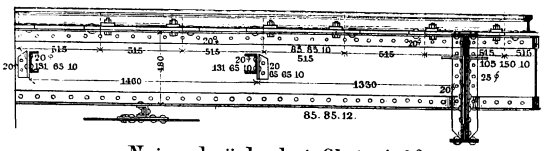
Längenschnitt des Schalldecken-Trägers.



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 216.



Neissebrücke bei Glatz 1:40.
(Niederschlesisch-Märkische Eisenbahn)

Fig. 216 a.

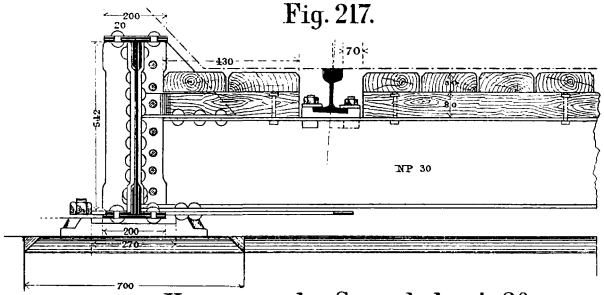


Fig. 216 b.



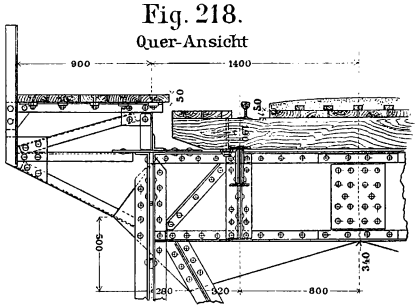
Querträger

Fig. 217.



Hannoversche Staatsbahn 1:20.

Fig. 218.
Quer-Ansicht



Bayerische Staatsbahn 1:40.

Fig. 219. 1:60.

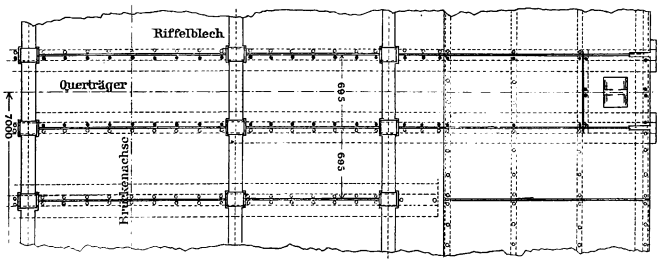
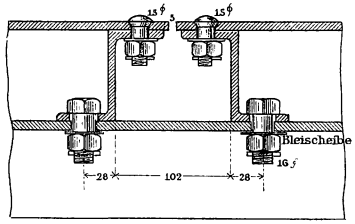
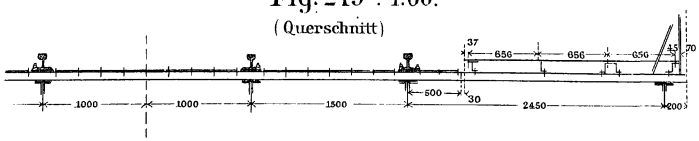


Fig. 219 b. 1:5,6.



Querschwelle

Fig. 219 a. 1:60.
(Querschnitt)

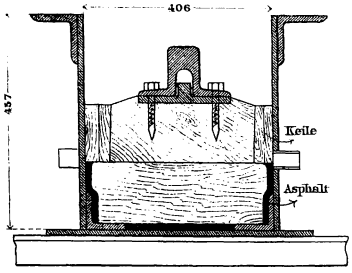


Neue Weichselbrücke bei Dirschau 1:60 und 1:5,6.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

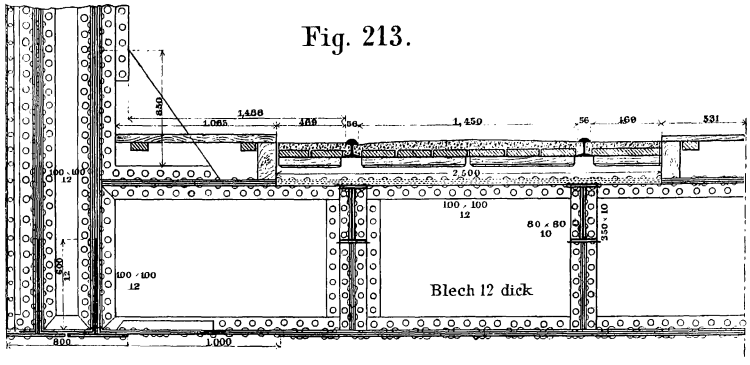
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 212.



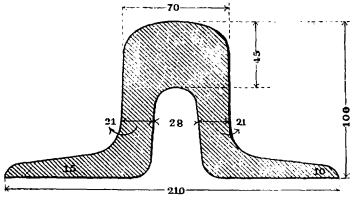
Forthbrücke. Lagerung der Fahrschienen 1:14.

Fig. 213.



Thalübergang von Liane 1:40.

Fig. 212a.



Fahrschiene 1:4.

Fig. 213a.

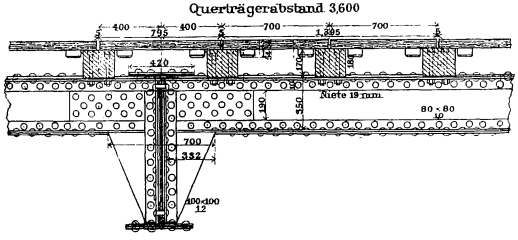
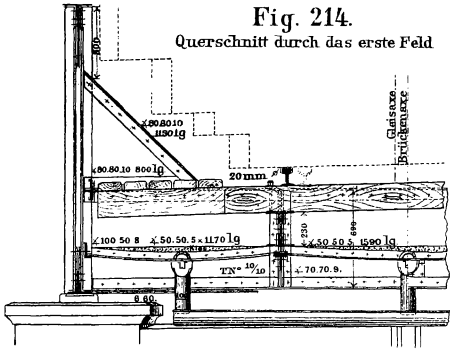


Fig. 214.
Querschnitt durch das erste Feld



Unterführung der Düsternstrasse
(Bahnhof Bremen) 1:50.

Fig. 214a.

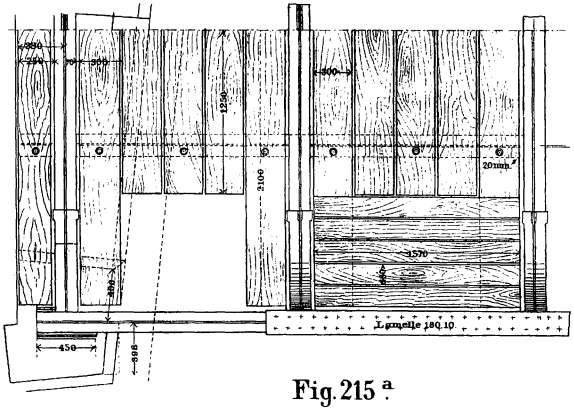
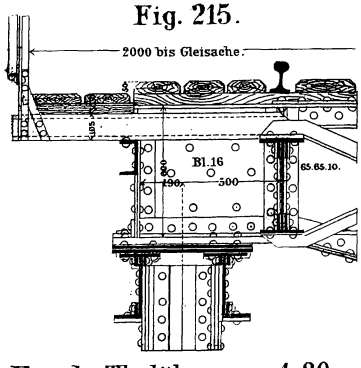
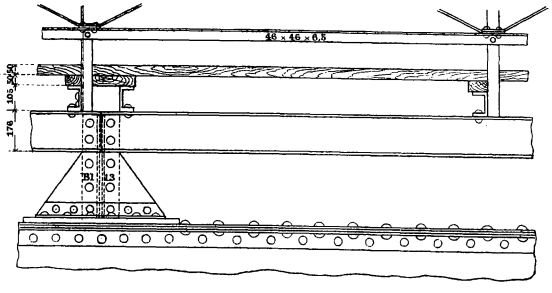


Fig. 215.



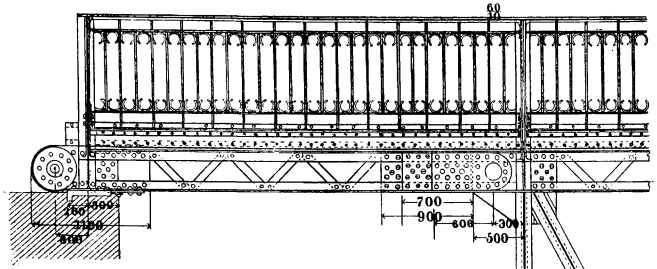
Frieda-Thalübergang 1:30.

Fig. 215a.
Geländer



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.
Lith. Anst. Julius Klinkhardt Leipzig.

Fig. 208. 1:60.



Bogenbrücke über die Noce Schlucht
1:60. und 1:25.

Fig. 208ª 1:60

Querschnitt am Auflager.

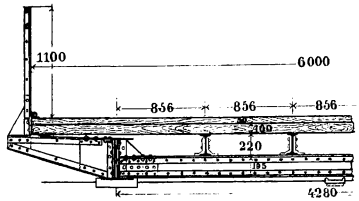


Fig. 208ᵇ 1:25

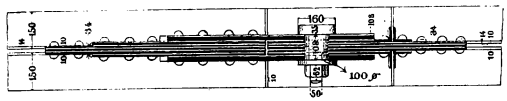


Fig. 211ª

Querschnitt E-F von Zwang-Schiene und Stuhl. 1:7,5.

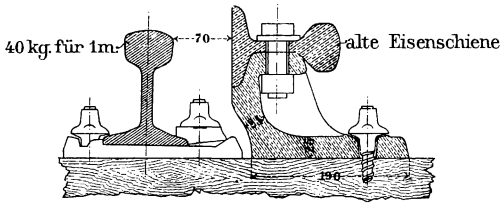
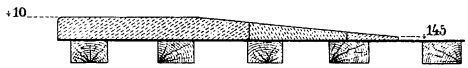


Fig. 211ᵇ

Längenschnitt nach A-B. 1:45.



Eingleisungsvorrichtung der Niederländischen Staatsbahn.

Fig. 211. Grundriss 1:45.

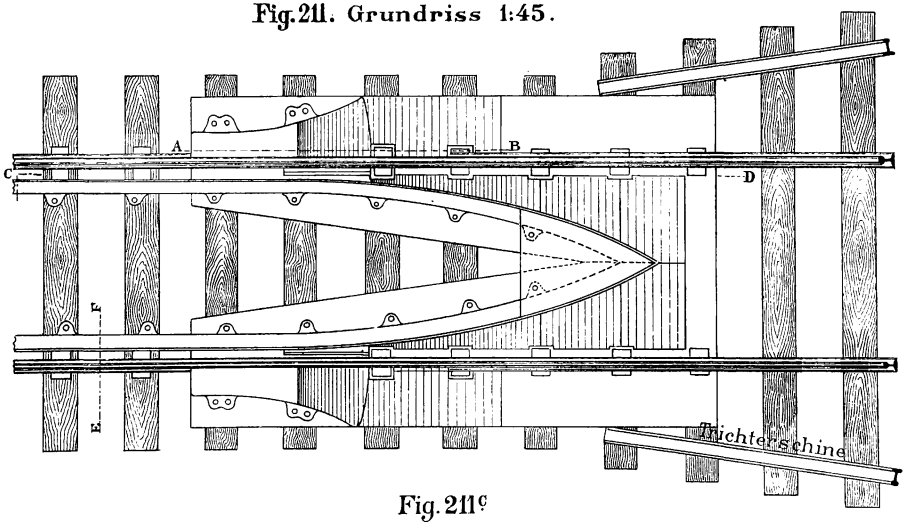
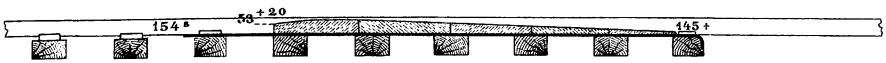


Fig. 211ᶜ

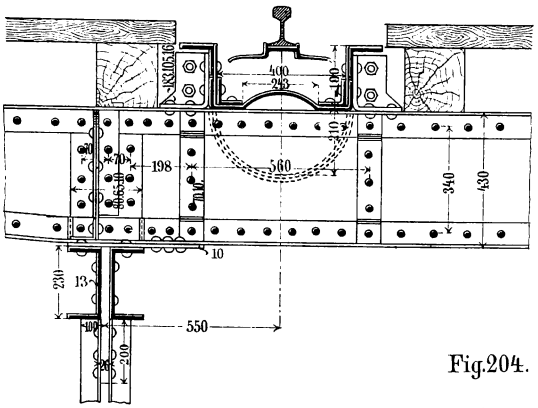
Längenschnitt nach CD. 1:45.



Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

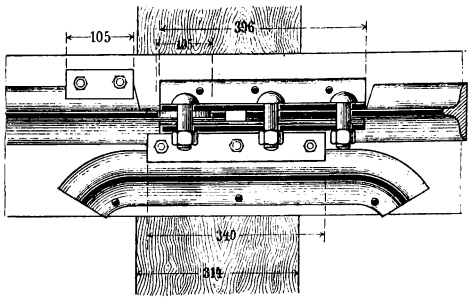
Fig. 200.



Berliner Stadtbahn. 1:20.

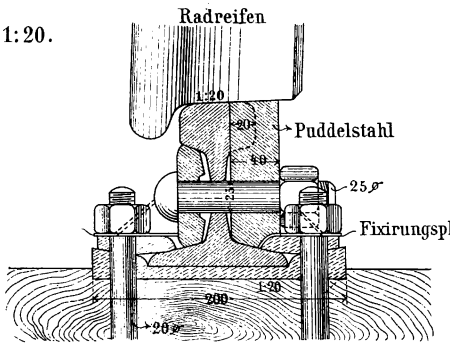
Fig. 203.

Horizontalschnitt.



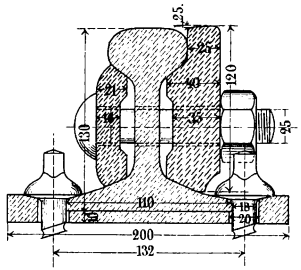
Elbbrücke bei Dömitz. 1:12.

Fig. 204.



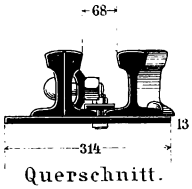
Fuldabrücke bei Malsfeld. 1:5.

Fig. 205.



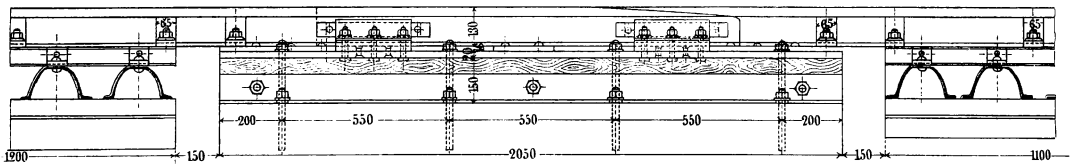
Thalübergang zu Lengenfeld. 1:5.

Fig. 203a.



Querschnitt.

Fig. 207.

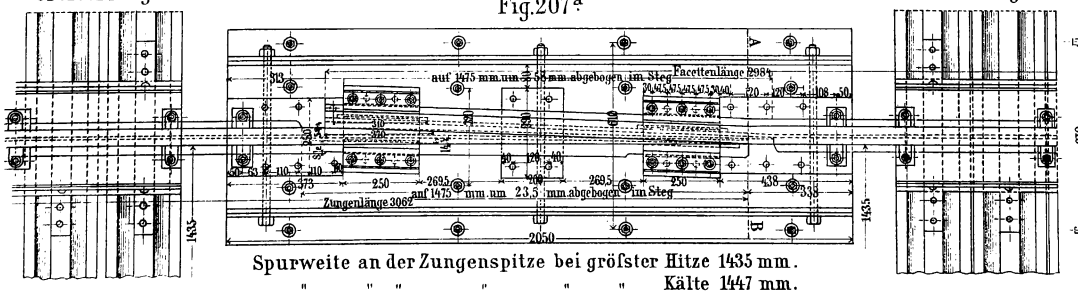


Grofser Träger.

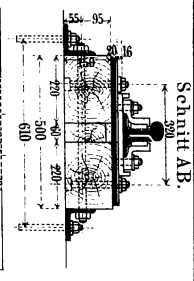
Fig. 207b.

Kleiner Träger.

Fig. 207a



Spurweite an der Zungenspitze bei grösster Hitze 1435 mm.
" " " " " " Kälte 1447 mm.



Schnitt AB.

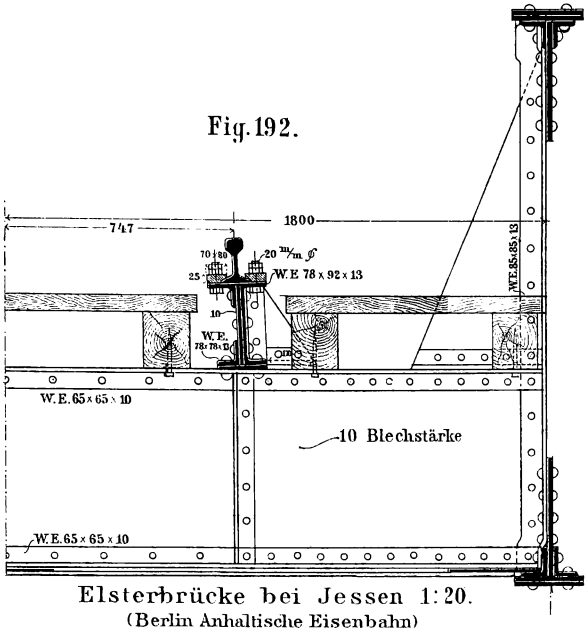
Thalübergang in Weida. 1:20.

Schienenauszug auf Pfeiler V.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

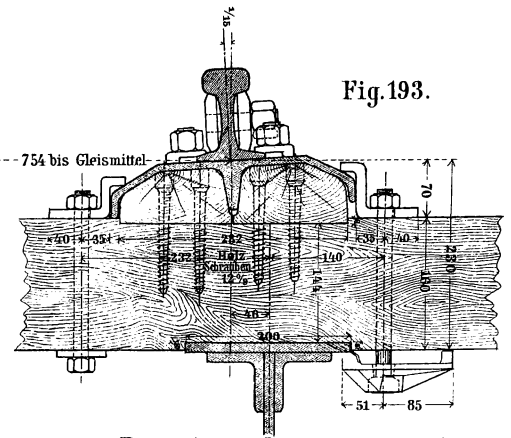
Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 192.



Elsterbrücke bei Jessen 1:20.
(Berlin Anhaltische Eisenbahn)

Fig. 193.



Bayerische Staatsbahn. 1:7,5.

Fig. 193 a.

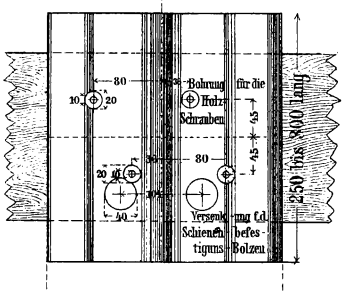
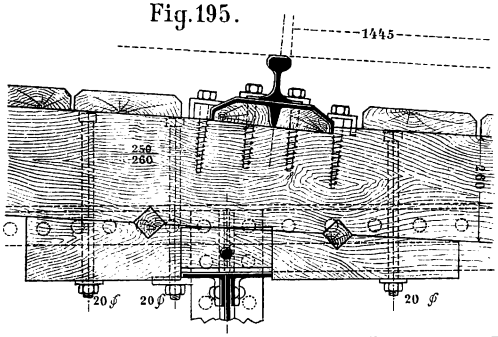
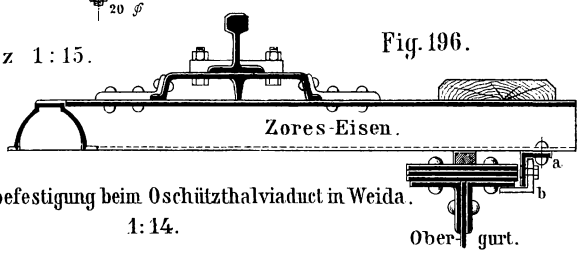


Fig. 195.



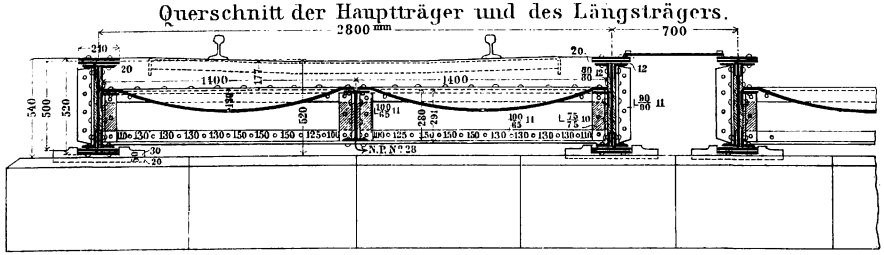
Berlin-Koblenz 1:15.

Fig. 196.



Zoreseisenbefestigung beim Oschützthalviaduct in Weida.
1:14.

Fig 197
Querschnitt der Hauptträger und des Längsträgers.



Badische Odenwaldbahn 1:33⅓.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 183.

Jtalienische Eisenbahnen 1:25.

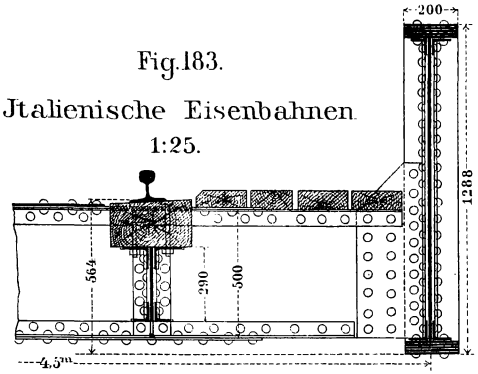


Fig. 184.

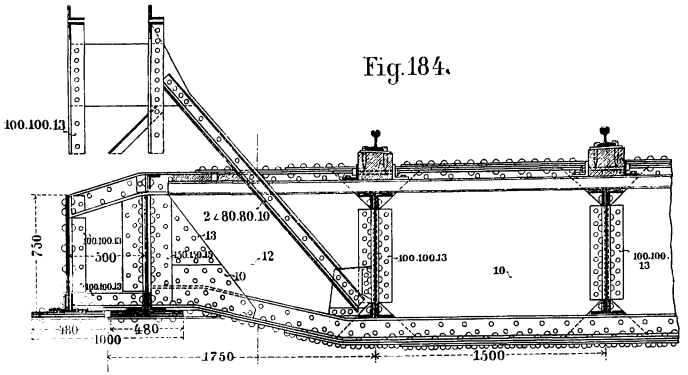


Fig. 184a.

Neue Elbbrücke bei Riesa, 1:25.

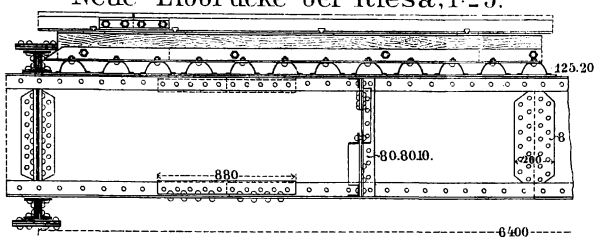


Fig. 185.

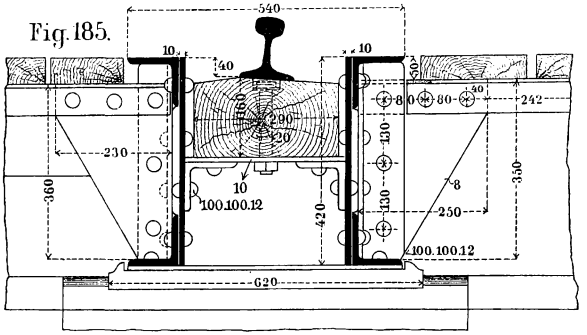
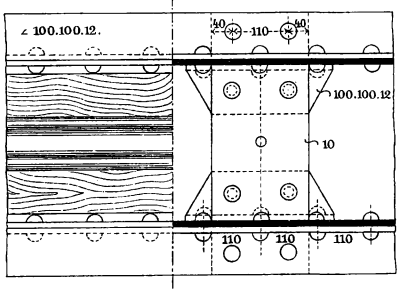


Fig. 185a.



Brücke von 4 m lichter Weite der Bauunternehmung v. Schwarz. 1:12,5.

Fig. 187.

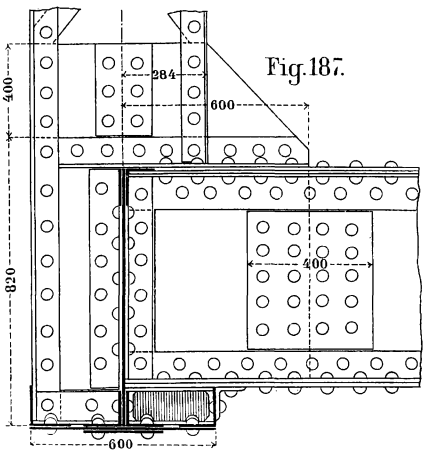


Fig. 187a.

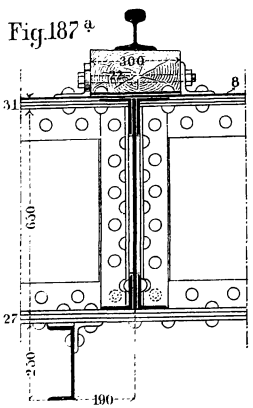


Fig. 187c.

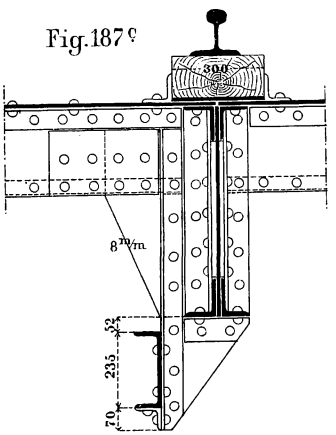
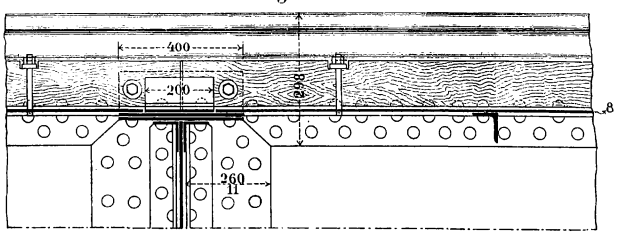


Fig. 187b.



Thalübergang von Souleuvre. 1:20.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 179.

Längenschnitt durch die Mitte.

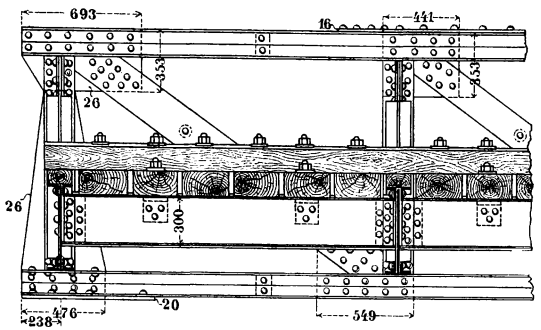
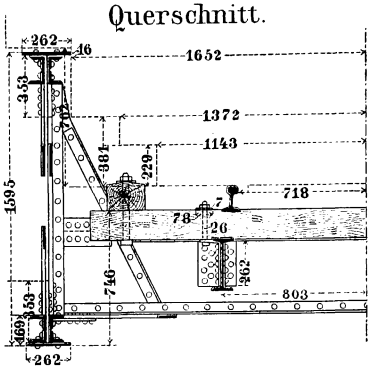


Fig. 179 a.

Querschnitt.



Sieberbrücke (Südharzbahn Herzberg-Osterode.) 1:36.

Fig. 180.

Querschnitt.

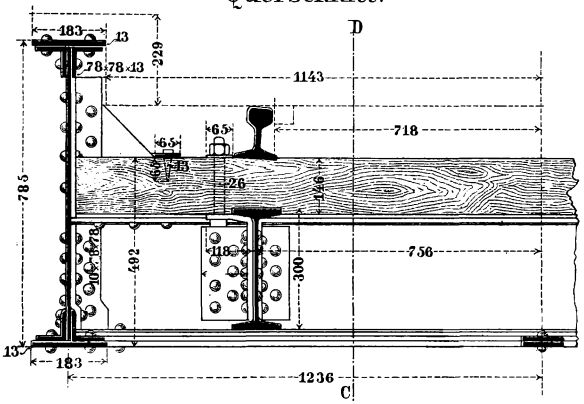
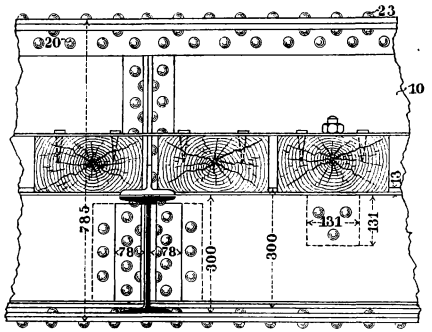


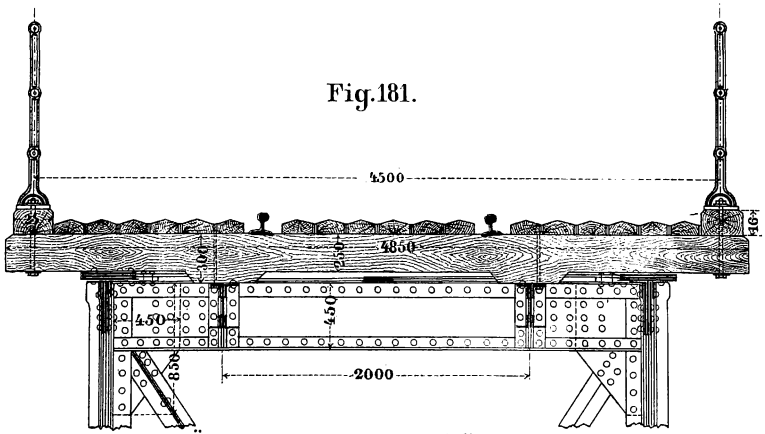
Fig. 180 a.

Längenschnitt nach C-D.



Wegunterführung (Scharzfeld-Nüxey.) 1:16.

Fig. 181.

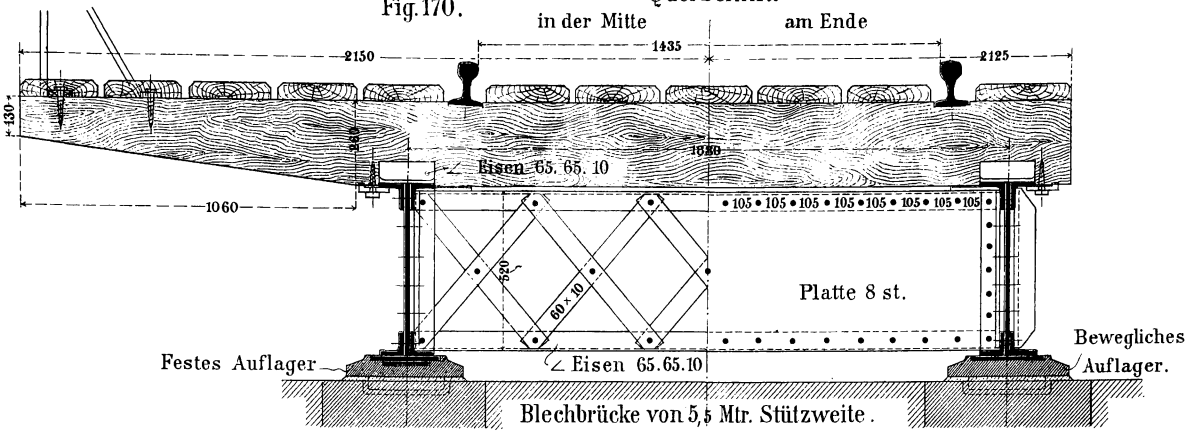


Österreichische Südbahn. 1:40.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 170. Querschnitt



Blechbrücke von 5,5 Mtr. Stützweite.
(Königl. preuss. Ostbahn.) 1:20.

Fig. 173.

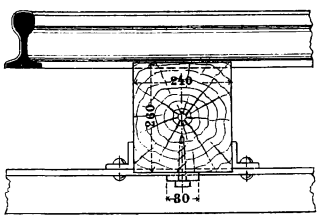
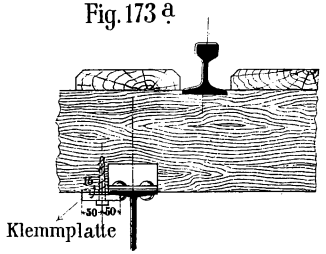
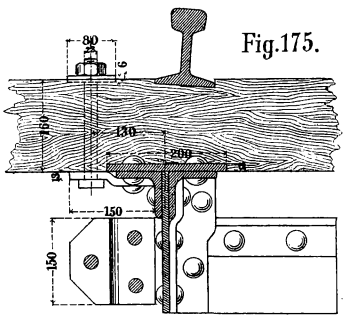


Fig. 173 a.



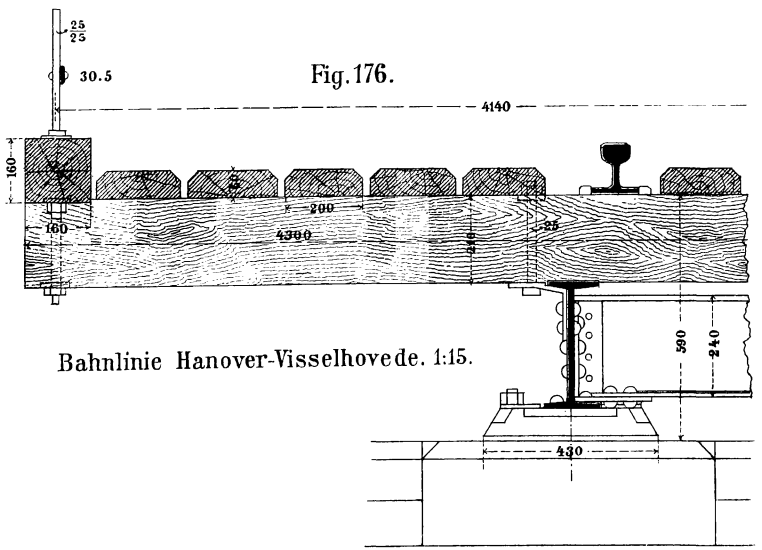
Königl. preuss. Ostbahn. 1:15.

Fig. 175.



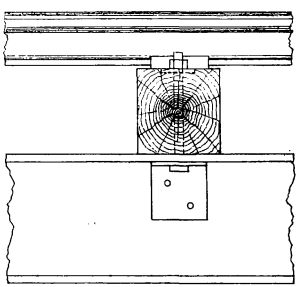
Venlo Hamburger Bahn. 1:10.

Fig. 176.



Bahnlinie Hanover-Visselhovede. 1:15.

Fig. 176 a.



Lith. Anst. Julius Klinkhardt Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

INHALT DER ERSTEN UND ZWEITEN LIEFERUNG.

Erstes Kapitel.

Hauptbestandteile, allgemeine Einteilung und Anordnung der eisernen Brücken.

Seite

§. 1. Hauptbestandteile der eisernen Brücken 1
§. 2. Allgemeine Einteilung der eisernen Brücken 2
§. 3. Konstruktionshöhe, lichte Weite und Stützweite eines Überbaues 5
§. 4. Anzahl der Hauptträger 7
§. 5. Querprofil der eisernen Brücken 8

Zweites Kapitel.

Material, Erhaltung und zulässige Beanspruchung der eisernen Brücken.

§. 6. Wahl des Eisenmateriales 15
§. 7. Qualität des Eisens 17
§. 8. Erhaltung der eisernen Brücken 29
§. 9. Zulässige Beanspruchung der Konstruktionsteile einer eisernen Brücke 31
§. 10. Dimensionen der auf Zerknicken beanspruchten Stäbe 38

Drittes Kapitel.

Vernietung und Verschraubung.

Erster Abschnitt. **Die Vernietung.**

§. 11. Form und Abmessungen der Niete 42
§. 12. Herstellung der Löcher für die Nietbolzen 44
§. 13. Ausführung der Vernietung 47
§. 14. Abscherungsfestigkeit und Reibung der Niete 53
§. 15. Heftniete und Kraftniete 54
§. 16. Abstand der Kraftniete vom Rande der vernieteten Teile 56
§. 17. Vernietung zweier Konstruktionsteile, welche sich auf eine bestimmte Länge überdecken . . . 57
§. 18. Verlaschung von Blechen, Flachstäben und Winkeleisen 60
§. 19. Beanspruchung von Stäben bei unsymmetrischem Nietanschluss 63

Zweiter Abschnitt. **Die Verschraubung.**

§. 20. Anwendung der Schrauben anstatt der Niete bei Brückenteilen 66
§. 21. Dimensionen der Schrauben 66

Viertes Kapitel.

Die Querschnitte der Gurtungen und Wandglieder der Träger.

§. 22. Allgemeines über die Anordnung der Querschnitte 73
§. 23. Gurtquerschnitte für Zugkräfte 74
§. 24. Gurtquerschnitte für Zug- und Druckkräfte 77
§. 25. Gurtquerschnitte für Druckkräfte 83
§. 26. Querschnitte für gezogene Gitterstäbe 85
§. 27. Querschnitte für gezogene und gedrückte Gitterstäbe 85
§. 28. Querschnitte für gedrückte Gitterstäbe 87

Fünftes Kapitel.

Die Lager der Balkenbrücken.

Seite

§. 29. Zweck und Einteilung der Lager 89
§. 30. Verschiebung der Trägerenden infolge von Temperaturänderungen und Belastung des Trägers. Reibungswiderstand der Gleit- und Walzenlager 90
§. 31. Feste Flächenlager. Gleit-Flächenlager 94
§. 32. Abmessungen der Flächenlager 97
§. 33. Feste Kipplager. Gleitkipplager 99
§. 34. Abmessungen der festen und der Gleit-Zapfenkipplager 101
§. 35. Abmessungen des Tangentialgelenkes 103
§. 36. Walzenlager 108
§. 37. Abmessungen der Walzenlager 111
§. 38. Breite und erforderliche Anzahl der Flachwalzen 115
§. 39. Schiebe-Rollenlager 118
§. 40. Gemeinsame Lager für getrennte Hauptträger 121
§. 41. Keil- und Schraubenlager 122
§. 42. Lager mit Verankerung 123
§. 43. Stelzenlager 124
§. 44. Verteilung der festen und beweglichen Lager bei einer Brücke mit mehreren Öffnungen 128

Sechstes Kapitel.

Fahrbahn und Fufswege der eisernen Brücken.

Erster Abschnitt. **Gleis und Abdeckung der Eisenbahnbrücken. Schalldecken.**

§. 45. Querschwellen zur Unterstützung des Gleises 130
§. 46. Lagerung der Schienen auf hölzerne Langschwellen und eiserne Längsträger 137
§. 47. Auflagerung des eisernen Langschwellen-Oberbaues 142
§. 48. Lagerung des Gleises in einer Schotterbettung 143
§. 49. Der Schienenauszug 147
§. 50. Höhenausgleich des Gleises 151
§. 51. Sicherung der Züge gegen Entgleisen, Durchbrechen und Verlassen der Fahrbahn. Eingleisungsvorrichtungen 152
§. 52. Abdeckung durch Bohlen 157
§. 53. Abdeckung durch Eisen 159
§. 54. Schalldecken 162

Zweiter Abschnitt. **Die Brückendecke (Fahrbahndecke) der Strafsenbrücken.**

§. 55. Der einfache und doppelte Bohlenbelag. Spurplatten für den Wagenverkehr 163
§. 56. Steinschlag, Teer- und Asphaltbeton 168
§. 57. Pflaster aus natürlichen und künstlichen Steinen. Asphaltpflaster 172
§. 58. Holzpflaster 175

Dritter Abschnitt. **Die Brückentafel (Fahrbahntafel) der Eisenbahn- und Strafsenbrücken.**

§. 59. Der einfache und doppelte Bohlenbelag 177
§. 60. Buckelplatten 179
§. 61. Hänge- oder Muldenbleche. Blechgewölbe 192
§. 62. Wellblech und davon abgeleitete Formen 197
§. 63. Formeisen 209
§. 64. Platten aus Gufseisen oder Stein 218
§. 65. Gewölbe aus Stein 224

Vierter Abschnitt. **Die Fufswege der Strafsenbrücken.**

§. 66. Allgemeines 227
§. 67. Die Brückendecke der Fufswege 228
§. 68. Die Brückentafel der Fufswege 230
§. 69. Entwässerung der Brückenbahn an erhöhten Fufswegen 231
§. 70. Das Geländer 233

DER BRÜCKENBAU.

EIN HANDBUCH

ZUM

GEBRAUCHE BEIM ENTWERFEN VON BRÜCKEN IN EISEN, HOLZ UND STEIN

SOWIE

BEIM UNTERRICHTE AN TECHNISCHEN LEHRANSTALTEN.

VON

E. HÄSELER,

Professor an der Herzogl. Technischen Hochschule in Braunschweig.

IN DREI TEILEN.

MIT VIELEN EINGEDRUCKTEN FIGUREN UND ANGEHEFTETEN FIGUREN-TAFELN.

ERSTER TEIL.

DIE EISERNEN BRÜCKEN.

DRITTE LIEFERUNG.

BRAUNSCHWEIG,

DRUCK UND VERLAG VON FRIEDRICH VIEWEG UND SOHN.

1897.

ANKÜNDIGUNG.

In der vorliegenden dritten Lieferung des Häselerschen Werkes über Brückenbau hat der Verfasser das Bahngerippe der eisernen Brücken eingehend behandelt. Es ist das Neueste auf diesem Gebiete in Wort und Bild zur Darstellung gelangt und namentlich auf die Berechnung des eisernen Tragwerkes der Fahrbahnen und Fufswege grofse Sorgfalt verwandt.

Bei der Aufstellung der Rechnungen war der Verfasser bemüht, die grundlegenden Annahmen so zu machen, dafs sie mit der Wirklichkeit möglichst gut übereinstimmen und dabei zu einfachen, für die praktische Anwendung leicht übersichtlichen Endergebnissen führen; auch sind dieselben zum besseren Verständnis an passenden Beispielen erläutert. Zur Belebung des Interesses hat der Verfasser letztere vielfach von neuerdings ausgeführten gröfseren Brücken hergenommen. Es dürfte sonach auch diese dritte Lieferung den ausführenden Ingenieuren, wie den Studierenden der Bautechnik ein willkommenes Hülfsmittel beim Entwerfen eiserner Brücken sein.

Mit der, voraussichtlich im nächsten Jahre erscheinenden vierten Lieferung wird der erste, die eisernen Brücken behandelnde Band des in Rede stehenden Werkes abgeschlossen werden. Die Lieferung wird enthalten: Die bauliche Anordnung der Hauptträger der Balken-, Bogen- und Hängebrücken, sowie die Versteifung der zugehörigen Brücken gegen Winddruck und seitliche, durch die Betriebslast veranlafste Schwankungen. Den Schluss wird eine Übersicht über die bekannteren Systeme der beweglichen Brücken bilden.

Braunschweig, im Februar 1897.

Friedrich Vieweg und Sohn.

Siebentes Kapitel.

Bahngerippe der eisernen Brücken.

I. Abschnitt.

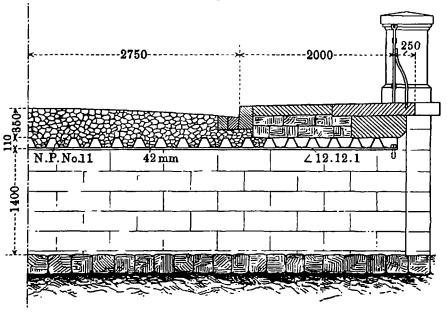
Fahrbahngerippe der Eisenbahn- und Straſsenbrücken.

§. 71.

Zweck und allgemeine Anordnung des Fahrbahngerippes.

Das Fahrbahngerippe hat den Zweck, das Eigengewicht und die Betriebslast der Fahrbahn in sich aufzunehmen und auf die Hauptträger zu übertragen. Wenn die Fahrbahn auf den Hauptträgern unmittelbar ruht (Taf. XVIII, Fig. 170 und 176), übernehmen letztere gleichzeitig die Aufgabe des Bahngerippes; es sind dann nur untergeordnete Querriegel nötig, um dem Überbau die nötige Quersteifigkeit zu verleihen, bezw. einzelne Teile der Brückentafel zu stützen. In allen anderen Fällen besteht das Bahngerippe, je nach den örtlichen Verhältnissen, aus einer Schar von Querträgern, deren Abstand der Tragfähigkeit der Fahrschienen (Taf. XXV, Fig. 217), bezw. der Brückentafel entspricht (Taf. XXXII, Fig. 275), oder aus einem Netze von Quer- und Längsträgern, welches entweder zwischen den Hauptträgern liegt (Taf. XIX, Fig. 179, 180, 181; Taf. XXIV, Fig. 213) oder unter Vermittelung von Ständern auf letzteren ruht, oder endlich an den Hauptträgern aufgehängt ist (Taf. XXX, Fig. 249). Die Fahrbahnlängsträger nennt man auch Zwischenträger, Zwischenlängsträger und Längsträger zweiter Ordnung, ferner Schwellenträger, wenn sie die Schwellen des Eisenbahngleises, Belagträger, wenn sie die Brückentafel tragen.

Fig. 326.



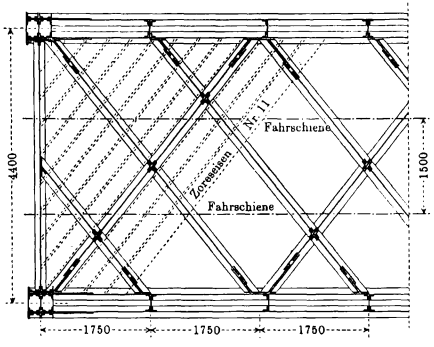
Waabebrücke bei Gliesmarode (Braunschweig) von 1,9 m lichter Weite. 1 : 80.

Bei Brücken kleiner Spannweite hat man auch die freie Öffnung vermittelst der aus Wellblech, Zores- oder Trogeisen gebildeten Brückentafel ohne Zuhülfenahme von Haupt- und Zwischenträgern überdeckt und so einen Überbau geschaffen, dessen einziges Tragwerk die Brückentafel ist (Fig. 326).

Die Lage der Quer- und Zwischenträger zur Längenachse der Brücke anlangend, so ordnet man bei geraden Brücken die Querträger gewöhnlich rechtwinklig zu jener Achse an

und die Zwischenträger parallel dazu. Abweichend hiervon hat Köpke die Querträger nach einem mehrfachen Netzwerke zusammengefügt, dessen Maschenweite der Tragfähigkeit des Zoreseisenbelages entspricht, auf welchem das Eisenbahngleis ruht (Fig. 327). Diese Bauweise hat den Vorteil, dafs sie der Brücke eine grofse Quersteifigkeit giebt und gleichzeitig einen besonderen Windstrebenverband entbehrlich macht. Die Ausführung ist indessen eine schwierige, indem sich die verschiedenen Querträger durchdringen und unter Winkeln gegen die Gurtungen der Hauptträger treten, welche vom Rechten abweichen; auch bietet die Berechnung der Querträger mancherlei Schwierigkeiten, indem sich dieselben bei der Durchbiegung gegenseitig beeinflussen.

Fig. 327.



Elbbrücke bei Niederwartha. 1 : 100.

Bei schiefen Brücken sucht man die rechtwinklige Lage der Querträger zur Längenachse des Überbaues möglichst beizubehalten und weicht hiervon nur dann ab, wenn es die besonderen Umstände erfordern (vergl. §. 83).

§. 72.

Form der Zwischenlängsträger.

Gewöhnlich verwendet man zu den Zwischenlängsträgern Formeisen oder genietete Blechbalkenträger, seltener gegliederte Träger. Auf die Wahl des Querschnittes sind hauptsächlich von Einfluſs: das erforderliche Widerstandsmoment, die zur Verfügung stehende Bauhöhe, die Art der Brückentafel und die Auflagerung des Trägers an den Querträgern. Von den Formeisen kommen in Betracht:

1. Breitfüfsige ⊥-Eisen. Dieselben lassen sich leicht mit Buckelplatten u. s. w. vernieten (Taf. XXX, Fig. 243), sind aber zur Übertragung von Biegungsmomenten wegen ihrer ungünstigen Massenverteilung zur Biegungsachse wenig geeignet.

2. ⊐-Eisen. Zu Gunsten dieser Eisen spricht aufser ihrem verhältnismäfsig hohen Wirkungsgrade — d. i. Widerstandsmoment des Querschnittes, geteilt durch die Querschnittsfläche — die Möglichkeit der bequemen Verschraubung oder Vernietung des Flantsches mit der Brückentafel, selbst bei kleineren Profilen (Taf. XXVI, Fig. 224; Taf. XXVII, Fig. 228, 230, 231; Taf. XXIX, Fig. 240).

3. I-Eisen. Wegen der günstigen Massenverteilung in Bezug auf die rechtwinklig zum Stege stehende Schwerachse haben die I-Eisen einen sehr günstigen Wirkungsgrad, namentlich bei gröfseren Höhen. Letzterer wächst z. B. bei den deutschen Normalprofilen Nr. 8 bis Nr. 50 von 3,3 bis auf 9,7. Die Widerstandsmomente dieser Profile, bezogen auf die senkrecht zum Stege stehende Schwerachse bewegen sich zwischen den Werten 19,6 und 2770 in cm^3, genügen also den verschiedensten Ansprüchen auf Tragfähigkeit.

Hierbei ist zu bemerken, dafs es ratsam erscheint, die zulässige Inanspruchnahme der I-Eisen mit wachsender Höhe abnehmen zu lassen; denn einerseits erleidet der höhere Träger

bei der Fabrikation infolge seiner gröfseren Flantschbreite stärkere Zwängungen des Eisens, anderseits wird derselbe unter der Walze nicht so stark gedichtet wie der niedrigere.

Bezeichnet h die Höhe des I-Eisens in Zentimetern; s' die für dasfelbe bei dieser Höhe für die Quadrateinheit zulässige Inanspruchnahme; s die unter sonst gleichen Umständen für Flacheisen zulässige Inanspruchnahme, so kann man erfahrungsgemäfs etwa setzen:

$$176 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad s' = \left(1 - \frac{h}{200}\right) s,$$

also bei $h = 30, 35, 40, 50\,\text{cm}$, $\frac{s'}{s} = 0{,}85,\ 0{,}83,\ 0{,}80,\ 0{,}75$. Dieselben Werte können für ⊏ und ⌐-Eisen genommen werden.

Nietlöcher in den Flantschen schwächen die Tragfähigkeit, insbesondere der höheren I-Eisen ziemlich erheblich. Man hat deshalb da, wo es angeht, mit dem Stege derselben Winkeleisen oder gebogene Blechstreifen verbunden und an diese die Bauteile angeschlossen (Taf. XVIII, Fig. 176).

Zur Verstärkung der Tragfähigkeit der höheren I-Eisen hat man auf die Flantschen derselben Platten genietet. Solche Träger stehen jedoch den aus Winkel- und Flacheisen zusammengenieteten im allgemeinen nach, weil die Stege und besonders die Flantschen derselben dicker sind als die entsprechenden Teile der zusammengenieteten Träger; es tritt daher bei den I-Eisen durch die Nietlöcher eine gröfsere Verschwächung ein und ist das Eisen in den Stegen nicht so günstig verwandt wie bei den anderen Trägern. Es beträgt z. B. bei den nachfolgenden I-Eisen deutschen Normalprofils:

I-Eisen	Nr. 28	30	34	36	38	40	45	50
Stegdicke in Millimetern	10,1	10,8	12,2	13,0	13,7	14,4	16,2	18,0
Mittlere Flantschdicke in Millimetern	15,2	16,2	18,3	19,5	20,5	21,6	24,3	27,0

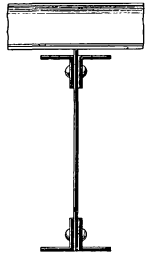
während die üblichen Winkel- und Flacheisen nur Dicken von 10 bis 12 mm haben. Weiter spricht gegen die verstärkten I-Eisen, dafs die höheren derselben, wie vorhin bemerkt, mit nicht unerheblichen inneren Spannungen behaftet sind und daher nicht so stark beansprucht werden dürfen als die zusammengenieteten Träger.

4. Blechträger. In der Regel werden dieselben in der Form von I-Trägern, seltener als ⊐ oder ⅂-Träger ausgeführt. Letztere Anordnungen finden sich hauptsächlich an den seitlichen Abschlüssen der Fahrbahnen von Wegebrücken (Taf. XXIX, Fig. 241; Taf. XXXII, Fig. 274), sowie in den Fällen, in welchen bei kleinerem Widerstandsmomente des Querschnittes eine gröfsere Wandhöhe zum Anschlufs der Längsträger an die Querträger erforderlich ist.

Fig. 328.



Fig. 329.



Wenn der Blechträger nur Winkeleisen als Gurtungen hat, ist Gewicht darauf zu legen, dafs die auf den Träger übertragenen Lasten kein Bestreben haben, die Winkeleisen von der Wand abzubiegen. Die Lasten müssen daher entweder durch schmale Leisten, Fig. 328, bezw. durch die um einige Millimeter über die Gurtungswinkeleisen hervortretende Blechwand, Fig. 329, so geleitet werden, dafs sie nur auf die Mittellinie der Gurtung wirken können, oder man nietet oben auf die Winkeleisen einzelne Flacheisenstücke oder durch-

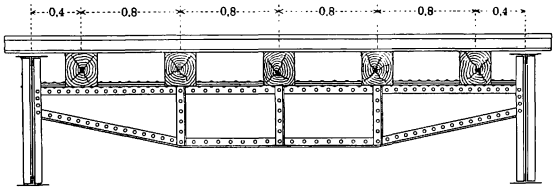
gehende Platten, welche Anordnung für weit- bezw. engliegende hölzerne Querschwellen angezeigt ist (vergl. S. 133 und 134).

Wenn die Gurtungen des Blechträgers aus Winkeleisen und Platten bestehen, wird man letztere nur soweit beibehalten, als es der Tragfähigkeit entspricht; eine Ausnahme hiervon macht die unmittelbar auf dem Winkeleisen der oberen Gürtung liegende Platte, welche man bei engliegenden Querschwellen über den ganzen Träger führen wird.

Die Höhe des Blechträgers ist, wenn nicht beschränkende Umstände vorliegen, so zu bemessen, dafs der Stoffaufwand ein Kleinstwert wird. Bei Zwischenträgern ohne Gurtungsplatten führt diese Regel zur Verminderung der Wandhöhe von der Mitte des Trägers ab nach den Enden zu bis auf das für den Anschlufs an den Querträger erforderliche Mafs (Fig. 330).

Gegen Verwinden und Einknicken ist die Wand des Blechträgers durch Aussteifung mit Hülfe von Winkel- oder ⊤-Eisen zu sichern. Die genannten Eisen müssen über die an der Wand liegenden Schenkel der Gurtungswinkeleisen greifen und daher entweder gekröpft oder mit Futterstücken versehen werden. Letztere Art der Ausführung ist im allgemeinen vorzuziehen, da mit dem Kröpfen folgende Nachteile verbunden sind:

Fig. 330.

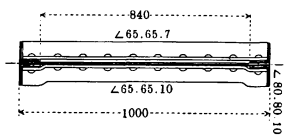


a) Die Kröpfung läfst sich nicht so genau ausführen, dafs nicht an der Kröpfungsstelle zwischen dem Gurtungs- und Aussteifungseisen ein enger hohler Raum verbliebe. Dieser Hohlraum kann nicht in Anstrich erhalten werden und giebt daher zur Rostbildung Veranlassung.

b) Das gekröpfte Winkel- oder ⊤-Eisen liegt meistens nicht in voller Länge fest an, sondern nur an der Wand oder nur an den Gurtungswinkeleisen; infolgedessen federt dasselbe beim Vernieten und es lockern sich leicht die beiden Niete, zwischen denen der Kropf liegt.

c) Das Kröpfen kommt bei Trägern von der Höhe der Zwischenträger im allgemeinen teurer als die Ausführung mit Futterstück, zumal der Querschnitt des auf dem Futterstücke liegenden Aussteifungseisens kleiner genommen werden kann als der des gekröpften; denn es ist nur erforderlich, dafs das Trägheitsmoment des Aussteifungseisens nebst Futterstück, bezogen auf die wagerechte Mittellinie der Blechwand, gleich ist dem Trägheitsmomente des gekröpften Winkeleisens, bezogen auf dieselbe Achse.

Fig. 331.



Nach Angaben einer Dampfkesselfabrik in Braunschweig betragen die hier in Vergleich zu ziehenden Kosten für einen Blechträger von 1 m Höhe und Gurtungswinkeleisen von 80 . 80 . 10 mm (Fig. 331), wenn man denselben durch gekröpfte Winkeleisen von 65 . 65 . 10 mm, bezw. durch Winkeleisen von 65 . 65 . 7 nebst Futterstück von 65 . 10 aussteift und Niete von 20 mm Durchmesser zum Befestigen wählt:

Gekröpftes Winkeleisen.	
Schmiedelohn für 2 Kröpfe, je 10 Pfg. . .	20 Pfg.
Kohlen dazu, je 5 Pfg.	10 „
Ablängen und Rundhauen der Enden, je 20 Pfg.	40 „
Anzeichnen von 10 Nietlöchern	8 „
Generalkosten zu 50 Proc. des Arbeitslohnes = 0,5 . 68 Pfg.	34 „
Summa	112 Pfg.

Winkeleisen mit Futterstück.	
Fräsen und Rundhauen der Enden des Winkeleisens, je 15 Pfg.	30 Pfg.
Anzeichnen von 10 Nietlöchern des Winkeleisens	4 „
Anzeichnen und Abschneiden des Futterstücks	4 „
Im Futterstück 8 Nietlöcher, je 20 mm Durchmesser, zu bohren, je 1 Pfg. . . .	8 „
Mehrkosten an Eisen für das Winkeleisen nebst Futterstück (0,98 . 6,7 + 0,84 . 5,06 − 0,98 . 9,34) 12	20 „
Mehrkosten für Nieteisen (0,17—0,12) 2,44 . 20	3 „
Generalkosten zu 50 Proc. des Arbeitslohnes = 0,5 . 46 Pfg.	23 „
Summa	92 Pfg.

Im vorliegenden Falle stellt sich also die Ausführung mit Futterstück um 20 Pfg. billiger als das Kröpfen und hat aufserdem den Vorzug der gröfseren Steifigkeit, indem das Trägheitsmoment des Futterstückes nebst Winkeleisen, bezogen auf die Mittellinie der Blechwand = 140 in cm^4, das des gekröpften Winkeleisens aber nur 120 in cm^4 ist. Würde man das Futterstück mit einem Winkeleisen von 65 . 65 . 8 mm versehen, so ergäbe sich gegenüber dem Kröpfen eine Ersparnis von 9 Pfg., bei Verwendung eines Winkeleisens von 65 . 65 . 10 mm jedoch ein Mehraufwand von 12 Pfg.

Für Träger, deren Höhe geringer als 1 m ist, stellen sich die hier in Vergleich zu ziehenden Kosten günstiger für das Futterstück nebst Winkeleisen, indem der Arbeitslohn etwa ebenso grofs bleibt, wie im Vorstehenden angegeben, die Kosten für das Futterstück dagegen entsprechend der Trägerhöhe abnehmen. Bei 0,8 m Trägerhöhe und Verwendung derselben Winkeleisen in beiden Fällen werden die in Rede stehenden Kosten einander gleich; da nun die Zwischenträger selten eine gröfsere Höhe als 0,6 m haben, so ist für diese die Anordnung eines Futterstückes unter dem Aussteifungswinkeleisen dem Kröpfen unbedingt vorzuziehen.

Die Aussteifungswinkel bringt man bei weitliegenden Querschwellen des Eisenbahngleises zweckmäfsig unter jeder Schwelle an mit Ausnahme derjenigen nahe den Querträgern, Fig. 330; bei engliegenden Querschwellen oder unter Langschwellen dagegen in Entfernungen von 1 bis 1,5 m. Jene Winkel wegzulassen und nur auf die Steifigkeit der Blechwand zu rechnen, empfiehlt sich nicht, da die Erfahrung gezeigt hat, dafs der Raddruck von der Querschwelle oft nur auf ein bis drei der Niete übertragen wird, welche gerade unter der Schwelle die Wand mit den Gurtungswinkeleisen verbinden. Infolge dieser grofsen Einzeldrücke faltet sich die Wand unter den genannten Nietbolzen um ein Geringes und veranlafst dadurch die Gurtungswinkel, sich so weit durchzubiegen, bis die benachbarten Niete mit übertragen. Im Laufe der Zeit geben auch letztere nach, bis sich der Raddruck auf eine genügend grofse Zahl von Nieten verteilt.

Nach Angaben von Fuchs im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Jahrg. 1888, S. 199, konnte man diese Erscheinung in grofser Deutlichkeit und in verschiedenen Stufen der Entwickelung an den Querträgern der Kölner Eisenbahnbrücke über den Rhein beobachten, bei welchen sich zuweilen die erwähnten Verbiegungen auf Strecken bis zu 1,5 m erstreckten.

An gewalzten I-Trägern hat man, auch bei dem Fehlen der Aussteifungen, die im Vorstehenden geschilderten Verbiegungen nicht beobachtet; es genügen also die üblichen Stegdicken, um das Falten der Trägerwand unter den in Frage kommenden Einzeldrücken zu verhindern. Bei den deutschen Normalprofilen beträgt die Stegdicke d für Trägerhöhen h in Millimetern, bis zur Höhe $h = 250$ mm, $d = 1{,}5$ mm $+ 0{,}03\,h$; für $h > 250$ mm: $d = 0{,}036\,h$.

Den Preis der genieteten I-Träger anlangend, so stellt sich derselbe zur Zeit für Flufseisen auf etwa 260 Mk. für je 1000 kg des Gewichtes, während ein fertig bearbeiteter gewalzter I-Träger 200 Mk. für je 1000 kg im Mittel kostet. Die Preise beider Träger verhalten sich mithin etwa wie 1,3 : 1.

5. Gegliederte Träger. Dieselben sind nur ausnahmsweise zu Zwischenträgern verwandt, indem sie sich bei ihrer geringen Stützweite im Preise meistens höher stellen als Blechträger; auch sind sie schwieriger zu unterhalten als letztere Träger. Ordnet man die gegliederten Träger unter weitliegenden Querschwellen an, so empfiehlt es sich, die Knotenpunkte der oberen Gurtung des Trägers mit den Stützpunkten der Querschwellen zusammenfallen zu lassen.

6. Trogförmige Träger. Man hat den Zwischenträgern auch die Form von Trögen gegeben, um Züge, welche auf der Brücke entgleisen, am Verlassen der Fahrbahn zu verhindern. Auf der Forthbrücke (vergl. S. 156, Taf. XXIV, Fig. 212) überragen die Seitenwandungen dieser Tröge die Schienenoberkante um 45 mm, während auf der Brücke über den Salado bei Santa Fé die Schienenunterkante in gleicher Höhe mit der Oberkante der Tröge liegt (Taf. XXXVIII, Fig. 332). Die Fahrschiene ruht hier auf einer hölzernen Langschwelle, welche durch senkrechte Schraubenbolzen mit der Bodenplatte des aus drei gleichen ⊐-Eisen gebildeten Troges verbunden ist. Gegen Umkanten werden die Tröge durch entsprechend gebogene ⊤-Eisen gesichert, welche mit den Seitenwandungen derselben und mit den oberen Gurtungen der Querträger vernietet sind. Bei einer Entgleisung auf der Brücke ist darauf gerechnet, dafs die Spurkränze der Räder in das Holz der Langschwellen eindringen und so innerhalb der beiden Tröge bleiben.

Ersetzt man die Bodenplatte der trogförmigen Träger durch einzelne Querverbindungen, so gehen dieselben in Zwillingsträger über.

§. 73.

Auflagerung und Befestigung der Zwischenlängsträger.

Je nachdem die zur Verfügung stehende Bauhöhe eine beschränkte oder unbeschränkte ist, lagert man die Schwellen- und Belagträger zwischen oder auf die Querträger. Die Befestigung der Zwischenträger ist wesentlich davon abhängig, ob dieselben getrennt oder durchgehend (kontinuierlich) angeordnet sind; ferner kommt in Betracht, ob man sie fest oder beweglich an die Querträger schliefst.

I. Auflagerung und Befestigung der getrennten Zwischenträger.

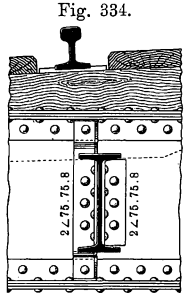
1. Getrennte Zwischenträger mit festem Anschluſs an die Querträger.

In der Regel stehen die getrennten Zwischenträger lotrecht, doch hat man sie auch, namentlich bei Straſsenbrücken, mit der Quere nach geneigter Fahrbahntafel, rechtwinklig zu letzterer angeordnet, um die Auflagerung zu vereinfachen (Taf. XXXVIII, Fig. 333). Zur Befestigung der Zwischenträger sind hauptsächlich die folgenden Bauweisen zur Ausführung gekommen:

a) Die Wand des Zwischenträgers ist unter Zuhülfenahme von Winkeleisen mit der Querträgerwand vernietet. Um die Anschluſswinkel möglichst wenig zu schwächen, versetzt man die Niete in den beiden Schenkeln gegeneinander.

Bei Eisenbahnbrücken hat man den Anschluſs gewöhnlich durch je zwei Winkeleisen bewirkt, welche die Wand des Zwischenträgers zwischen sich nehmen (Taf. XIX, Fig. 179 bis 181), bei Straſsenbrücken jedoch vielfach durch ein sich über die ganze Querträgerwand erstreckendes Winkeleisen und ein anderes von der Höhe des Zwischenträgers (Taf. XLI, Fig. 409) oder nur durch je ein Winkeleisen (Taf. XXVII, Fig. 228 bis 231). In beiden Fällen führt man die Anschluſswinkel zweckmäſsig über die senkrechten Schenkel der Gurtungswinkeleisen des Querträgers und vernietet sie mit denselben, um einerseits die Querträgerwand gehörig auszusteifen und anderseits verwindende Momente möglichst über den ganzen Querschnitt zu verteilen.

Fig. 334.



Schunterbrücke bei Braunschweig. 1 : 20.

Vor den Anschluſswinkeln schneidet man die Gurtungsplatten, bezw. -Winkeleisen des Zwischenträgers rechtwinklig oder unter 45° zur Längenachse ab. Die Gurtungswinkel kröpft man auch wohl über die entgegenstehenden Schenkel der Anschluſswinkeleisen, um die Festigkeit des Anschlusses zu erhöhen (Taf. XXVI, Fig. 224; Taf. XLVII, Fig. 472 und 473); jedoch sind mit der Kröpfung die auf S. 244 unter a) und b) angegebenen Nachteile verbunden. Zu demselben Zwecke hat man die obere und untere Gurtung des Zwischenträgers an jedem Ende mit einem Ausschnitte versehen, durch welchen das eine der Anschluſswinkeleisen hindurch tritt, während das andere nur zwischen den stehengebliebenen Teilen der beiden Gurtungen zur Ausführung gelangt (Fig. 334).

b) Die Befestigung des Zwischenträgers erfolgt, wie vorstehend angegeben, mit Hülfe von zwei Anschluſswinkeleisen und auſserdem noch durch Vernietung mit der oberen oder unteren Gurtung des Querträgers (Taf. XXIX, Fig. 241 und 241 a).

c) Der Zwischenträger ruht an jedem Ende auf einem wagerechten Winkeleisen oder einem Kragstücke, welches mit der Querträgerwand verbunden ist; zur weiteren Befestigung dienen zwei Anschluſswinkeleisen, wie unter a) angegeben (Fig. 297, S. 228).

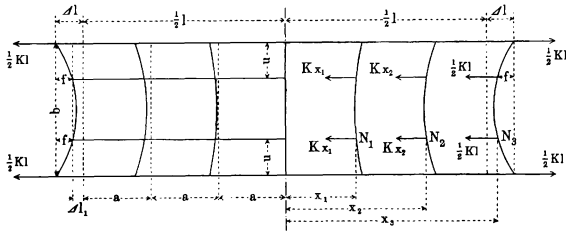
Der feste Anschluſs der getrennten Zwischenträger an die Querträger ist zwar einfach in der Ausführung und findet sich daher bei vielen Brücken, leidet aber an so schweren Mängeln, daſs er im allgemeinen nicht empfohlen werden kann.

Zunächst ist zu bedenken, daſs die an den Querträgern zusammentreffenden Zwischenträger, so lange die Anschluſsniete festsitzen, sich so verhalten, als bildeten sie einen durchgehenden Träger. Infolgedessen haben die oberen, in der Wand des Querträgers befindlichen

Anschlufsniete Zugspannungen zu übertragen, wodurch Lockerungen derselben, ja das Abspringen einzelner Nietköpfe herbeigeführt werden. Auch die Anschlufsniete in der Wand des Schwellenträgers verlieren im Laufe des Betriebes den festen Schlufs: zuerst wird stets das oberste Niet, sodann das unterste lose und in weiterer Folge das zweite Niet von oben, dann das zweite von unten und so fort*). Dieses Verhalten ist darin begründet, dafs man bei Berechnung der Nietzahl nur Rücksicht auf den gröfsten Auflagedruck des Schwellenträgers, nicht aber auf das gleichzeitig mit zu übertragende Stützenmoment nimmt. Durch letzteres werden auf die obersten und untersten Niete so starke Drücke übertragen, dafs Gleitungen in den Nietverbindungen und infolge davon Lockerungen unvermeidlich sind. Wenn diese genügend vorgeschritten, findet eine Übertragung des Momentes nur im geringen Grade oder gar nicht statt und es schleifen sich die Nietschäfte an den Berührungsstellen mit der Blechwand aus.

Ein weiterer Übelstand des festen Anschlusses der Zwischenlängsträger besteht darin dafs die Hauptträger des Überbaues die Querträger in höchst unvorteilhafter Weise beeinflussen, sofern letztere mit den Gurtungen der Hauptträger starr verbunden sind. Die durch Belastung des Überbaues hervorgerufenen Längenänderungen letzterer Gurtungen werden alsdann von den Querträgern in gewissem Grade auf die Zwischenträger übertragen und bewirken Längsdehnungen derselben, welche aber viel geringer sind, als die der Gurtungen. Infolge davon werden die Querträger seitlich ausgebogen, und zwar um so mehr, je weiter sie von der Mitte des Überbaues abliegen.

Fig. 335.



Für eine eingleisige Balkenbrücke, deren Hauptträger geradlinig verlaufende untere Gurtungen haben, an welche die Querträger des aus Quer- und Schwellenträgern bestehenden Bahngerippes fest angeschlossen sind, läfst sich die seitliche Ausbiegung der Endquerträger und die hierdurch in denselben erzeugte Zusatzspannung wie folgt berechnen: Es bezeichne (Fig. 335):

l, a die Stützweite, bezw. die Feldlänge der Hauptträger, in Zentimetern;

b die Stützweite der Querträger = dem Abstande der Hauptträger von Mitte zu Mitte, in Zentimetern;

u Abstand der Zwischenträger von der Längenachse der zunächst gelegenen unteren Gurtung der Hauptträger, in Zentimetern;

F_m, F' den mittleren Querschnitt des Zwischenträgers, bezw. der unteren Gurtung des Hauptträgers, in Quadratzentimetern;

J_m das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers, bezogen auf die senkrechte Schwerachse, in cm⁴;

J' das Trägheitsmoment des Querträgers an der Anschlufsstelle des Schwellenträgers, bezogen auf dieselbe Achse, in cm⁴;

*) Vergl. Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens 1888, S. 199. Fuchs, Die eisernen Balkenbrücken der Eisenbahnen im Betriebe, ihre Überwachung und deren Ergebnisse.

c die Gurtungsbreite des Endquerträgers an der Anschlufsstelle der Schwellenträger in Zentimetern;

f die wagerechte Ausbiegung der Enden des Endquerträgers, in Bezug auf letztere Anschlufsstelle, in Zentimetern;

s' die der Ausbiegung f entsprechende stärkste Biegungsspannung des Endquerträgers in Tonnen für 1 qcm;

s die Zugspannung der unteren Gurtung des Hauptträgers infolge des Eigengewichtes und der Betriebslast des Überbaues, in Tonnen für 1 qcm;

E die Elastizitätszahl des Eisens, in Tonnen für 1 qcm.

Man kann annehmen, dafs die auf die Querträger ausbiegend wirkenden Kräfte im geraden Verhältnis mit dem Abstande wachsen, welchen die einzelnen Querträger von der Mitte des Überbaues haben. Beträgt diese Kraft in 1 cm Abstand von der Mitte K Tonnen, so wirken demnach auf die Querträger in den Abständen $x_1, x_2 \cdots \frac{l}{2}$ die Kräfte $Kx_1, Kx_2 \cdots \frac{Kl}{2}$ und es erleidet jeder der beiden Endquerträger die wagerechte Ausbiegung:

$$f = \frac{Kl}{2} \frac{u^2 (3b - 4u)}{6 E J_m}$$

oder, wenn man den Ausdruck $\frac{u^2 (3b - 4u)}{6 J_m} = \beta$ setzt:

$$f = \beta \frac{Kl}{2E}.$$

Durch diese Ausbiegung wird im Endquerträger ein Biegungsmoment hervorgerufen, welches an der Anschlufsstelle N_3 der Längsträger die Gröfse $\frac{Kl}{2} u$ hat und hier an den Kanten der Querträgergurtung eine Biegungsspannung s' erzeugt, für welche gilt:

$$\frac{Kl}{2} u = \frac{2 s'}{c} J',$$

also

177 . . . . . $s' = \frac{1}{4} \frac{c u l}{J'} K.$

Die Kraft K berechnet sich aus den elastischen Längenänderungen, welche die unteren Gurtungen der Hauptträger und die Fahrbahnlängsträger bei voller Belastung des Überbaues zeigen. Bezeichnet man letztere Dehnungen für die Länge $\frac{l}{2}$ mit Δl, bezw. Δl_1, so ergiebt sich

$$f = \Delta l - \Delta l_1.$$

Der Ausdehnung der unteren Gurtung des Hauptträgers stemmen sich die an den Querträgerenden thätigen Kräfte Kx_1, Kx_2 u. s. w. entgegen, und bewirken daher eine Zusammendrückung der Gurtung von:

$$\frac{Kx_1^2}{FE} + \frac{Kx_2^2}{FE} + \cdots \frac{K\left(\frac{l}{2}\right)^2}{FE};$$

da nun diese Gurtung durch das Eigengewicht und die Betriebslast des Überbaues für die Länge $\frac{l}{2}$ die Dehnung $\frac{s}{E} \frac{l}{2}$ erfährt, so folgt:

$$\Delta l = \frac{s}{E} \frac{l}{2} - \frac{K}{FE} \left\{ x_1^2 + x_2^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2 \right\}.$$

Hat nun der Hauptträger eine gerade Zahl von Feldern $= 2n$, so ist $x_1 = a$; $x_2 = 2a, \ldots x_n = \frac{l}{2} = na$, mithin:

$$\frac{K}{FE}\left\{x_1^2 + x_2^2 + \cdots \left(\frac{l}{2}\right)^2\right\} = \frac{Ka^2}{FE}(1^2 + 2^2 + \cdots n^2) = \frac{Ka^2}{FE}\left(\frac{n}{6} + \frac{n^2}{2} + \frac{n^3}{3}\right).$$

Für letzteren Klammerausdruck läfst sich genau genug der Wert

$$\frac{n}{6}(1 + 1{,}4\,n)^2 = \frac{1}{12}\,\frac{l}{a}\left(1 + 0{,}7\,\frac{l}{a}\right)^2$$

setzen, daher:

$$\frac{K}{FE}\left\{x_1^2 + x_2^2 + \cdots \left(\frac{l}{2}\right)^2\right\} = \frac{Kal}{12\,FE}\left(1 + 0{,}7\,\frac{l}{a}\right)^2.$$

Vorstehende Gleichung kann mit genügender Genauigkeit auch auf Träger mit ungerader Felderzahl angewandt werden.

Die Zwischenlängsträger erleiden durch die in den Querträgeranschlüssen wirkenden Kräfte Kx_1, $Kx_2 \ldots K\frac{l}{2}$ eine Verlängerung, welche gemäfs der vorstehenden Gleichung

$$\Delta l_1 = \frac{Kal}{12\,F_m E}\left(1 + 0{,}7\,\frac{l}{a}\right)^2$$

beträgt. Hiernach hat man für die wagerechte Ausbiegung des Endquerträgers:

$$f = \frac{s}{E}\,\frac{l}{2} - \frac{Kal}{12\,E}\left(1 + 0{,}7\,\frac{l}{a}\right)^2\left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F_m}\right) = \beta\,\frac{Kl}{2E},$$

folglich:

178 . . . . . $K = \dfrac{s}{\beta + \dfrac{a}{6}\left(1 + 0{,}7\,\dfrac{l}{a}\right)^2\left(\dfrac{F + F_m}{F\,F_m}\right)}$.

Schaltet man vorstehenden Wert in die Gleichung für s' ein, so entsteht:

179 . . . . . $s' = \dfrac{1{,}5\,cul}{6\,\beta + a\left(1 + 0{,}7\,\dfrac{l}{a}\right)^2\left(\dfrac{F + F_m}{F\,F_m}\right)} \cdot \dfrac{s}{J'}$.

Hierzu ist noch die durch das Eigengewicht der Fahrbahn und die ungünstigste Stellung der Betriebslast unmittelbar in derselben Faserschicht der Querträgergurtung erzeugte Spannung zu setzen, um die stärkste Beanspruchung des gegebenen Querschnittes zu erhalten. Bezeichnet man erstere mit s_0, letztere mit s_t, so folgt:

$$s_t = s_0 + s'$$

oder

180 . . . . . $s_t = s_0 + \dfrac{1{,}5\,cul}{6\,\beta + a\left(1 + 0{,}7\,\dfrac{l}{a}\right)^2\left(\dfrac{F + F_m}{F\,F_m}\right)} \cdot \dfrac{s}{J'}$.

Wenn der Endquerträger auf seiner ganzen Länge denselben Querschnitt hat, so ist

$$J_m = J' \quad \text{und} \quad \beta = \frac{u^2(3b - 4u)}{6J'},$$

daher:

181 . . . . . $s_t = s_0 + \dfrac{1{,}5\,cls}{u(3b - 4u) + \dfrac{a}{u}\left(1 + 0{,}7\,\dfrac{l}{a}\right)^2\left(\dfrac{F + F_m}{F\,F_m}\right)J'}$.

In dem Falle, dafs sich der Querschnitt in den beiden äufseren Teilen des Querträgers sprungweise ändert, gestaltet sich der Ausdruck für den Beiwert β der seitlichen Ausbiegung

des Querträgerendes etwas verwickelter. Bezeichnet für die linke Querträgerhälfte (AO, Fig. 336, 336 a):

v, v' den Abstand eines beliebigen Querschnittes von dem Endpunkte A, bezw. von dem Schwellenträgeranschlusse N, in Zentimetern,

Fig. 336.

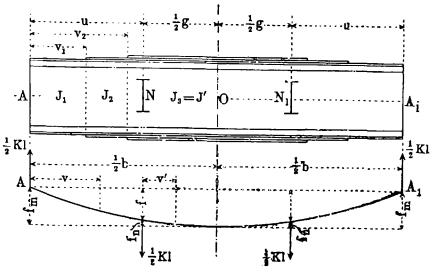


Fig. 336 a.

J das Trägheitsmoment eines beliebigen Querschnittes im Teile AN des Trägers, bezogen auf die lotrechte Schwerachse, in cm^4,

M, M' das wagerecht ausbiegende Moment im Abstande v, bezw. v', in Zentimetern,

f_m, f_n die seitliche Ausbiegung von A, bezw. N in Bezug auf die Mitte des Endquerträgers in Zentimetern,

so ist*):

$$f = f_m - f_n = \frac{1}{E}\int_0^{\frac{b}{2}} \frac{M}{J} v\,dv - \frac{1}{E}\int_0^{\frac{g}{2}} \frac{M'}{J'} v'\,dv'$$

oder, weil das ausbiegende Moment für den Teil AN des Trägers den Wert $M = \frac{Kl}{2} v$ und für den Teil NO den unveränderlichen Wert $\frac{Kl}{2} u$ hat:

$$f = \frac{Kl}{2E}\int_0^{u} \frac{v^2}{J}\,dv + \frac{Kl}{2E}\,\frac{u}{J'}\left(\int_u^{\frac{b}{2}} v\,dv - \int_0^{\frac{g}{2}} v'\,dv'\right).$$

Besitzt nun der Endquerträger auf die Längen v_1, $v_2 - v_1$, $u - v_2$ die Trägheitsmomente J_1, J_2, $J_3 = J'$, bezogen auf die lotrechte Schwerachse, so folgt für die gesuchte wagerechte Ausbiegung des Trägers:

$$f = \frac{Kl}{2E}\left(\frac{1}{J_1}\int_0^{v_1} v^2 dv + \frac{1}{J_2}\int_{v_1}^{v_2} v^2 dv + \frac{1}{J'}\int_{v_2}^{u} v^2 dv + \frac{u^2 g}{2J'}\right)$$

oder

182 . . . . . $f = \frac{Kl}{2E}\left[\frac{u^2 g}{2J'} + \frac{1}{3}\left(\frac{v_1^3}{J_1} + \frac{v_2^3 - v_1^3}{J_2} + \frac{u^3 - v_2^3}{J'}\right)\right]$.

Gemäfs letzterer Gleichung hat der Beiwert β die Gröfse:

183 . . . . . $\beta = \frac{u^2 g}{2J'} + \frac{1}{3}\left(\frac{v_1^3}{J_1} + \frac{v_2^3 - v_1^3}{J_2} + \frac{u^3 - v_2^3}{J'}\right)$.

Für $J_1 = J_2 = J'$ geht dieser Ausdruck in den früher angegebenen:

$$\beta = \frac{u^2(3b - 4u)}{6J'} \text{ über.}$$

Bei den vorstehenden Berechnungen ist angenommen, dafs sämtliche, auf die seitliche Ausbiegung der Querträger wirkenden Kräfte in einer wagerechten Ebene liegen, welche durch die Schwerlinien der in Frage kommenden Bauteile geht. Andernfalls würden durch den seitlichen Kräfteangriff verwindende Momente erzeugt werden, welche einen weiteren Spannungszuwachs bedingten.

*) Vergl. Keck: Vorträge über Elastizitätslehre, S. 36. Hannover, Helwingsche Hofbuchhandlung, 1892.

Beispiel. Eine eingleisige Fachwerkbrücke habe als Hauptträger abgestumpfte Parabelträger von 48 m Stützweite und sechs Hauptfelder, je 8 m Länge. Jedes der Hauptfelder sei durch ein Zwischenträgersystem, Fig. 337, 337a, in zwei Felder je 4 m Länge geteilt, sodafs die Schwellenträger der zwischen den Hauptträgern liegenden Fahrbahn eine Länge von 4 m haben. Die untere Gurtung jedes der beiden Hauptträger habe vom Ende nach der Mitte zu in den drei Hauptfeldern die vollen Querschnitte: 100, 150, 220 qcm und sei fest mit den Querträgern verbunden. Die Abmessungen der letzteren, sowie die Trägheitsmomente derselben, bezogen auf die lotrechte Schwerachse, seien die in Fig. 337 a angegebenen. Jeder Schwellenträger sei aus einer Blechwand von 53.1 cm und vier Winkeleisen je 9.9.1 cm gebildet und werde der volle Querschnitt mit rund 120 qcm in die Rechnung eingeführt. Endlich sei noch die stärkste Beanspruchung des Endquerträgers durch die Vertikallasten 0,55 Tonnen für 1 qcm und diejenige der unteren Gurtung des Hauptträgers im vollen Quer-

Fig. 337.

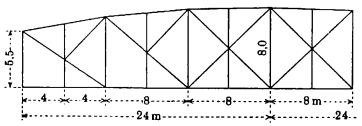
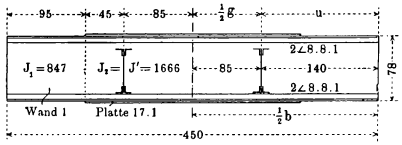


Fig. 337 a.



schnitte 0,6 Tonnen für 1 qcm. Wie grofs ist die infolge der wagerechten Verbiegung im Endquerträger erzeugte stärkste Nebenspannung in dem Querschnitte, welcher 140, bezw. 95 cm vom Ende abliegt?

Man hat hier: $l = 4800$ cm; $a = 400$ cm; $u = 140$ cm; $g = 170$ cm; $v_1 = 95$ cm; $c = 17$ cm; $F = \frac{100 + 150 + 220}{3} = 156$ qcm; $F_m = 120$ qcm; $J_1 = 847$ cm^4; $J' = 1666$ cm^4.

Aus diesen Werten hat man für den Beiwert β gemäfs Gleichung Nr. 183:

$$\beta = \frac{140^2 . 170}{2 . 1666} + \frac{1}{3}\left(\frac{95^3}{847} + \frac{140^3 - 95^3}{1666}\right) = 1715.$$

Nunmehr ergiebt sich für K gemäfs Gleichung Nr. 178:

$$K = \frac{s}{1715 + \frac{400}{6}\left(1 + 0{,}7 . \frac{48}{4}\right)^2 \left(\frac{156 + 120}{156 . 120}\right)} = \frac{s}{1802}.$$

Die Zusatzspannung s', welche im Endquerträger am Schwellenträgeranschlusse stattfindet, hat daher nach Gleichung Nr. 177 die Gröfse:

$$s' = \frac{1}{4} \cdot \frac{17 . 140 . 4800}{1666} \cdot \frac{s}{1802} = 0{,}95\, s.$$

Der gemachten Annahme nach ist $s = 0{,}6$, daher

$$s' = 0{,}95 . 0{,}6 = 0{,}57 \text{ Tonnen für 1 qcm.}$$

In dem Querschnitte dicht vor den oberen Gurtplatten des Endquerträgers nimmt die fragliche Zusatzspannung den Wert an:

$$s'' = \frac{1}{4} \cdot \frac{17 . 95 . 4800}{847} \cdot \frac{s}{1802} = 1{,}27\, s,$$

$$s'' = 1{,}27 . 0{,}6 = 0{,}76 \text{ Tonnen für 1 qcm.}$$

Die aus den Vertikallasten und der seitlichen Ausbiegung in den untersuchten Querschnitten entstehenden Gesamtspannungen betragen sonach 0,57 + 0,55 = 1,12, bezw. 0,76 + 0,55 = 1,31 Tonnen für 1 qcm.

In beiden Querschnitten ist die Zusatzspannung infolge der Längenänderung der unteren Gurtungen der Hauptträger eine ganz beträchtliche. Es ist daher bei Brücken gröfserer Spannweite angezeigt, das Fahrbahngerippe unabhängig von letzteren Längenänderungen zu machen. Man kann dieses z. B. dadurch erreichen, dafs man die Schwellenträger auf die Querträger oder die Querträger auf die Gurtungen der Hauptträger verschieblich lagert. Zu demselben Zwecke hat man die Fahrbahn oberhalb oder unterhalb der Hauptträger angebracht und durch Stützen, bezw. Hängeeisen mit denselben in Verbindung gesetzt.

Die genannten Zusatzspannungen werden erheblich herabgemindert, wenn man die Schwellenträger in den aufeinander folgenden Feldern abwechselnd an beiden Enden fest, bezw. verschieblich mit den zugehörigen Querträgern verbindet. Hierdurch erzielt man eine bessere gegenseitige Aussteifung der Querträger als bei beweglicher Auflagerung sämtlicher Schwellenträger. Da die Querträger gewöhnlich die Steifen des unter der Fahrbahn liegenden Windstrebenverbandes bilden und daher in den Endfeldern gröfsere Querkräfte aus letzterem zu übertragen haben, empfiehlt es sich, die Schwellenträger in den beiden Endfeldern des Überbaues fest mit den Querträgern zu vernieten und von hier beginnend die bewegliche und feste

Fig. 338.

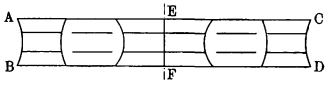


Fig. 340.

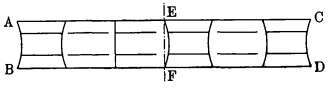


Fig. 339.

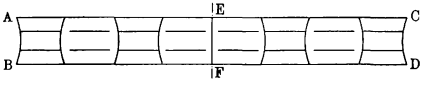
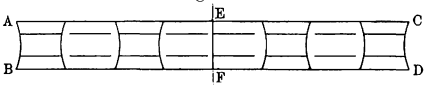


Fig. 341.



Auflagerung abwechseln zu lassen. Bei gerader Felderzahl der Brücke stofsen alsdann in der Mitte zwei Felder mit festen (Fig. 338), bezw. beweglichen Schwellenträgern zusammen (Fig. 339), je nachdem die halbe Felderzahl eine ungerade oder gerade Zahl ist. Im ersteren Falle empfiehlt es sich, die Zwischenträger des einen an die Brückenmitte grenzenden Feldes beweglich an dem mittleren Querträger (EF, Fig. 340) aufzulagern, um die oberen, durch die Querträgerwand gehenden Niete in den Anschlufswinkeleisen für die Zwischenträger möglichst wenig auf Zug zu beanspruchen.

Im anderen Falle (bei beweglichen Anschlüssen zu beiden Seiten des mittleren Querträgers, Fig. 339) ist der feste Anschlufs der Zwischenträger auf der einen Seite des mittleren Querträgers zur Herabminderung der auf den Querträger wirkenden Verdrehungsmomente erwünscht (Fig. 341).

Für die in den Querträgern auftretenden Zusatzspannungen hat man, wenn die Schwellenträger an beiden Enden abwechselnd fest und beweglich aufgelagert sind:

$$K = \frac{s}{\beta + \frac{a}{2}\left(\frac{F + F_m}{F . F_m}\right)}, \text{ oder meistens genau genug: } K = \frac{s}{\beta},$$

daher für die Zusatzspannung in dem Querschnitte an der Anschlufsstelle des Schwellenträgers:

184 . . . . . $s' = \frac{1}{4} \frac{c u a}{J'} \frac{s}{\beta}$.

Im letzten Beispiele war: $c = 17$; $u = 140$; $a = 400$ cm; $J' = 1666$ cm^4; $\beta = 1715$; $s = 0{,}6$ Tonnen für 1 qcm. Im vorliegenden Falle ist daher:

$$s' = \frac{1}{4} \cdot \frac{17 \cdot 140 \cdot 400}{1666 \cdot 1715} \cdot 0{,}6 = 0{,}05 \text{ Tonnen für 1 qcm},$$

während sich beim festen Anschluſs sämtlicher Querträger 0,57 Tonnen für 1 qcm, also etwa das Zwölffache ergab. — In demselben Verhältnis verringert sich die vorhin mit s'' bezeichnete Zusatzspannung; es wird $s'' = 0{,}067$ Tonnen für 1 qcm.

Wenn man die Schwellenträger zweier aufeinander folgender Felder fest mit den Querträgern verbindet, ergeben sich die Zusatzspannungen s' und s'' doppelt so groſs wie nach Gleichung Nr. 184.

2. Getrennte Zwischenträger mit beweglichem Anschluſs an die Querträger.

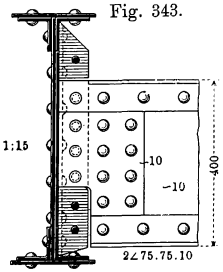
Die bewegliche Auflagerung der Zwischenträger bezweckt einerseits die Vermeidung von Biegungsmomenten an den Enden derselben, anderseits die Fernhaltung der vorhin näher erörterten Zusatzspannungen der Querträger. Zur Erreichung dieses Zieles hat man folgende Einrichtungen getroffen:

a) Der Zwischenträger wird an jedem Ende auf einen Bolzen gelagert, der seinen Halt in zwei Anschluſswinkeleisen findet, die mit dem Querträger vernietet sind und denselben gleichzeitig aussteifen (Taf. XXXVIII, Fig. 342). Damit der Bolzen die Lochwandungen nicht über das zulässige Maſs beansprucht, ist die Wand des Zwischenträgers durch aufgelegte Platten zu verstärken und sind die Schenkeldicken der Anschluſswinkeleisen entsprechend zu wählen. Ein Nachteil dieser Anordnung besteht darin, daſs die Zwischenträger ihre Länge nicht unabhängig von den Querträgern ändern können. Die Querträger erleiden daher die besprochenen Zusatzspannungen, sofern sie fest mit den Gurtungen der Hauptträger verbunden sind. Wollte man zur Vermeidung dieses Übelstandes die Bolzenlöcher länglich machen, so würden die Lochwandungen zu stark beansprucht werden.

Weiter ist anzuführen, daſs der Querträger eine starke einseitige, auf Verdrehung desselben wirkende Belastung erhält, wenn nur das eine der beiden anschlieſsenden Brückenfelder mit Betriebslast bedeckt ist. Die hierdurch erzeugten Verdrehungsspannungen können unter Umständen ganz erhebliche werden (vergl. §. 82).

b) Man lagert die an den Enden durch Platten verstärkte Wand des Zwischenträgers auf ein Futterstück, welches zwischen zwei Aussteifungswinkeleisen der Querträgerwand genietet ist (Fig. 343). Bei Verwendung von gewalzten I-Trägern sind zu dem Ende die Flantschen, bei genieteten die Gurtungswinkeleisen bis auf eine gewisse Länge abzuschneiden. Wenn es die Höhe des Zwischenträgers an den Enden gestattet, läſst man die senkrechten Schenkel der oberen Gurtungswinkeleisen durchgehen und ordnet die Verstärkungsplatten der Wand zwischen diesen und den unteren Winkeleisen an (Fig. 343); andernfalls sind Kröpfungen der Winkeleisen an letzteren Platten unvermeidlich (Taf. XXXVIII, Fig. 344). Die Vorderkante des Futterstückes ist abzurunden, um das für den Querträger in Frage kommende Verdrehungsmoment möglichst zu beschränken.

Fig. 343.



Damit die Anschluſswinkeleisen möglichst dicht an der Wand des Zwischenlängsträgers anliegen, zieht man durch beide Teile einen oder zwei Schraubenbolzen. Die Löcher für diese sind in der Wand des Zwischenlängsträgers einige Millimeter (etwa 3 mm) gröſser zu machen als der Bolzendurchmesser, um dem Trägerende die Möglichkeit der Drehung und Längenverschiebung zu gestatten.

c) Man versieht die Wand des Zwischenträgers an beiden Enden mit Aussteifungswinkeln (Lagerwinkeln) und lagert diese an dem zugehörigen Querträger auf eine mit der Wand desſelben vernietete Platte. Die seitliche Verschiebung des Zwischenträgers verhindert man durch je zwei mit der Querträgerwand verbundene Aussteifungswinkeleisen, welche beiderseits dicht an die Gurtungen des Zwischenträgers treten. Zur Begrenzung der Längenverschiebung läſst man die Lagerwinkel des Zwischenträgers um ein geringes Maſs unter die Aussteifungswinkel des Querträgers greifen (Taf. XXXIX, Fig. 345).

Damit sich bei dieser, von Prof. Barkhausen angegebenen und zuerst bei der Saarbrücke zwischen Saarburg und Malstatt angewandten Auflagerung die Zwischenträger frei durchbiegen und verschieben können, muſs zwischen den Lager- und Aussteifungswinkeleisen, sowie zwischen der Querträgerwand und der Stirnfläche des Zwischenträgers, soweit dieselbe unter den Lagerwinkeln liegt, ein Zwischenraum von einigen Millimetern vorhanden sein. Bei der genannten Brücke, welche Feldlängen von 4,25 m besitzt, beträgt letzterer 2 mm. Die Dehnung der unteren Gurtungen der Hauptträger hat für die Feldlänge den Werth $\frac{425 \cdot 600}{2000000} = 0{,}13$ cm und dreht sich der oberste Punkt des Lagerwinkels infolge der gröſsten Durchbiegung des Zwischenkörpers um 0,03 cm. Der Zwischenraum von 2 mm ist demnach ausreichend bemessen.

Die vorstehend beschriebene Anordnung hat den Vorteil, daſs die Zwischenträger nur äuſserst geringe Verdrehungsmomente auf die Querträger übertragen können.

d) Der Zwischenträger wird an dem einen Ende fest mit dem Querträger vernietet. an dem andern beweglich aufgelagert, wie im Vorstehenden angegeben (Taf. XXXVIII, Fig. 344), Diese Anordnung ist zwar etwas einfacher in der Ausführung als die bewegliche Auflagerung beider Trägerenden, hat aber den Nachteil, daſs bei einer Durchbiegung des Zwischenträgers an der festen Anschluſsstelle desſelben ein Biegungsmoment entsteht, welches verdrehend auf den Querträger wirkt und in den oberen, durch die Wand desſelben gehenden Anschluſsnieten Zugspannungen hervorruft.

e) Wenn genügende Bauhöhe vorhanden ist, legt man die Zwischenlängsträger auf die Querträger und lagert sie so auf, daſs das eine Ende fest, das andere in der Längenrichtung der Brücke beweglich ist. Man kann dieses in der Weise zur Ausführung bringen, daſs man auf einem Querträger entweder zwei feste, bezw. zwei bewegliche Trägerenden zusammentreffen läſst, oder ein bewegliches und ein festes. Die Lager ordnet man als gewöhnliche Gleit- oder feste Lager an, wie solche in §. 31, S. 94 bis 96 beschrieben sind. Es empfiehlt sich, der Auflagerfläche im Schuhe eine sanfte Wölbung in der Längenrichtung zu geben, damit der Auflagerdruck nicht an die Kante gelangen kann.

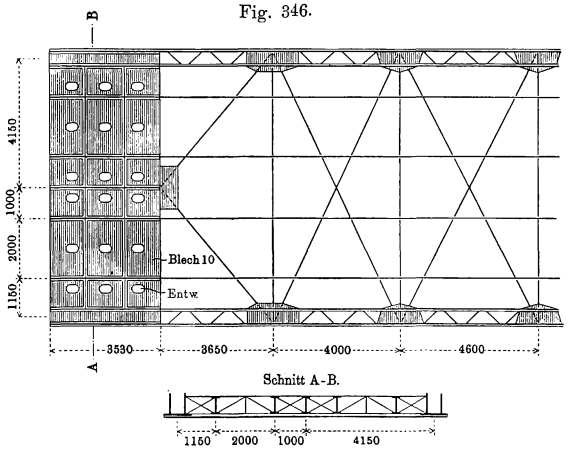
Um vorstehende Art der Lagerung auch bei höheren Längsträgern anwenden zu können, wenn die Bauhöhe bis zu einem gewissen Grade beschränkt ist, verringert man die Trägerhöhe an den Enden gegebenenfalls bis auf das durch die Biegungsmomente und die Abscherung bedingte Maſs.

Das Umkanten der Längsträger verhindert man, indem man sie an den Enden und womöglich noch in der Mitte durch Querriegel verbindet. Bei Eisenbahnbrücken wird man an letztere einen Kreuzverband schliefsen, um seitlich auf die Fahrbahn wirkende Kräfte (Winddruck, Stöfse der Eisenbahnfahrzeuge) in regelrechter Weise nach den Enden der Längsträger zu leiten. Zur weiteren Sicherheit kann man die Wände der aneinander grenzenden Längsträger noch durch doppelte Laschen verbinden, welche auf der einen Seite den Befestigungsbolzen eine gewisse Beweglichkeit gestatten. Zu dem Ende sind die Löcher in der Wand des einen Längsträgers länglich oder einige Millimeter weiter zu machen als es dem Bolzendurchmesser entspricht.

II. Auflagerung und Befestigung der durchgehenden (kontinuierlichen) Zwischenträger.

Die durchgehenden Zwischenlängsträger haben gegenüber den getrennten, deren Wände an den Querträgern unter Zuhülfenahme von Winkeleisen miteinander vernietet sind, den Vorteil, dafs sie die in der Längenachse der Fahrbahn wirkenden Kräfte, sowie Biegungsmomente an den Querträgern besser übertragen können; dagegen ist ihre Beanspruchung wesentlich von der Höhenlage der Querträger abhängig und werden sie bei senkrechten oder wagerechten Durchbiegungen des Überbaues stark in Mitleidenschaft gezogen. Infolge dieses Umstandes ist der Eisenaufwand der durchgehenden Längsträger in vielen Fällen etwas gröfser als derjenige der getrennten und lose aufgelagerten.

Fig. 346.



Elbbrücke bei Riesa. 1 : 200.

Von den verschiedenen zur Ausführung gekommenen Anordnungen der durchgehenden Zwischenträger, sollen hier die folgenden näher betrachtet werden:

1. Der Träger wird bei beschränkter Bauhöhe und vollwandigen Querträgern durch entsprechende Schlitze der Querträger geschoben und mit der Wand jedes derselben unter Einschaltung von Winkeleisen vernietet (Taf. XX, Fig. 184). Köpke hat bei der mit parabolischen Hauptträgern ausgestatteten Risaer Elbbrücke die beiden letzten Querträger an jedem Ende des Überbaues durch eine Blechwand verbunden (Fig. 346) und so wagerechte Träger geschaffen, welche die durchgehenden Längsträger zwingen, an den Dehnungen der unteren geradlinigen Gurtungen der Hauptträger teilzunehmen. Die Längsträger entlasten daher letztere Gurtungen um ein Bestimmtes und haben aufser den Biegungsspannungen eine Zugspannung zu erleiden, für welche bei voller Belastung des Überbaues gilt, wenn bezeichnet:

H die Stabkraft in der unteren Gurtung jedes der beiden Hauptträger, in Tonnen;
F den Querschnitt einer unteren Gurtung, in Quadratzentimetern;
F_1 den mittleren Querschnitt eines Längsträgers, in Quadratzentimetern;
n Anzahl der Längsträger;
s_1 die gesuchte Zugspannung in Tonnen für 1 qcm;

$$185 \quad \ldots \ldots \quad s_1 = \frac{2H}{2F + nF_1}.$$

Diese Zugspannung tritt bei voller Belastung der Brücke in jedem Querschnitte der beiden Untergurte ein, da die Hauptträger parabolische sind; es dehnen sich daher die Gurte und die Längsträger in gleicher Weise, weshalb wagerechte Ausbiegungen der Querträger bei der genannten Belastung ausgeschlossen sind.

2. Wenn die Querträger als gegliederte Träger ausgeführt sind und die Bauhöhe eine beschränkte ist, ordnet man das Gitterwerk der Querträgerwand so an, dafs die Längsträger an Knotenpunkte der Gurtungen zu liegen kommen und lagert sie hier entweder fest oder beweglich auf. Die feste Auflagerung kann in einfacher Weise durch Vernietung oder Verschraubung der Längs- und Querträgergurtungen geschehen, falls die Höhe der Längsträger dem lichten Abstande der Gurtungen der Querträger gleichkommt; ist dagegen letztere Höhe kleiner, so schliefst man entweder beide Längsträgergurtungen an Knotenbleche des Querträgers, oder die eine Gurtung an die Querträgergurtung und die andere an ein Knotenblech (Taf. XXXIX, Fig. 347).

Fig. 348.

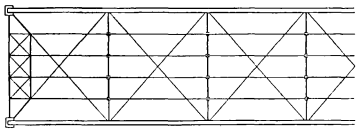


Fig. 349.

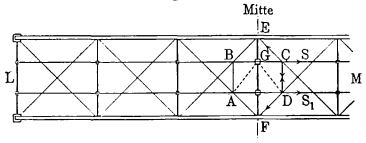
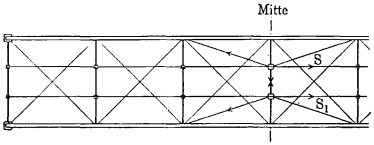


Fig. 350.



Bei beweglicher Auflagerung werden die Längsträger mit einem Querträger am Ende oder in der Mitte des Überbaues fest verbunden und an den übrigen Querträgern zwischen Gleitkipplager gelegt, welche mit den unteren und oberen Gurtungen derselben entweder unmittelbar oder unter Einschaltung von Anschlufsplatten und Winkeleisen befestigt sind. Die seitliche Führung der Längsträger erfolgt durch Leisten an den genannten Lagern oder durch entsprechend angeordnete Vertikalen der Querträgerwand, welche die Längsträger zwischen sich nehmen.

Verglichen mit der festen Auflagerung, hat die bewegliche den Vorteil, dafs wagerechte Ausbiegungen der Querträger (vergl. S. 248) nur in geringem, durch die Reibungswiderstände in den Lagern der Längsträger bedingten Grade auftreten können; dagegen sind die Querträger weniger gegeneinander ausgesteift.

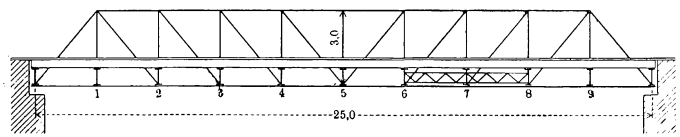
Die beim Bremsen der Eisenbahnzüge in der Längenrichtung der Brücke wirkenden Kräfte werden im wesentlichen von den festen Anschlufspunkten der Längsträger aufgenommen. Der betreffende Querträger mufs daher entweder entsprechend verstärkt werden (Fig. 348), oder es ist der Längenschub in den Windstrebenverband (Fig. 349), bezw. unmittelbar auf die zunächst gelegenen Knotenpunkte der Hauptträger zu führen (Fig. 350). Bei der Anordnung Fig. 349, welche einen eingleisigen Überbau mit schlaffen Winddiagonalen darstellt,

werden für die Fahrrichtung LM die in Frage kommenden Bremskräfte S, S_1 durch das Seileck $ECDF$ aufgenommen, welches aus den Diagonalenden EC, DF und dem Querriegel CD gebildet wird; während für die entgegengesetzte Fahrrichtung das aus den Stäben EB, BA, AF gebildete Seileck in Thätigkeit tritt. Da die Bremskräfte S, S_1 im allgemeinen nicht genau einander gleich sein werden, ist es ratsam, noch die punktiert eingezeichneten steifen Diagonalen AG und GD, oder gekreuzte schlaffe Diagonalen anzuordnen.

3. Man unterbricht die Wand der Längsträger an den Querträgern und überträgt nur die Gurtungen durch aufgenietete Laschen. Wenn diese durch Schlitze der Blechwand des Querträgers gehen, hat man die Wand durch aufgenietete Ringe rund um die Schlitze herum zu verstärken. Zweckmäfsig ist es, beide Gurtungen des Längsträgers zu übertragen (Taf. XXXIX, Fig. 351) und nicht blofs die obere, indem die Stirnfläche der unteren Gurtung im allgemeinen nicht so fest am Querträger anliegt, dafs eine unmittelbare Druckübertragung stattfindet.

4. Bei genügender Bauhöhe legt man die durchgehenden Längsträger auf die Querträger und vernietet sie mit den oberen Gurtungen derselben oder lagert sie beweglich auf. Letztere Anordnung ist bei der schiefen eingleisigen Wegeunterführung in der Verbindungsbahn Osterfeld-Sterkrade (Fig. 352; Taf. XL, Fig. 353) getroffen. Dieselbe hat trapezförmige Hauptträger von 25 m Stützweite und 2,5 m Feldlänge, entsprechend dem Abstande der Querträger. Die auf diesen ruhenden Schwellenträger sind am Querträger Nr. 7 mit Hülfe ineinander greifender Platten befestigt (Fig. 353 a und 353 b), im übrigen aber auf Gleitschuhe gelagert. Der Bremsschub wird von dem genannten Querträger durch besondere, in den beiden angrenzenden Feldern angebrachte Längsriegel auf den Windverband der Brücke übertragen. Vorrichtungen zum Niederhalten der Längsträger an den einzelnen Auflagestellen sind nicht getroffen. Um die Längsträger am Umkanten zu verhindern, verbindet man sie durch Querriegel, wie auf S. 256 unter e) angegeben (Taf. XL, Fig. 353), oder steift sie gegen die Querträger durch Blechdreiecke, bezw. durch Streben aus Winkel- oder ⊤-Eisen ab (Taf. XL, Fig. 354).

Fig. 352.



Wegunterführung. Osterfeld-Sterkrade. 1 : 250.

In Bezug auf die Aufstellung der vorstehenden Träger ist noch zu erwähnen, dafs man dieselben bei Eisenbahnbrücken auch geneigt in Richtung der Schienenstege angeordnet hat, um die Schienen unmittelbar auf die oberen Gurtungen der Träger lagern zu können (Taf. XXI, Fig. 192).

§. 74.

Berechnung der getrennten Zwischenträger.

1. Zwischenträger für Eisenbahnbrücken.

Die Abmessungen der Zwischenträger von Eisenbahnbrücken werden unter Zugrundelegung der ungünstigsten Laststellung berechnet, welche die schwerste auf der Brücke ver-

kehrende Lokomotive hinsichtlich der Momente und Querkräfte für die einzelnen Trägerquerschnitte einnehmen kann. Zu den infolge dieser Laststellungen eintretenden Spannungen sind noch die durch das Eigengewicht der Fahrbahn und Zwischenträger erzeugten zu setzen.

a) Die gröfsten Biegungsmomente der Zwischenträger. Sofern das Gleis weitliegende Querschwellen hat, ist es ausreichend, die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte für die unter den Mitten der Schwellen liegenden Trägerquerschnitte zu bestimmen. Auf dieselben Stellen wird das Eigengewicht der Fahrbahn durch die Querschwellen übertragen und kann man sich, der Einfachheit der Rechnung wegen, das Gewicht des Längsträgers auf eben diese Punkte zurückgeführt denken.

Die Ermittelung der gröfsten Momente kann entweder auf Grund bekannter Lehren der Statik der Baukonstruktionen oder durch unmittelbare Ausrechnung für einige Stellungen der Lokomotive erfolgen. Letzterer Weg ist im vorliegenden Falle ein sehr einfacher, da bei den üblichen Querträgerabständen im allgemeinen nicht über drei Achsen der Lokomotive in Frage kommen und eine derselben über dem gegebenen Trägerquerschnitt stehen mufs, um den Gröfstwert des Momentes herbeizuführen.

Fig. 355.

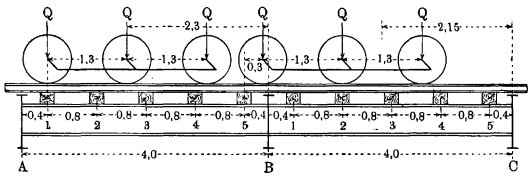
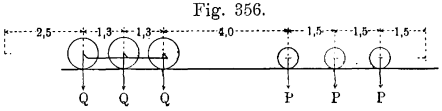


Fig. 356.



Bei dem in Fig. 355 dargestellten Zwischenträger von 4 m Stützweite und 0,8 m Schwellenteilung ergeben sich z. B. für die Querschnitte Nr. 1 bis 3 unter Zugrundelegung der in Fig. 356 skizzierten Lokomotive die nachfolgenden ungünstigsten Laststellungen und Biegungsmomente:

Für den Querschnitt Nr. 1 müssen die auf der einen Seite der Lokomotive befindlichen drei Treibräder auf dem Träger stehen und das erste derselben über dem Querschnitt. Der entsprechende Auflagerdruck hat am Querträger A die Gröfse $D_1 = 3\,Q\frac{2,3}{4} = \frac{6,9}{4}\,Q$ und das zugehörige Moment im Querschnitt Nr. 1 die von:

186 . . . . . $M_1 = \frac{6,9}{4}\,Q \,.\, 40 = 69\,Q$ cmt.

Um im Querschnitt Nr. 2 das gröfste Moment hervorzubringen, mufs das mittlere Treibrad über demselben stehen. Das erste Treibrad tritt dann in das über dem Querträger befindliche Feld und zerlegt sich der Druck des Rades nach dem Hebelgesetze auf die beiden angrenzenden Schwellen. Die Querschwelle Nr. 1 erhält sonach den Druck $\frac{0,3}{0,8}\,Q = \frac{3}{8}\,Q$ und der Querträger B von dem Zwischenträger BC den Auflagerdruck

$$D_2 = \frac{3}{8}\,Q \cdot \frac{3,6}{4} + 2\,Q \cdot \frac{2,15}{4} = \frac{11,3}{8} \cdot\, Q.$$

Das gröfste Biegungsmoment beträgt also für den Querschnitt Nr. 2:

187 . . . . . $M_2 = \frac{11,3}{8}\,Q \,.\, 120 - \frac{3}{8}\,Q \,.\, 80 = 139,5\,Q$ cmt.

Endlich ergiebt sich für den in der Mitte des Trägers gelegenen Querschnitt Nr. 3 das gröfste Moment, wenn das mittlere Treibrad über ihm steht; also:

188 . . . . . $M_3 = \frac{3}{2} Q \,.\, 200 - Q\,130 = 170\, Q$ cmt.

Das auf den Schwellenträger kommende Eigengewicht setzt sich wie folgt zusammen:

1 Schwellenträger	300 kg
4 laufende Meter Schiene nebst Verbindungsteilen, je 40 kg . .	160 „
5 halbe Querschwellen, je 2 . 0,26 . 0,2 . 800	316 „
8 qm Bohlenbelag, 7,5 cm stark, je 60 kg	480 „
Summa	1256 kg

Von letzterem Gewichte ist ein Fünftel auf jeden der durch die Querschwellen bestimmten Lastpunkte zu rechnen, d. i. 251 kg oder rund 0,25 Tonnen; für die in den Querschnitten Nr. 1 bis 3 durch das Eigengewicht der Fahrbahn nebst Schwellenträger erzeugten Momente ergiebt sich mithin, da der hier in Frage kommende Auflagerdruck = 2,5 . 0,25 = 0,625 Tonnen ist:

$$M_1' = 0{,}625 \,.\, 40 = 25 \text{ cmt}; \quad M_2' = 0{,}625 \,.\, 120 - 0{,}25 \,.\, 80 = 55 \text{ cmt};$$
$$M_3' = 0{,}625 \,.\, 200 - 2 \,.\, 0{,}25 \,.\, 120 = 65 \text{ cmt}.$$

Insgesamt wirken sonach in den erwähnten Querschnitten die Momente:

$M' + M_1 = 25 + 69\, Q$ cmt; $M_2' + M_2 = 55 + 139{,}5\, Q$ cmt; $M_3' + M_3 = 65 + 170\, Q$ cmt.

Beträgt z. B. der Raddruck 7 Tonnen, so nehmen die vorstehenden Momente die Werte an:

$$M' + M_1 = 508 \text{ cmt}; \quad M_2' + M_2 = 1031{,}5 \text{ cmt}; \quad M_3' + M_3 = 1255 \text{ cmt}.$$

Auf Taf. XL, Fig. 357 und 357 a, sind letztere Momente auf zeichnerischem Wege ermittelt und in Fig. 357 zusammengetragen. Der Polabstand ist im Kräfteeck, Fig. 357 a, für die Betriebs- wie Eigenlast zu 10 Tonnen angenommen und der Maſsstab für die Betriebslast zu 1 Tonne = 2 mm, derjenige für die Eigenlast zu 1 Tonne = 10 mm. Die für die einzelnen Querschnitte in Frage kommenden Ordinaten der zugehörigen Seilecke sind dick ausgezogen. Bekanntlich erhält man die Momente, wenn man letztere Ordinaten mit dem 10 Tonnen betragenden Polabstande multipliziert.

Wenn die Querschwellen des Eisenbahngleises dicht neben einander liegen oder wenn die Schienen unmittelbar oder unter Vermittelung von Langschwellen auf den Zwischenträgern ruhen, hat man zunächst den Querschnitt zu bestimmen, in welchem der unbedingte Gröſstwert des Momentes stattfindet. Die Lage dieses Querschnittes ist abhängig von der Stützweite des Zwischenträgers, sowie von dem Radstande und der Anzahl der Lokomotivräder. Legen wir der Untersuchung eine Lokomotive mit drei gleichen Raddrücken Q und dem Radstande w zu Grunde, bezeichnen ferner die Stützweite des Zwischenträgers mit a, so liegt der gesuchte Querschnitt für Träger, bei welchen ein oder drei Raddrücke den unbedingten Gröſstwert des Momentes herbeiführen, in der Mitte der Stützweite, bei zwei Raddrücken jedoch in dem Abstande $\frac{1}{4} w$ von der Mitte, Fig. 358.

Die Stützweite, bis zu welcher ein Raddruck maſsgebend ist, ergiebt sich aus der Momentengleichung:

$$Q \frac{a}{4} \geqq \frac{2\,Q}{a} \left(\frac{a}{2} - \frac{w}{4}\right)^2,$$

mithin:

189 . . . . . $a \leqq 1{,}71\, w.$

Für zwei Raddrücke bestimmt sich die gröfste Stützweite des Zwischenträgers gemäfs den Fig. 358 und 359 aus der Gleichung:

$$\frac{2Q}{a}\left(\frac{a}{2}-\frac{w}{4}\right)^2 = Q\left(\frac{3}{4}a - w\right),$$

also:

190 . . . . . $a = 2{,}22\,w.$

Über dieses Mafs hinaus, bis etwa $a = 10$ m, sind bei den üblichen Abmessungen der in Fig. 356 skizzierten Lokomotive drei Raddrücke Q in Betracht zu ziehen.

In nachfolgender Tabelle sind die vorstehenden Ergebnisse und die den Stützweiten der Zwischenträger entsprechenden unbedingten Gröfstwerte der Momente zusammengestellt.

Anzahl der Raddrücke	1 Raddruck	2 Raddrücke	3 Raddrücke
Stützweite . . . . $a =$	0 bis 1,71 w	1,71 w bis 2,02 w	2,22 w bis etwa 10 m
Unbedingter Gröfstwert $M_{max} =$	$\frac{1}{4}Qa$	$\frac{2Q}{a}\left(\frac{a}{2}-\frac{w}{4}\right)^2$	$Q\left(\frac{3}{4}a - w\right)$
Abstand des Momentes M_{max} vom Trägerende	$\frac{1}{2}a$	$\frac{1}{2}a - \frac{1}{4}w$	$\frac{1}{2}a$

Wir sehen hieraus, dafs für Radstände von 1,3, 1,5, 2 m drei Raddrücke in Frage kommen, wenn die Stützweite des Schwellenträgers zwischen 2,89, 3,33, 4,44 und 10 m liegt.

Fig. 358.

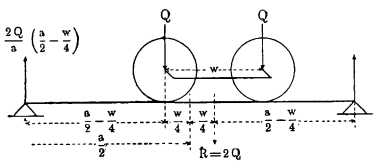
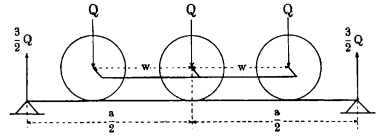


Fig. 359.



Nach Festlegung des Querschnittes und der Gröfse des absolut gröfsten Momentes sind noch für einige andere Querschnitte die gröfsten Momente zu berechnen, um die Momentenkurve für den Zwischenträger darstellen zu können. Die Momentenkurve für das auf den Träger kommende Eigengewicht ist eine Parabel der Gleichung:

191 . . . . . $y = \frac{g'}{2}(ax - x^2),$

worin bezeichnen:

g' das erwähnte Eigengewicht in Tonnen für 1 cm;

a die Stützweite des Zwischenträgers, in Zentimetern;

x den Abstand des gegebenen Querschnittes vom linken (oder rechten) Auflager des Zwischenträgers, in Zentimetern;

y das dem Abstande x entsprechende Moment, in Zentimetertonnen.

In Fig. 360 sind für einen Zwischenträger von 4 m Stützweite die Momentenkurven für die Betriebs- und Eigenlast unter der Annahme gezeichnet, dafs der Raddruck $Q = 8$ Tonnen,

der Achsstand $d = 200$ cm und das Eigengewicht $g' = 0{,}003$ Tonnen für 1 cm ist. Die Berechnung ergiebt:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= \frac{2.8}{400}\left(\frac{400}{2} - \frac{200}{4}\right)^2 = 900 \\ M'_{max} &= \frac{0{,}003}{2}\,(400.150 - 150^2) = 56 \end{aligned}\right\} 956 \text{ cmt}$$

$$\left.\begin{aligned} M_{x=\frac{a}{2}} &= \frac{8}{4}\cdot 400 = 800 \\ M'_{x=\frac{a}{2}} &= \frac{0{,}003}{8}\cdot 400^2 = 60 \end{aligned}\right\} 860 \text{ cmt.}$$

b) Die gröfsten Querkräfte der Zwischenträger. Die Berechnung der gröfsten Querkräfte des Zwischenträgers ist für die verschiedenen Unterstützungsarten der Fahrschienen im wesentlichen dieselbe. Bei weitliegenden Querschwellen tritt in dem Querschnitte unter einer Querschwelle der linken Trägerhälfte die gröfste Querkraft ein, wenn sich die Vorderachse der Lokomotive auf der Schwelle befindet und rechts von derselben so viele Räder auf dem Träger stehen, als darauf Platz finden können, Fig. 361. Das auf den Träger kommende Eigengewicht nimmt man zur Vereinfachung der Rechnung als in den Lastpunkten der Querschwellen wirkend an (vergl. S. 260); man erhält dann für die bildliche Darstellung der durch das Eigengewicht erzeugten Querkräfte eine staffelförmige Figur, welche zwischen je zwei auf-

Fig. 360.

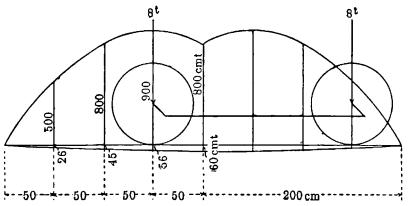
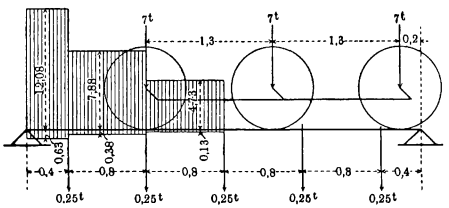


Fig. 361.



einander folgenden Querschwellen an der oberen Seite durch eine wagerechte Gerade begrenzt ist. Eine ähnliche Figur ergiebt sich für die Betriebslast.

In Fig. 361 sind diese Linien für den auf S. 259 untersuchten 4 m langen Schwellenträger unter der Annahme dargestellt, dafs der Raddruck $Q = 7$ Tonnen und das auf jeden Lastpunkt kommende Eigengewicht $= 0{,}25$ Tonnen ist. Es ergiebt sich, wenn man die in den Querschnitten Nr. 1, 2 und 3 durch die Lokomotive erzeugten gröfsten Querkräfte mit V_1, V_2, V_3 und die dem Eigengewichte entsprechenden mit V'_1, V'_2, V'_3 bezeichnet, da beide Querkräfte in demselben Sinne wirken:

$$V_1 = 3.7\cdot\frac{2{,}3}{4} = 12{,}08; \quad V_2 = 3.7\cdot\frac{1{,}5}{4} = 7{,}88; \quad V_3 = 2.7\cdot\frac{1{,}35}{4} = 4{,}73 \text{ Tonnen}$$

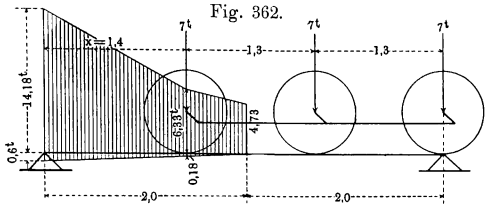
$$V'_1 = \frac{5}{2}\cdot 0{,}25 = 0{,}63; \quad V'_2 = 0{,}25\left(\frac{5}{2} - 1\right) = 0{,}38; \quad V'_3 = 0{,}25\left(\frac{5}{2} - 2\right) = 0{,}13 \quad \text{„}$$

$$V_1 + V'_1 = 12{,}71; \quad V_2 + V'_2 = 8{,}26; \quad V_3 + V'_3 = 4{,}86 \text{ Tonnen.}$$

Wenn die Querschwellen des vorstehenden Zwischenträgers eng liegen, nehmen die Kurven der Querkräfte die in Fig. 362 angegebene Form an. Für Querschnitte, deren Abstand

vom linken Trägerende $x \leqq 1{,}4$ m beträgt, kommen drei Raddrücke in Betracht und für solche in den Abständen $x \gtreqless \begin{matrix}1{,}4\\2{,}0\end{matrix}$ m, zwei Raddrücke. Bezeichnet V die gesamte Querkraft in einem beliebigen Querschnitte, in Tonnen; g das auf dem Zwischenträger lastende Eigengewicht in Tonnen für 1 m, so folgt:

Fig. 362.



$$192 \quad \begin{cases} V_{x \leqq 1{,}4} = \dfrac{3\,Q}{4}(2{,}7 - x) + g\,(2 - x) \\ V_{x \gtreqless \begin{matrix}1{,}4\\2{,}0\end{matrix}} = \dfrac{Q}{2}(3{,}35 - x) + g\,(2 - x). \end{cases}$$

Führt man in letztere Gleichungen die Werte $Q = 7$ Tonnen und $g = 0{,}3$ Tonnen ein, so ergeben sich die Ordinaten der Fig. 362. Insbesondere erhält man für $x = 0,\ 1{,}4,\ 2$ m, $V = 14{,}18 + 0{,}60,\ 6{,}33 + 0{,}18,\ 4{,}73$ Tonnen.

2. Zwischenträger für Straſsenbrücken.

Die Berechnung der Zwischenträger für die Fahrbahn der Straſsenbrücken erfolgt nach den bei den Zwischenträgern der Eisenbahnbrücken angegebenen Grundsätzen; es erübrigt hier nur, einige Angaben über die einzuführenden Belastungen zu machen. Als solche kommen in Betracht:

I. Leichte Lastwagen von 1,5 Tonnen Raddruck, 2,8 m Radstand und 2 m Ladebreite, Fig. 363. Wagen dieser Art dürfen nur den Zwischenträgern von Brücken in Feldwegen zu Grunde gelegt werden.

II. Schwere Lastwagen von 3 Tonnen Raddruck, 3,5 m Radstand und 2,3 m Ladebreite, Fig. 364. Dieselben kommen für Brücken in gewöhnlichen Landstraſsen, sowie unter Umständen bei städtischen Brücken in Betracht.

III. Sehr schwere Lastwagen von 4 bis 5 Tonnen Raddruck, 4,5 m Radstand und 2,3 m Ladebreite, Fig. 365. Diese Wagen setzen gut gepflasterte Straſsen voraus und sind daher nur bei städtischen Brücken zu berücksichtigen.

Die Spurweite (von Mitte zu Mitte der Radfelgen gemessen) der vorstehenden drei Wagenarten kann für die leichten Wagen zu 1,4 m, für die schweren und sehr schweren zu 1,5 m angenommen werden.

IV. Eine gewöhnliche Straſsenwalze von 1,2 bis 1,4 m Breite und 6 bis 10 Tonnen Gewicht im belasteten Zustande.

V. Eine Dampfstraſsenwalze von 15 bis 20 Tonnen Gewicht im dienstfähigen Zustande. In Fig. 366 ist das Belastungsschema einer 17 Tonnen schweren Dampfwalze, wie sie für städtische Straſsen ausgeführt ist, dargestellt.

Je nach dem Verkehre, welchen die Brücke zu bewältigen hat und je nach dem die eine oder andere Belastung die gröſseren Spannungen im Zwischenträger erzeugt, sind die vorstehenden Lastwagen oder Straſsenwalzen für die Berechnung maſsgebend. Ein Menschengedränge von 500 kg für 1 qm, wie es bei örtlichen Belastungen einer Brücke vorkommen kann, liefert im vorliegenden Falle kleinere Beanspruchungen als die erwähnten Lasten und kann daher aufser Betracht bleiben.

a) Die gröfsten Biegungsmomente. Da der Achsstand eines sehr schweren Wagens zu 4,5 m und derjenige eines schweren Wagens oder einer Dampfwalze zu 3,5 m angenommen

werden kann, so erzeugt, gemäfs der Tabelle auf S. 261, ein in der Trägermitte wirkender, von einer oder mehreren nebeneinander stehenden Wagenachsen herrührender Druck das unbedingt gröfste Biegungsmoment, wenn die Stützweite des Zwischenträgers den Wert $a = 4{,}5 \cdot 1{,}71 = 7{,}7$ m, bezw. $a = 3{,}5 \cdot 1{,}71 = 6$ m (abger.), nicht überschreitet. Beide Stützweiten werden in der Regel von den Zwischenträgern der Strafsenbrücken nicht erreicht, weshalb für die Berechnung des fraglichen Momentes im allgemeinen nur die vorstehende Laststellung zu

Fig. 363.

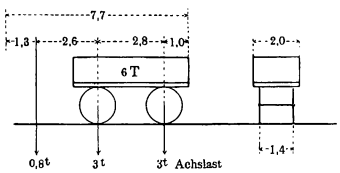
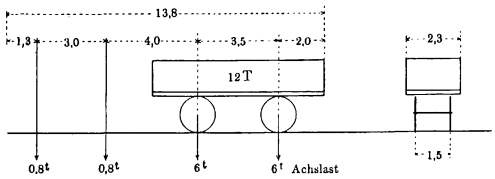


Fig. 364.



berücksichtigen ist. Zu dem so bestimmten Momente ist noch das dem Eigengewichte entsprechende zu setzen, um das gröfste Gesamtmoment zu erhalten. Aufser diesem Momente in der Trägermitte brauchen Momente an andern Stellen des Trägers gewöhnlich nicht berechnet zu werden, indem man den Trägerquerschnitt meistens unveränderlich nimmt.

Fig. 365.

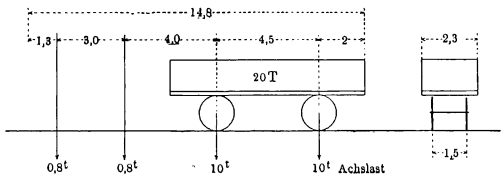
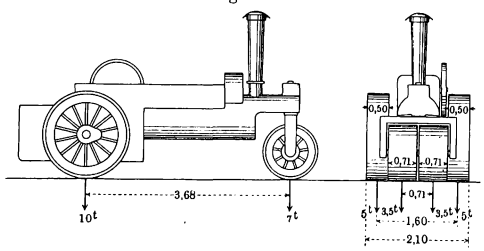


Fig. 366



Gröfstes Moment für den Zwischenträger einer städtischen Brücke. Es kommen hier in Betracht:

I. Ein sehr schwerer Wagen und ein dicht daneben stehender schwerer Wagen, deren Vorderachsen in derselben Fluchtlinie liegen. Das nach dem schweren Wagen zu gelegene Vorderrad des ersteren Wagens ist auf die Mitte des Zwischenträgers zu stellen. Gemäfs der Fig. 367 kommt der zweite Wagen erst in Frage, wenn die Zwischenträger einen gröfseren Abstand als 0,8 m haben. Der Einfachheit halber wollen wir uns den Raddruck dieses Wagens nach dem Hebelgesetze auf den zu berechnenden Zwischenträger übertragen denken, also von den elastischen Verhältnissen der Fahrbahn und Fahrbahnträger ganz absehen. Der Gesamtdruck Q im Lastpunkte des sehr schweren Rades hat dann die Gröfse, sofern bezeichnet:

D, D_1 den Raddruck des sehr schweren, bezw. schweren Wagens, in Tonnen;

c den Abstand der Zwischenträger, in Metern;

193 . . . . $\begin{cases} Q = D & \text{für den Abstand } c \leqq 0{,}8\,\text{m} \\ Q = D + D_1\left(\dfrac{c - 0{,}8}{c}\right) & \text{„ „ „ } c \gtrless \begin{matrix} 0{,}8 \\ 1{,}5 \end{matrix} \text{„} \\ Q = D\left(1 + \dfrac{c - 1{,}5}{c}\right) + D_1\left(\dfrac{c - 0{,}8}{c}\right) & \text{„ „ „ } c > 1{,}5 \text{„} \end{cases}$

II. Eine Dampfwalze, deren Vorderwalze über der Trägermitte steht. Bezeichnet Fig. (368):

b die Breite der Vorderwalze (bezw. des vorderen Walzenpaares) in Metern;

P den auf dieser Walze lastenden Druck, in Tonnen;

Q_1 den Teil letzteren Druckes, welcher auf den Zwischenträger übertragen wird, in Tonnen, so folgt nach dem Hebelgesetze:

$$194 \quad \ldots \ldots \quad Q_1 = P\left(\frac{c - \frac{1}{4}b}{c}\right).$$

In der nachfolgenden Tabelle sind für einige Zwischenträgerabstände die Drücke Q und Q_1 unter Zugrundelegung der Raddrücke $D = 5$ Tonnen, $D_1 = 3$ Tonnen und der Dampfwalze (Fig. 366), bei welcher $b = 1{,}42$ m, $P = 7$ Tonnen ausgerechnet.

Brücken in Hauptwegen.

Abstand der Zwischenträger . . $c =$	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,00	Meter
Ein sehr schwerer und ein schwerer Wagen . . . . . $Q =$	5,00	5,33	5,60	6,00	6,28	6,40	6,81	7,50	8,05	„
Dampfwalze (Fig. 366) . . . . $Q_1 =$	3,90	4,25	4,52	4,93	5,23	5,35	5,45	5,62	5,76	„

Hiernach ist für Zwischenweiten von 0,8 bis 2 m ein sehr schwerer und daneben stehender schwerer Wagen der Berechnung des gröfsten Momentes zu Grunde zu legen. Betrüge z. B. die Stützweite der Zwischenträger $a = 3{,}5$ m, ihr Abstand $c = 1{,}2$ m und das auf jeden derselben kommende Eigengewicht $G = 2{,}4$ Tonnen, so hätte man für das gröfste, auf den Zwischenträger wirkende Gesamtmoment:

$$M_{max} = \frac{1}{8} Ga + \frac{1}{4} Qa = \left(\frac{1}{8} \cdot 2{,}4 + \frac{1}{4} \cdot 6\right) 350 = 630 \text{ cmt.}$$

Fig. 367.

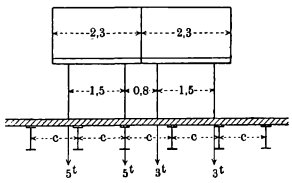
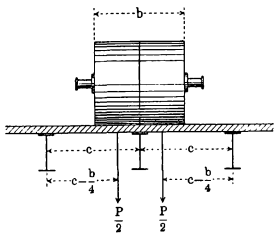


Fig. 368.



Gröfstes Moment für den Zwischenträger einer Landstrafsenbrücke (Chausseebrücke). Dasfelbe wird im allgemeinen durch eine Dampfwalze erzeugt, da sehr schwere Wagen, wie früher bemerkt, auf Landstrafsen nicht verkehren dürfen.

Gröfstes Moment für den Zwischenträger einer Brücke in einem untergeordneten Wege. Man hat hier zu berücksichtigen:

I. Eine Strafsenwalze von etwa 6 Tonnen Betriebsgewicht und 1,2 m Breite.

II. Ein oder zwei dicht nebeneinander stehende schwere Wagen von 3 Tonnen Raddruck.

In der folgenden Tabelle sind die in der Mitte des Zwischenträgers anzunehmenden Drücke oder Betriebslasten zusammengestellt:

Brücken in untergeordneten Wegen.

Abstand der Zwischenträger . $c =$	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	Meter
Zwei schwere Wagen . . . . . $Q =$	3,00	3,33	3,60	4,00	4,29	4,40	4,69	5,17	5,55	Tonnen
Strafsenwalze . . . . . $Q_1 =$	3,75	4,00	4,20	4,50	4,71	4,80	4,88	5,00	5,10	„

Die Strafsenwalze ist daher für Zwischenweiten von 0,8 bis 1,6 m hinsichtlich der gröfsten Momente mafsgebend.

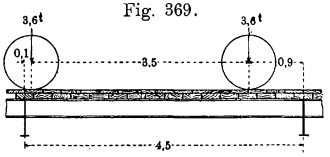
b) Die gröfsten Querkräfte. Die absolut gröfste Querkraft tritt an dem Ende des Zwischenträgers auf, wenn sich hier einer der Drücke Q oder Q_1 befindet. Ganz an das Trägerende können letztere Drücke nur gelangen, wenn die Zwischenträger auf den Querträgern liegen; im anderen Falle hindern hieran die oberen Gurtungen der Querträger.

Gröfste Querkraft für den Zwischenträger einer städtischen Brücke. Sofern die Stützweite des Zwischenträgers gröfser als 4,5 m (entsprechend dem Radstande eines sehr schweren Wagens) ist, hat man aufser dem vorhin erwähnten Drucke Q noch einen zweiten, ebenso grofsen, 4,5 m von diesem abstehenden Druck zu berücksichtigen. Streng genommen wäre schon von 3,5, bezw. 4,5 m Stützweite des Zwischenträgers an der Druck des einen Hinterrades des neben dem sehr schweren Wagen stehenden schweren Wagens in Betracht zu ziehen; indessen kann hiervon abgesehen werden in Rücksicht darauf, dafs der entsprechende Zuwachs der Querkräfte nur ein unbedeutender und die Annahme, gemäfs welcher die beiden genannten Wagen dicht nebeneinander stehen, eine sehr ungünstige ist.

Gegebenen Falls hat man noch zu untersuchen, ob nicht eine Dampfwalze eine gröfsere Querkraft hervorruft, als ein sehr schwerer und ein dicht daneben stehender schwerer Wagen.

Gröfste Querkraft für den Zwischenträger einer Brücke in einem untergeordneten Wege. Zur Erzeugung der gröfsten Querkraft hat man hier, bis zu 3,5 m Stützweite und 1,6 m Abstand der Zwischenträger, eine Strafsenwalze soweit gegen das Ende des Zwischenträgers vorzuschieben, als es der Querträger zuläfst; bei gröfseren Zwischenweiten ist der für zwei schwere Wagen auf S. 265 angegebene Wert Q mafsgebend.

Fig. 369.



Für Stützweiten, welche 3,5 m überschreiten, bringen meistens zwei schwere Wagen die gröfste Querkraft hervor, indem alsdann die von den Hinterrädern herrührenden Drücke auch auf den Zwischenträger kommen. In diesem Falle sind also zwei Drücke Q, welche 3,5 m Abstand voneinander haben, der Rechnung zu Grunde zu legen. Betrüge z. B. die Stützweite der Zwischenträger $a = 4{,}5$ m, der Abstand derselben $c = 1$ m, so hätte man für die gröfste durch schwere Wagen hervorgerufene Querkraft (Fig. 369):

$$V = \frac{3{,}6}{4{,}5}(0{,}9 + 4{,}4) = 4{,}24 \text{ Tonnen},$$

während einer Strafsenwalze nur die Querkraft:

$$4{,}2 \cdot \frac{4{,}4}{4{,}5} = 4{,}1 \text{ Tonnen}$$

entsprechen würde. Kommen nun an Eigengewicht auf einen Zwischenträger 0,6 Tonnen für 1 m, so beläuft sich der gröfste Wert der aus der Betriebs- und Eigenlast entspringenden Querkraft auf:

$$V_{max} = 4{,}24 + \frac{4{,}5}{2} \cdot 0{,}6 - 0{,}1 \,.\, 0{,}6 = 5{,}53 \text{ Tonnen}.$$

§. 75.

Berechnung der durchgehenden Zwischenträger.

Infolge ihres Zusammenhanges mit den Querträgern sind die durchgehenden Zwischenträger genötigt, an den senkrechten und wagerechten Durchbiegungen der Hauptträger teilzunehmen; ferner ist die Höhenlage ihrer Stützpunkte von den Durchbiegungen der Querträger abhängig. Die durch all diese Einflüsse in den Zwischenträgern hervorgerufenen Spannungen sollen im Nachfolgenden unter Annahmen ermittelt werden, welche die Rechnung möglichst vereinfachen, dabei aber eine ausreichende Genauigkeit für die Bestimmung der Querschnittsabmessungen bieten.

1. Beanspruchung der Zwischenträger, erzeugt durch die senkrechte Durchbiegung der Hauptträger.

Man kann annehmen, dafs die Biegungslinie, welche die Zwischenträger infolge der senkrechten Durchbiegung der Hauptträger zeigen, im wesentlichen mit derjenigen der Hauptträger übereinstimmt; es verhalten sich daher die infolge der Durchbiegungen eintretenden Beanspruchungen (ungefähr) wie die Abstände der betreffenden Faserschichten von der Neutralen der Träger. Bezeichnen:

h, h_1 die Höhe des Haupt- bezw. Zwischenträgers in der Brückenmitte, in Zentimetern;

s, s_1 die im Haupt- bezw. Zwischenträger entstehende stärkste Biegungsspannung infolge der erwähnten Durchbiegung, in Tonnen für 1 qcm, so folgt: $s_1 : s = h_1 : h$ oder:

$$\textbf{195} \quad \ldots \ldots \quad s_1 = \frac{h_1}{h} s.$$

Bei Bestimmung der Spannung s hat man zu berücksichtigen, dafs das von dem Eigengewichte und der Betriebslast des Überbaues erzeugte Moment nicht blofs von den Hauptträgern, sondern bis zu einem gewissen Grade von den durchgehenden Zwischenträgern aufgenommen wird. Für eine Brücke mit zwei Hauptträgern ergiebt sich, wenn bezeichnet:

l die Stützweite der Hauptträger, in Zentimetern;

J, J_1 das Trägheitsmoment eines Haupt- bezw. Zwischenträgers in der Brückenmitte, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

n die Anzahl der Zwischenträger, welche bei der Lastübertragung auf einen Hauptträger zu rechnen sind;

p, q die metrische Eigen- bezw. Betriebslast, welche auf einen Hauptträger und n Zwischenträger kommt, in Tonnen;

M, M_1 den Teil des Gesamtmomentes, welcher bei voller Belastung der Brücke auf einen Hauptträger, bezw. auf die zugehörigen n Zwischenträger in der Brückenmitte kommt, in Zentimetertonnen:

$$M + M_1 = \frac{1}{8} \frac{p+q}{100} l^2 = \frac{2s}{h} J + \frac{2s_1}{h_1} n J_1 = \frac{2s}{h} (J + n J_1),$$

$$\textbf{196} \quad \ldots \ldots \quad s = \frac{1}{16} \frac{h l^2}{J + n J_1} \frac{p+q}{100}.$$

Rechnet man das ganze von der Betriebs- und Eigenlast erzeugte Moment auf den Hauptträger und bezeichnet die alsdann in der Mitte des Hauptträgers auftretende stärkste Biegungsspannung mit s_m Tonnen für 1 qcm, so folgt:

$$\frac{1}{8}\frac{p+q}{100}l^2 = \frac{2\,s_m}{h}J; \qquad s_m = \frac{1}{16}\frac{hl^2}{J}\frac{p+q}{100},$$

demnach:

$$\mathbf{197} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad s = \frac{J}{J + nJ_1}\,s_m.$$

Im allgemeinen ist J ein sehr grofser Wert in Bezug zu nJ_1 und kann daher meistens ohne nennenswerten Fehler $s = s_m$ gesetzt werden; nur bei niedrigen Hauptträgern und gröfseren Feldlängen des Überbaues ergiebt sich s wesentlich kleiner als s_m. Das Trägheitsmoment J kann man bei gegliederten Hauptträgern angenähert zu $\frac{1}{2}Fh_0^2$ annehmen, wenn F den Nutzquerschnitt einer Gurtung und h_0 den Schwerpunktsabstand der oberen und unteren Gurtung in der Mitte des Hauptträgers bezeichnet.

2. Die gröfsten Momente und Querkräfte infolge der unmittelbaren Einwirkung der Raddrücke und des Eigengewichtes unter Annahme gleich hoch liegender Stützpunkte der Zwischenträger.

In der Regel erhalten die durchgehenden Zwischenträger unveränderlichen Querschnitt; es genügt daher im allgemeinen zur Bestimmung ihrer Abmessungen, nur den unbedingten Gröfstwert der Momente und denjenigen der Querkräfte zu ermitteln.

I. Die gröfsten Momente.

a) Der unbedingte Gröfstwert des Momentes durch die Raddrücke. Derselbe tritt bei gleich weiten Feldern des Überbaues gemäfs der Lehre von den durchgehenden (kontinuierlichen) Trägern in dem Endfelde ein. Zur Sicherheit wollen wir diesen Wert unter der Annahme bestimmen, dafs der Zwischenträger nur das End- und das darangrenzende Feld durchgehend überspannt; es soll also die Einwirkung der übrigen Felder unberücksichtigt bleiben. Wir können dann die Feldlängen, für welche ein, bezw. zwei oder drei Raddrücke in Frage kommen, angenähert gleich denjenigen für getrennte Zwischenträger annehmen (S. 261), also bei der Feldlänge a und dem Radstande w für 1, 2, 3 Raddrücke zu $a \leqq 1{,}7\,w$; $1{,}7\,w$ bis $2{,}2\,w$; $2{,}2\,w$ bis 10 m. Damit nun diese Lasten den gesuchten Gröfstwert im Endfelde herbeiführen, dürfen sie über dieses Feld nicht hinausgehen.

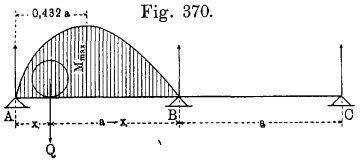


Fig. 370.

Kommt nur ein Raddruck in Frage, so hat man nach Clapeyron, wenn bezeichnen (Fig. 370):

Q den Raddruck, in Tonnen;

A, B, C die Stützendrücke, in Tonnen;

M_1 das Biegungsmoment über der Mittelstütze B, in Zentimetertonnen;

M_{max} den unbedingten Gröfstwert des Biegungsmomentes innerhalb der Öffnung AB, in Zentimetertonnen;

M_x das Biegungsmoment in der Entfernung x vom Auflager A, in Zentimetertonnen:

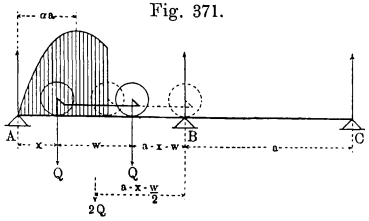
$$4\,M_1 a = -\frac{Q}{a}x\,(a^2 - x^2); \qquad M_1 = -\frac{Q}{4\,a^2}x\,(a^2 - x^2)$$

$$M_1 = A a - Q\,(a - x); \qquad A = \frac{M_1}{a} + \frac{Q}{a}\,(a - x).$$

198 . . . . . $M_x = Ax = \left(\frac{x}{a} - \frac{5\,x^2}{4\,a^2} + \frac{x^4}{4\,a^4}\right) Q\,a.$

Aus letzterer Gleichung ergiebt sich für den Gröfstwert:

Fig. 371.



$$\frac{d\,M_x}{d\,x} = 0 = x^3 - \frac{5}{2}a^2 x + a^3, \text{ d. i.: } x = 0{,}432\,a$$

und

199 . . . . . $M_{max} = 0{,}207\,Q\,a.$

Sofern die Feldlänge zwischen $a = 1{,}7\,w$ und $2{,}2\,w$ liegt, hat man das Endfeld mit zwei Raddrücken Q zu belasten (Fig. 371) und erhält demgemäfs die Gleichungen:

$$4\,M_1 a = -\frac{Q}{a}\left[x\,(a^2 - x^2) + (x + w)\,\{a^2 - (x + w)^2\}\right]; \quad A\,a - 2\,Q\left(a - x - \frac{w}{2}\right) = M_1,$$

200 . . . . $M_x = A\,x = \frac{1}{4}\left[\frac{x^4}{a^4} - \frac{10\,x^2}{a^2} + \frac{x}{a}\left\{8 - 5\,\frac{w}{a} + \left(\frac{x + w}{a}\right)^3\right\}\right] Q\,a$

oder, wenn man $\frac{x}{a} = \alpha$; $\frac{w}{a} = \beta$ setzt:

$$M_x = \frac{1}{4}\left[\alpha^4 - 10\,\alpha^2 + \alpha\,\{8 - 5\,\beta + (\alpha + \beta)^3\}\right] Q\,a.$$

Für den unbedingten Gröfstwert des Momentes erscheint:

$$\frac{d\,M_x}{d\,x} = 0 = x^3 + \frac{9}{8}w\,x^2 - \left(\frac{5}{2}a^2 - \frac{3}{4}w^2\right)x + a^3 - \frac{5}{8}w\,a^2 + \frac{w^3}{8}$$

oder:

$$\alpha^3 + \frac{9}{8}\beta\,\alpha^2 - \left(\frac{5}{2} - \frac{3}{4}\beta^2\right)\alpha + 1 + \frac{\beta^3}{8} - \frac{5}{8}\beta = 0.$$

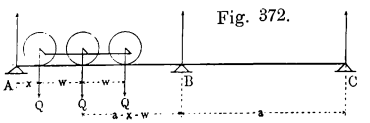
Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:

$\beta =$	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	$= \frac{w}{a}$
$\alpha =$	0,356	0,355	0,353	0,352	0,351	0,349	0,349	$= \frac{x}{a}$
$M_{max} =$	0,243	0,238	0,232	0,228	0,223	0,218	0,214	mal $Q\,a$

Angenähert kann man innerhalb der Grenzen $\beta = 0{,}46$ bis $0{,}58$ setzen:

201 . . . . . $M_{max} = \left(0{,}354 - 0{,}242\,\frac{w}{a}\right) Q\,a.$

Fig. 372.



Drei Raddrücke sind dem fraglichen Biegungsmomente zu Grunde zu legen, wenn die Feldlänge $2{,}2\,w$ bis etwa 10 m beträgt. Für das über B (Fig. 372) eintretende Stützenmoment hat man nach Clapeyron:

202 $M_1 = -\frac{Q}{4a^2}\left[x(a^2-x^2)+(x+w)\{a^2-(x+w)^2\}+(x+2w)\{a^2-(x+2w)^2\}\right]$;

weiter ergiebt sich:

$$Aa - 3Q\{a-(x+w)\} = M_1; \qquad A = \frac{M_1}{a} + \frac{3Q}{a}\{a-(x+w)\}.$$

Das gröfste von den drei Raddrücken erzeugte Moment liegt unter dem mittleren Raddrucke. Allgemein hat man für das unter letzterem Rade eintretende Moment:

$$M_{x+w} = A(x+w) - Qw = \frac{M_1}{a}(x+w) + \frac{3(x+w)}{a}\{a-(x+w)\}Q - Qw,$$

202 a $$M_{x+w} = \frac{x+w}{4a}\left[\left(\frac{x+w}{a}\right)^3+\left(\frac{x+2w}{a}\right)^3+\frac{x^3}{a^3}-15\left(\frac{x+w}{a}\right)+12-\frac{4w}{x+w}\right]Qa.$$

Setzt man: $\frac{x}{a}=\alpha$; $\frac{w}{a}=\beta$, so ist das Ergebnis:

$$M_{x+w} = \frac{\alpha+\beta}{4}\left[(\alpha+\beta)^3+(\alpha+2\beta)^3+\alpha^3-15(\alpha+\beta)+12-\frac{4\beta}{\alpha+\beta}\right]Qa.$$

Für den unbedingten Gröfstwert des Momentes gilt daher:

$$\frac{dM}{dx} = 0 = x^3+3wx^2-\left(\frac{5}{2}a^2-4w^2\right)x+a^3-\frac{5}{2}a^2w+2w^3$$

oder, wenn die Werte $x=a\alpha$ und $w=a\beta$ eingeführt werden:

202 b . . . . . $\alpha^3+3\beta\alpha^2-\left(\frac{5}{2}-4\beta^2\right)\alpha+1+2\beta^3-\frac{5}{2}\beta=0.$

In der nachfolgenden Tabelle sind einige Werte von M_{max} zusammengestellt:

$\beta =$	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,43	0,45	$= \frac{w}{a}$
$\alpha =$	0,259	0,240	0,196	0,152	0,110	0,069	0,045	0,030	$= \frac{x}{a}$
$M_{max} =$	0,452	0,434	0,390	0,349	0,309	0,271	0,250	0,236	mal Qa

Innerhalb der Grenzen $\beta = 0{,}18$ bis $0{,}45$ kann man für den unbedingten Gröfstwert des Momentes mit genügender Genauigkeit setzen:

203 . . . . . $M_{max} = \left(0{,}627 - 1{,}05\frac{w}{a} + 0{,}4\frac{w^2}{a^2}\right)Qa.$

b) Das dem Eigengewichte entsprechende Moment. Das im Vorstehenden berechnete ungünstigste Moment erhält noch durch das auf den Zwischenträger kommende Eigengewicht einen Zuwachs. Bezeichnet man letzteres für eine Feldlänge mit G, in Tonnen, ferner mit M_g das dem Eigengewicht entsprechende Moment, in Zentimetertonnen, so kann man mit genügender Genauigkeit annehmen:

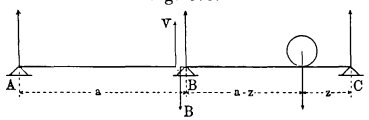
204 . . . . . $M_g = 0{,}07\,Ga.$

Letzterer Ausdruck stellt das Maximalmoment des Eigengewichtes innerhalb der Öffnung dar, sofern wieder angenommen wird, dafs der Zwischenträger nur je zwei aneinander grenzende Felder ohne Unterbrechung überspannt. Das genannte Moment tritt in der Entfernung $x = \frac{3}{8}a$ von der Stütze A, bezw. C ein.

II. Die gröfsten Querkräfte.

a) Querkräfte durch die Raddrücke. Was die den Raddrücken entsprechenden Querkräfte anlangt, so ist an der Mittelstütze B (Fig. 373) die Querkraft, welche an der linken Seite derselben eintritt, von derjenigen auf der rechten zu unterscheiden. Dicht links neben B wird die Querkraft am gröfsten, wenn sich daselbst ein Raddruck Q befindet und die Öffnungen AB und BC mit möglichst vielen Rädern belastet sind. Die Räder der Öffnung BC haben aber nur einen verhältnismäfsig geringen Einflufs auf die in Rede stehende Querkraft, weshalb in erster Linie die Lasten der Öffnungen AB in Frage kommen. Hat z. B. ein Raddruck Q von der Stütze C den Abstand z, so ergiebt sich für die zugehörige Querkraft V an der linken Seite von B, wenn man die früheren Bezeichnungen einführt:

Fig. 373.



$$A + V = 0; \qquad A a = M_1; \qquad 4 M_1 a = - \frac{Q}{a} z (a^2 - z^2);$$

mithin:

205 . . . . . $V = \frac{1}{4} \frac{z}{a} \left(1 - \frac{z^2}{a^2}\right) Q.$

Dieser Ausdruck nimmt seinen gröfsten Wert an, wenn

$$\frac{dV}{dx} = 0 = a^2 - 3 z^2;$$

daher

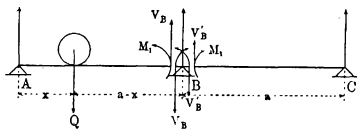
$$z = \frac{a}{\sqrt{3}} = 0{,}577\, a$$

und

206 . . . . . $V_{max} = 0{,}0962\, Q.$

Eine innerhalb der Öffnung BC liegende Last Q kann also in der angrenzenden Öffnung höchstens eine Querkraft $V = 0{,}0962\ Q$ oder rund $0{,}1\ Q$ hervorrufen.

Fig. 374.



Für die Querkraft V_B, welche ein innerhalb der Öffnung AB wirkender Raddruck Q an der linken Seite der Mittelstütze B erzeugt, hat man gemäfs der Fig. 374:

$$V_B a + M_1 - Qx = 0; \qquad M_1 = - \frac{Q}{4 a^2} x (a^2 - x^2),$$

mithin:

207 . . . . . $V_B = \frac{1}{4} \left(5 \frac{x}{a} - \frac{x^3}{a^3}\right) Q.$

Damit diese Querkraft ebenso grofs wird wie die vorhin zu $0{,}0962\ Q$ gefundene, mufs der Raddruck Q um $x = 0{,}077\, a$ von der Endstütze A abstehen. Entfernt sich Q weiter von A, so wird die Querkraft V_B gröfser als sie bei irgend einer Lage des Raddruckes in der Öffnung BC werden kann. Dieser Umstand ist von Wichtigkeit bei Entscheidung der Frage, ob ein Rad innerhalb der Öffnung AB oder BC stehen mufs, um die gröfste Querkraft V_B zu erzeugen. Betrüge z. B. die Feldlänge $a = 3\,\mathrm{m}$, so würde eine dreiachsige Lokomotive von 1,3 m Radstand und Q Tonnen Radbelastung die gröfste Querkraft V_B (an der linken Seite

der Mittelstütze) hervorrufen, wenn sie die in Fig. 375 angegebene Stellung einnimmt, indem das der Endstütze A zunächst gelegene Treibrad von dieser um die Länge $x_1 = 0{,}4 > 0{,}077 \cdot 3 = 0{,}231$ m absteht. Die fragliche Querkraft hat die Gröfse:

$$max\, V_B = Q + \frac{1}{4}\left(5 \cdot \frac{0{,}4 + 1{,}7}{3} - \frac{0{,}4^3 + 1{,}7^3}{3^3}\right) Q = 1{,}829\, Q.$$

Fig. 375.

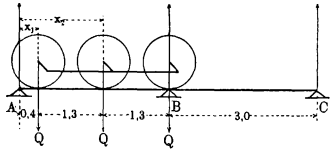
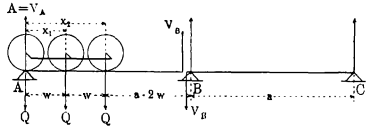


Fig. 376.



Die gröfste an der Endstütze A auftretende Querkraft ist im allgemeinen kleiner als diejenige an der Mittelstütze. Sie ergiebt sich, wenn ein Raddruck Q dicht neben A steht und sich aufserdem in der Öffnung AB so viele Räder befinden, als auf dem Zwischenträger Platz haben, Fig. 376. Die angrenzende Öffnung BC mufs dagegen von fremder Last frei sein. Man findet für eine im Abstande x_1 von der Endstütze A gelegene Last Q:

$$V_A = Q - V_B = Q - \frac{1}{4}\left(5\frac{x_1}{a} - \frac{x_1^3}{a^3}\right) Q$$

oder

208 . . . . . $V_A = \frac{1}{4}\left(4 + \frac{x_1^3}{a^3} - 5\frac{x_1}{a}\right) Q.$

Unter Annahme der im letzten Beispiel zu Grunde gelegten Verhältnisse erhält man für die dreiachsige Lokomotive die gröfste, an der Endstütze wirkende Querkraft:

$$max\, V_A = Q + \frac{1}{4}\left(2.4 + \frac{1{,}3^3 + 2{,}6^3}{3^3} - 5 \cdot \frac{1{,}3 + 2{,}6}{3}\right) Q = 1{,}558\, Q.$$

Im vorliegenden Falle beträgt demnach die gröfste Querkraft an der Endstütze rund 85 v. H. von derjenigen an der Mittelstütze.

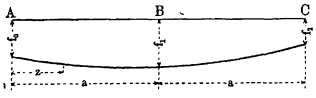
b) Querkräfte durch das Eigengewicht. Das auf den Zwischenträger kommende Eigengewicht G erzeugt an den Mittelstützen des Zwischenträgers die gröfsten Querkräfte; insbesondere beträgt die Querkraft V bei einem Träger, der nur über zwei gleiche Felder der Stützweite a ohne Unterbrechung geht:

209 . . . . . $\begin{cases} V_B = \frac{5}{8} G \text{ an der Mittelstütze,} \\ V_A = \frac{3}{8} G \text{ „ „ Endstütze.} \end{cases}$

3. Die Momente infolge der Durchbiegung der Querträger.

Im allgemeinen werden die Momente an den Stützpunkten des durchgehenden Zwischenträgers infolge der Durchbiegung der Querträger vermindert, zwischen jenen Punkten dagegen vergröfsert. Zur Berechnung dieses Momentzuwachses in der Endöffnung wollen wir die Laststellung zu Grunde legen, welche innerhalb derselben bei gleich hoch liegenden Stützpunkten das Maximalmoment hervorbringt und wollen zur Sicherheit annehmen, dafs der Träger nur das Endfeld und das darauf folgende durchgehend überspannt. Bezeichnen (Fig. 377):

Fig. 377.



f_0, f_1, f_2 die Durchbiegungen der drei Querträger an den Stützpunkten des Zwischenträgers, in Zentimetern;

J das Trägheitsmoment des Zwischenträgers, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

E die Elastizitätszahl, in Tonnen für 1 qcm;

z den Abstand des vorhin für gleich hohe Stützen berechneten Maximalmomentes vom linken Auflager, in Zentimetern;

M', M'_z das über der Mittelstütze B, bezw. in dem Abstande z auftretende Biegungsmoment infolge der Durchbiegung der Querträger, in Zentimetertonnen;

A' der dem Momente M' in A entsprechende Auflagerdruck, in Tonnen;

a die Feldlänge in Zentimetern, so folgt nach Clapeyron:

$$4\,M'a = \frac{6\,EJ}{a}\,[f_1 - f_0 - (f_2 - f_1)] = \frac{6\,EJ}{a}\,(2f_1 - f_0 - f_2);$$

$$M' = \frac{3}{2}\,\frac{EJ}{a^2}\,(2f_1 - f_0 - f_2); \qquad A' = \frac{M'}{a}; \qquad M'_z = A'z = \frac{z}{a}\,M'$$

oder

210 . . . . . $M'_z = \frac{3}{2}\,\frac{z}{a^3}\,EJ\,(2f_1 - f_0 - f_2).$

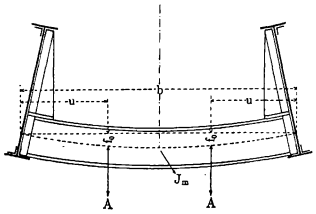
Die Durchbiegungen f_0, f_1, f_2 kann man mit ausreichender Genauigkeit auf Grund der Drücke berechnen, welche der Zwischenträger auf die Querträger bei gleich hoch liegenden Stützpunkten ausübt. Bezeichnet man letztere Auflagerdrücke mit A, B, C, in Tonnen, so läfst sich setzen:

$$f_0 = \frac{\gamma}{E}\,A; \qquad f_1 = \frac{\gamma}{E}\,B; \qquad f_2 = \frac{\gamma}{E}\,C,$$

worin γ einen Faktor bedeutet, welcher von der Stützweite und dem mittleren Trägheitsmomente der Querträger, sowie von der Lage der Zwischenträger abhängt. Es ergiebt sich daher für das gesuchte Moment:

211 . . . . . $M'_z = \frac{3}{2}\,\frac{z}{a^3}\,J\,(2\,B - A - C)\,\gamma.$

Fig. 378.



Für eine eingleisige Brücke hat man, sofern man die Querträger als frei aufliegend ansieht und folgende Bezeichnungen einführt (Fig. 378):

b die Stützweite des Querträgers, in Zentimetern;

J_m das mittlere Trägheitsmoment desfelben, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

u den Abstand jedes der beiden Zwischenträger von dem zunächst gelegenen Hauptträger, in Zentimetern:

$$f_0 = A\,\frac{u^2\,(3\,b - 4\,u)}{6\,EJ_m} = \frac{\gamma}{E}\,A,$$

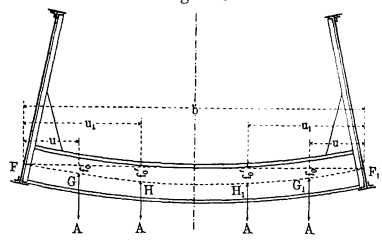
also:

$$\gamma = \frac{u^2\,(3\,b - 4\,u)}{6\,J_m};$$

212 . . . . . $M'_z = \frac{1}{4}\,\frac{J}{J_m}\,\frac{z\,u^2}{a^3}\,(3\,b - 4\,u)\,(2\,B - A - C).$

Bei einer zweigleisigen Brücke ist im Endfelde auf jedem Gleise die erwähnte ungünstigste Laststellung der Lokomotive herbeizuführen. Infolge dieser Belastung tritt im Endquerträger in den Punkten G, G_1 (Fig. 379), woselbst die äufseren Zwischenträger angeschlossen sind, die Durchbiegung ein:

Fig. 379.



$$f_0 = \frac{u^2}{6\,E J_m}\left[3\left(1+\frac{u_1}{u}\right)b - \left(5+3\frac{u_1^2}{u^2}\right)u\right]A,$$

also:

$$\gamma = \frac{u^2}{6\,J_m}\left[3\left(1+\frac{u_1}{u}\right)b - \left(5+3\frac{u_1^2}{u^2}\right)u\right].$$

Das Zusatzmoment für die äufseren Zwischenträger hat mithin den Wert:

213 . . . . $M_z' = \frac{1}{4}\frac{J}{J_m}\frac{z u^2}{a^3}\left[3\left(1+\frac{u_1}{u}\right)b - \left(5+3\frac{u_1^2}{u^2}\right)u\right](2B - A - C).$

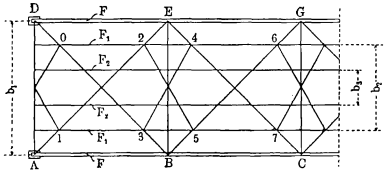
In ähnlicher Weise ergiebt sich für die inneren Zwischenträger:

214 . . . . $M_z' = \frac{1}{4}\frac{J}{J_m}\frac{z u^2}{a^3}\left[3\left(\frac{u_1}{u}+\frac{u_1^2}{u^2}\right)b - \left(1+3\frac{u_1^2}{u^2}+4\frac{u_1^3}{u^3}\right)u\right](2B - A - C).$

4. Einfluſs der wagerechten Ausbiegung des Überbaues durch den Winddruck.

Die Kräfte, welche bei wagerechten, durch Winddruck veranlafsten Ausbiegungen des Überbaues auf die durchgehenden Zwischenträger übertragen werden, sind nur bei Brücken gröfserer Spannweite von Belang und auch dann nur, wenn die Zwischenträger durch ein Gitterwerk so miteinander verbunden sind, dafs sie sich bei der seitlichen Ausbiegung wie ein Träger verhalten. Der so gebildete Träger nimmt einen Teil des auf dem Überbau lastenden Winddruckes in sich auf und entlastet daher den Hauptwindstrebenverband. Der fragliche Teil der Windbelastung und die durch denselben in den Zwischenträgern hervorgerufenen Spannungen lassen sich bei einer Anordnung des Überbaues gemäfs Fig. 380, welche z. B. die neue Weichselbrücke bei Dirschau und die Nogatbrücke bei Marienburg in Ostpreufsen zeigen, wie folgt ermitteln:

Fig. 380.



Wir nehmen an, dafs die Diagonalen des Haupt- und Nebenwindstrebenverbandes AE, DB, bezw. 2—5, 3—4 u. s. w., steif angeordnet und mit den unteren Gurtungen der vier durchgehenden Zwischenträger vernietet sind. Die beiden äufseren Zwischenträger sind auf diese Weise durch ein zweifaches Netzwerk verbunden, während das Diagonalensystem der beiden inneren Zwischenträger nicht vollständig ausgebildet ist. Immerhin dürfte dasfelbe genügen, um die inneren Zwischenträger zu zwingen, sich so auszubiegen, als bildeten sie mit den übrigen Trägern ein Ganzes. Bezeichnen nun:

l die Stützweite des Überbaues, in Metern;

b_1 den Abstand der Gurtungen des Hauptwindstrebenverbandes, in Metern;

b_2, b_3 die Abstände der beiden äufseren, bezw. inneren Zwischenträger, in Metern;

w_t den metrischen Winddruck, welcher auf dem gesamten Windstrebenverbande der Fahrbahn bei voller Belastung der Brücke ruht, in Tonnen;

M das gesamte, dem Winddrucke w_t bei voller Belastung der Brücke entsprechende Moment in einem beliebigen Trägerfelde, in Metertonnen;

M_1, M_2, M_3 die Teile des Momentes M, welche auf die Gurtungen des Hauptverbandes, bezw. auf die äufseren und inneren Zwischenträger kommen, in Metertonnen;

s_1, s_2, s_3 die dem Momente M in den Abständen $\frac{1}{2}b_1$, $\frac{1}{2}b_2$, $\frac{1}{2}b_3$ von der Mittellinie der Fahrbahn entsprechenden Biegungsspannungen, in Tonnen für 1 qm;

s_0 desgl. die Biegungsspannung, welche eine in 1 m von der genannten Mittellinie abstehende Fahrschicht haben würde, in Tonnen für 1 qm;

F_1, F_2, F_3 den Querschnitt einer Gurtung des Hauptwindstrebenverbandes, bezw. eines äufseren und inneren Zwischenträgers, in Quadratmetern; so ergiebt sich:

$$M = M_1 + M_2 + M_3; \qquad M_1 = F_1 s_1 . b_1$$

oder, da $s_1 = \frac{1}{2} b_1 s_0$:

$$M_1 = \tfrac{1}{2} F_1 b_1^2 s_0.$$

Ebenso findet man: $M_2 = \frac{1}{2} F_2 b_2^2 s_0$ und $M_3 = \frac{1}{2} F_3 b_3^2 s_0$; demnach ist

$$s_0 = \frac{2M}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2}$$

und:

$$M_1 = \frac{F_1 b_1^2 M}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2}; \quad M_2 = \frac{F_2 b_2^2 M}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2}; \quad M_3 = \frac{F_3 b_3^2 M}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2}.$$

Vorstehende Momente verhalten sich zu einander wie die metrischen Windbelastungen der einzelnen Träger. Bezeichnet man letztere Belastungen mit w', w'', w''', so folgt:

$$\frac{w'}{w_t} = \frac{M_1}{M}; \qquad \frac{w''}{w_t} = \frac{M_2}{M}; \qquad \frac{w'''}{w_t} = \frac{M_3}{M}$$

oder

215 . . . . . .

$$\begin{cases} w' = \dfrac{F_1 b_1^2}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2} w_t \\ w'' = \dfrac{F_2 b_2^2}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2} w_t \\ w''' = \dfrac{F_3 b_3^2}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2 + F_3 b_3^2} w_t. \end{cases}$$

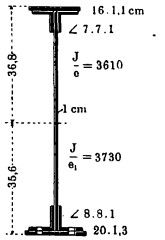
Bei der neuen Weichselbrücke zu Dirschau ist $l = 129$, $b_1 = 9{,}9$, $b_2 = 5$, $b_3 = 2$ m. Die Fahrbahn ist an den Hauptträgern aufgehängt und hat als Gurtungen für den Hauptwindstrebenverband zwei Randträger von I-förmigem Querschnitt. Der Querschnitt eines Randträgers beträgt in den sieben Mittelfeldern 228 qcm, und in den andern Feldern 196 qcm. Der Einfachheit halber werde jedoch der Querschnitt unveränderlich angenommen, und zwar zu $F_1 = 228$ qcm, indem die gröfsten Spannungen in der Brückenmitte auftreten. Die äufseren Zwischenträger haben den Querschnitt $F_2 = 216$ qcm und die inneren den von $F_3 = 170$ qcm; sonach ist

$$w' = \frac{228 . 9{,}9^2 . w_t}{228 . 9{,}9^2 + 216 . 5^2 + 170 . 2^2} = 0{,}786\, w_t; \quad w'' = 0{,}190\, w_t; \quad w''' = 0{,}024\, w_t.$$

Die Summe $w' + w'' + w'''$ mufs $= w_t$ sein, welche Forderung die berechneten Werte erfüllen.

Der auf den Hauptwindstrebenverband bei voller Belastung der Brücke kommende Winddruck beträgt $w^t = 0{,}75$ Tonnen für das laufende Meter; hiervon sind auf das durch die beiden äufseren Zwischenträger gebildete Trägersystem $w'' = 0{,}19 \,.\, 0{,}75 = 0{,}143$ Tonnen zu rechnen, wofür wir zur Sicherheit 0,15 Tonnen setzen wollen. Infolge dieser Belastung tritt in der Brückenmitte eine Stabkraft S_2 in jedem der beiden äufseren Zwischenträger auf, für welche gilt:

Fig. 381.



Äufserer Zwischenträger.

$$S_2 \,.\, 5 = \pm \tfrac{1}{8}\, w'' l^2 = \pm \tfrac{1}{8} \cdot 0{,}15 \,.\, 129^2; \qquad S_2 = \pm\, 62{,}4 \text{ Tonnen.}$$

Die Kraft S_2 greift 28,4 cm unter dem Schwerpunkte des Trägerquerschnittes an (Fig. 381) und erzeugt daher das Biegungsmoment:

$$M_{w''} = \pm\, 62{,}4 \,.\, 28{,}4 = \pm\, 1772 \text{ cmt.}$$

Von den beiden Werten des Momentes ist der obere der mafsgebende, da demselben im Untergurte des Zwischenträgers Zugspannung, im Obergurte Druckspannung entspricht.

Für die gesamte Spannung, welche die einseitig auf den Zwischenträger wirkende Kraft S_1 in der obersten, bezw. untersten Faserschicht desfelben hervorruft, ergiebt sich, da der Nutzquerschnitt des Trägers = 206 qcm, das Widerstandsmoment auf der Druckseite $\frac{J}{e} = 3900$ in cm³ und dasjenige auf der Zugseite $\frac{J}{e_1} = 6030$ in cm³ ist:

Spannung der obersten Faserschicht: $\dfrac{62{,}4}{206} - \dfrac{1772}{3900} = 0{,}30 - 0{,}45 = -\,0{,}15$ t/qcm (Druck,

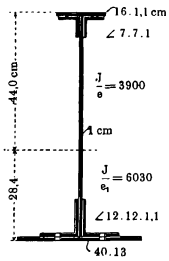
„ „ untersten „ $\dfrac{62{,}4}{206} + \dfrac{1772}{6030} = 0{,}30 + 0{,}29 = +\,0{,}59$ t/qcm (Zug).

In ähnlicher Weise erhält man für die inneren Zwischenträger: $w''' = 0{,}024 \,.\, 0{,}75 = 0{,}018$ Tonnen für 1 Meter; $S_3 \,.\, 2 = \frac{1}{8} \cdot 0{,}018 \,.\, 129^2$; $S_3 = 18{,}7$ Tonnen; ferner in Rücksicht auf Fig. 382: $M_{w_3} = 18{,}7 \,.\, 35{,}6 = 665$ cmt.

Spannung in der obersten Faserschicht: $\dfrac{18{,}7}{160} - \dfrac{665}{3610} = 0{,}12 - 0{,}18 = -\,0{,}06$ t/qcm (Druck),

„ „ „ untersten „ $\dfrac{18{,}7}{160} + \dfrac{665}{3730} = 0{,}12 + 0{,}18 = +\,0{,}30$ t/qcm (Zug).

Fig. 382.



Innerer Zwischenträger.

Im vorliegenden Falle sind demnach die durch den Winddruck in den Zwischenträgern veranlafsten Spannungen nicht unbedeutende.

Für eine eingleisige Brücke mit zwei durchgehenden Zwischenträgern erhält man die entsprechenden Werte der metrischen Windbelastungen aus der Gleichung Nr. 215, indem man $F_3 = 0$ setzt, also:

216 . . . . . $\begin{cases} w' = \dfrac{F_1 b_1^2}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2} w_t, \\ w'' = \dfrac{F_2 b_2^2}{F_1 b_1^2 + F_2 b_2^2} w_t. \end{cases}$

Der Vollständigkeit halber sollen hier noch im Zusammenhange die Spannungen berechnet werden, welche die im Vorstehenden betrachteten Zwischenträger der neuen Weichselbrücke bei Dirschau infolge der unter 1. bis 3. aufgeführten Einflüsse erleiden.

1. Beanspruchung, veranlafst durch die senkrechte Durchbiegung der beiden als Balkenträger angeordneten Hauptträger der Brücke.

Die fragliche Spannung s_1 der Zwischenträger ist in der Mitte des Überbaues am gröfsten und beträgt nach den Gleichungen Nr. 195 und 197:

$$s_1 = \frac{h_1}{h} s \quad ; \quad s = \frac{J}{J + nJ_1} s_m.$$

Nun ist die Höhe der Zwischenträger $h_1 = 72{,}4$; die Pfeilhöhe der Hauptträger $h_0 = 1800$ cm; $s_m = 0{,}79$ Tonnen für 1 qcm; Trägheitsmoment des Hauptträgers in der Mitte: $J = \frac{1}{2} F h_0^2 = \frac{1}{2} \cdot 1190 \cdot 1800^2 = 1\,927\,800\,000$ in cm^4. Auf jeden Hauptträger sind zwei Zwischenträger bei der Lastübertragung zu rechnen. Von diesen hat der äufsere das Trägheitsmoment $J_1 = 171\,000$; der innere das von $J_1' = 133\,000$ in cm^4. Für den Ausdruck nJ_1 ist daher hier zu setzen: $J_1 + J_1' = 304\,000$ und somit für die Beanspruchung des Hauptträgers in der Mitte, welche in Wahrheit durch die Eigen- und Betriebslast der Brücke hervorgerufen wird:

$$s = \frac{19\,278}{19\,278 + 3{,}04} s_m = s_m = 0{,}79,$$

mithin

$$s_1 = \frac{72{,}4}{1800} \cdot 0{,}79 = 0{,}032 \text{ Tonnen für 1 qcm (im Mittel).}$$

Da die Längenachse des äufseren Zwischenträgers erheblich von der Schwerlinie abweicht, hat man für die unterste, bezw. oberste Faserschicht desselben zu setzen:

$$s_u = \frac{28{,}4}{900} \cdot 0{,}79 = 0{,}025 \text{ Tonnen Zug für 1 qcm,}$$

$$s_o = \frac{44}{900} \cdot 0{,}79 = 0{,}039 \text{ Tonnen Druck für 1 qcm.}$$

Bei den inneren Zwischenträgern ist die eben erwähnte Abweichung eine so geringe, dafs sie nicht berücksichtigt zu werden braucht.

2. Beanspruchung durch die gröfsten Momente infolge der unmittelbaren Einwirkung der Raddrücke und des Eigengewichtes unter Annahme gleich hoch liegender Stützpunkte der Zwischenträger.

Wir legen der Berechnung eine dreiachsige Güterzuglokomotive von 7 Tonnen Raddruck und 1,3 m Radstand zu Grunde und nehmen zur Sicherheit auch für die Mitte des Überbaues an, dafs die Zwischenträger nur je zwei aneinander grenzende Felder durchgehend überspannen. Gemäfs den Gleichungen Nr. 203 und 204 haben wir alsdann:

$$M_{max} + M_g = \left(0{,}627 - 1{,}05 \frac{w}{a} + 0{,}4 \frac{w^2}{a^2}\right) Qa + 0{,}07\, Ga.$$

Hierin ist: $w = 130$; $a = 700$ cm; $G = 3$ Tonnen; daher:

$$M_{max} + M_g = 0{,}446 \cdot 7 \cdot 700 + 0{,}07 \cdot 3 \cdot 700 = 2332 \text{ cmt.}$$

Das Widerstandsmoment der äufseren Zwischenträger beträgt für die Zug- bezw. Druckseite des Querschnittes 6030, bezw. 3900 in cm^3; ferner für den inneren Zwischenträger

3730, bezw. 3610 (vergl. Fig. 381 u. 382). Der äufsere Querträger erleidet daher in der untersten, bezw. obersten Faserschicht die Spannung:

$$s_u = \frac{2332}{6030} = 0{,}387 \text{ t/qcm Zug}; \qquad s_o = \frac{2332}{3900} = 0{,}598 \text{ t/qcm Druck.}$$

Für den inneren Zwischenträger ergiebt sich in gleicher Weise:

$$s_u = \frac{2332}{3730} = 0{,}625 \text{ t/qcm Zug}; \qquad s_o = \frac{2332}{3610} = 0{,}646 \text{ t/qcm Druck.}$$

3. Beanspruchung infolge der Durchbiegung der Querträger.

In den äufseren Zwischenträgern entsteht infolge der Durchbiegung der Querträger gemäfs der Gleichung Nr. 213 das Biegungsmoment:

$$M_z' = \frac{1}{4}\,\frac{J}{J_m}\,\frac{z u^2}{a^3}\left[3\left(1+\frac{u_1}{u}\right)b - \left(5+3\,\frac{u_1^2}{u^2}\right)u\right](2B - A - C).$$

Man hat hier (Fig. 383): $a = 700$, $u = 225$, $u_1 = 375$, $b = 950$ cm; $z = w + a\alpha = 130 + 700.\alpha$. Der Wert von α ergiebt sich aus der Gleichung Nr. 202 a, bezw. aus der berechneten Tabelle durch Einschaltung, da $\beta = \frac{w}{a} = \frac{130}{700} = 0{,}186$, zu $\alpha = 0{,}254$; daher $z = 130 + 700.0{,}254 = 307{,}8$ oder rund 308 cm. Für den bei A, Fig. 384, durch die drei Raddrücke erzeugten Auflagerdruck folgt nach Gleichung Nr. 208:

$$A = \frac{1}{4}\left(12 + \frac{1{,}78^3 + 3{,}08^3 + 4{,}38^3}{7^3} - 5\cdot\frac{1{,}78 + 3{,}08 + 4{,}38}{7}\right)7 = 10{,}1 \text{ Tonnen (abger.).}$$

Ferner hat man für die Auflagerdrücke C und B:

$C.7 = 10{,}1.7 - 3.7.3{,}92 = -1{,}7$ Tonnen (abger.),

$B = 3.7 - (A + C) = 21 - (10{,}1 - 1{,}7) = 12{,}6$ Tonnen; mithin

$2B - A - C = 2.12{,}6 - 10{,}1 + 1{,}7 = 16{,}8$ Tonnen.

Das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers kann zu $J_m = 900\,000$ in cm^4 angenommen werden.

Für den äufseren Zwischenträger hat man nunmehr, da sein Trägheitsmoment $J = 171\,000$ in cm^4 ist:

$$M_z' = \frac{1}{4}\cdot\frac{171}{900}\cdot\frac{308.225^2}{700^3}\left[3\left(1+\frac{375}{225}\right)950 - \left(5+3\cdot\frac{375^2}{225^2}\right)225\right].16{,}8 = 165 \text{ cmt.}$$

Fig. 383.

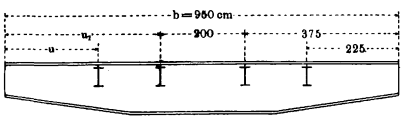
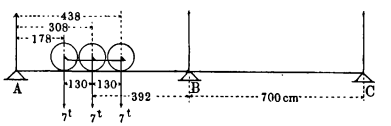


Fig. 384.



Ebenso erhält man für den inneren Zwischenträger, da sein Trägheitsmoment $J = 133\,000$ in cm^4 ist, gemäfs Gleichung Nr. 214:

$$M_z' = \frac{1}{4}\cdot\frac{133}{900}\cdot\frac{308.225^2}{700^3}\left[3\left(\frac{375}{225}+\frac{375^2}{225^2}\right)950 - \left(1+3\cdot\frac{375^2}{225^2}+4\cdot\frac{375^3}{225^3}\right)\cdot 225\right].16{,}8 = 180 \text{ cmt.}$$

Dem Momente von 165 cmt entsprechend, erhält der äufsere Zwischenträger in der untersten, bezw. obersten Faserschicht die Spannungen:

$$s_u = \frac{165}{6030} = 0{,}027 \text{ t/qcm Zug}; \qquad s_o = \frac{165}{3900} = 0{,}042 \text{ t/qcm Druck};$$

ferner der innere Zwischenträger:

$$s_u = \frac{180}{3730} = 0{,}048 \text{ t/qcm Zug}; \qquad s_o = \frac{180}{3610} = 0{,}050 \text{ t/qcm Druck}.$$

Die Beanspruchungen der Zwischenträger infolge der Durchbiegung der Querträger sind also ganz gering.

Der besseren Übersicht wegen sind die gewonnenen Rechnungsergebnisse in nachfolgender Tabelle zusammengestellt:

Lfde. Nr.	Ursache der Spannung	Äufserer Zwischenträger s_u t/qcm Zug	Äufserer Zwischenträger s_o t/qcm Druck	Innerer Zwischenträger s_u t/qcm Zug	Innerer Zwischenträger s_o t/qcm Druck
1	Senkrechte Durchbiegung der Hauptträger . . .	0,025	0,039	0,032	0,032
2	Unmittelbare Belastung durch die Eigen- und Betriebslast	0,387	0,598	0,625	0,646
3	Senkrechte Durchbiegung der Querträger	0,027	0,042	0,048	0,050
	Summa	0,439	0,679	0,705	0,728
4	Winddruck	0,590	0,150	0,300	0,060
	Summa	1,029	0,829	1,005	0,788

Sieht man von dem Zusammenhange der Zwischenträger über den Querträgern ganz ab, betrachtet sie also als Träger, welche die einzelnen Felder zwischen den Querträgern getrennt überspannen, so tritt das gröfste Biegungsmoment ein, wenn die mittlere Lokomotivachse sich in der Feldmitte befindet. Einschliefslich des von dem Eigengewichte herrührenden Momentes ergiebt sich alsdann für den Gröfstwert des Momentes:

$$M_{max} = \frac{3.7}{2} \cdot 350 - 7.130 + \frac{1}{8} \cdot 3.700 = 3027{,}5 \text{ cmt}.$$

Die entsprechenden Werte für die Beanspruchung der Zwischenträger sind:

Äufserer Zwischenträger $s_u = 0{,}502$ Zug; $s_o = 0{,}776$ Druck Tonnen für 1 qcm

Innerer „ $s_u = 0{,}812$ „ $s_o = 0{,}839$ „ „ „ „

Letztere Spannungen betragen 14 bis 15 v. H. mehr als die oben unter 1. bis 3. zusammengefafsten.

§. 76.

Abmessungen der Zwischenträger.

Bestimmung des Querschnittes.

Wenn die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte des Zwischenträgers bestimmt sind, so handelt es sich darum, einen Querschnitt zu finden, welcher dieselben in regelrechter

Weise aufnimmt und dabei eine möglichst kleine Fläche hat. Bezeichnet für einen beliebigen Querschnitt des Trägers:

M das gröfste Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;
J das Trägheitsmoment, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;
W das zugehörige Widerstandsmoment, in cm^3;
h die Höhe, in Zentimetern;
s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen für 1 qcm, so folgt:

$$M = \frac{2s}{h} J = W.s; \qquad W = \frac{M}{s}.$$

Der Querschnitt, welcher diesem Widerstandsmomente Genüge leistet, kann entweder unter Annahme einzelner Abmessungen in bekannter Weise berechnet, oder auf Grund von Tabellen ermittelt werden, wie solche von Zimmermann, Böhm u. John u. A. aufgestellt sind. Ein in den meisten Fällen für I-förmige Träger ausreichendes Annäherungsverfahren ist folgendes: Man denkt sich die Querschnittsfläche jeder der beiden Gurtungen in ihrem Schwerpunkte vereinigt und nimmt die Blechwand als nur bis zu diesem Punkte reichend an. Bezeichnet nun:

F den Nutzquerschnitt einer Gurtung, in Quadratzentimetern;
h_0 den Schwerpunktsabstand der Gurtungen, in Zentimetern;
δ die Wanddicke, in Zentimetern, so ergiebt sich angenähert:

$$J = 2F\left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{1}{12}\delta h_0^3,$$

also

217 . . . . . $\begin{cases} J = \frac{h_0^2}{2}\left(F + \frac{1}{6}\delta h_0\right), \\ W = \frac{h_0^2}{h}\left(F + \frac{1}{6}\delta h_0\right). \end{cases}$

Den Nutzquerschnitt der Gurtung erhält man unter Berücksichtigung des Wertes $W = \frac{M}{s}$ zu:

218 . . . . . $F = \frac{h}{h_0^2}\frac{M}{s} - \frac{1}{6}\delta h_0.$

Für h_0 ist zunächst eine Annahme zu machen und auf Grund derselben F zu berechnen. Zeigt es sich nun, dafs die in Wahrheit vorhandene Schwerpunktsentfernung h_0 von der angenommenen zu sehr abweicht, so ist die Rechnung mit dem neuen h_0 zu wiederholen. Setzt man $h_0 = \varepsilon h$, so folgt:

219 . . . . . $F = \frac{1}{\varepsilon^2 h}\frac{M}{s} - \frac{1}{6}\varepsilon\delta h.$

Sofern man keinen andern Anhalt hat, kann man vorläufig $h_0 = 0{,}9\,h$ für Träger bis zu etwa 60 cm Höhe annehmen, also $\varepsilon = 0{,}9$. Führt man letzteren Wert in die Gleichung Nr. 219 ein, so erscheint:

219a . . . . . $F = \frac{1{,}24}{h}\frac{M}{s} - 0{,}15\,\delta h.$

Für die zulässige Beanspruchung der Zwischenträger gelten in Preufsen nach den Vorschriften vom September 1895 die nachfolgenden Bestimmungen:

„Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, so dafs eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf die Fahrbahnträger nicht stattfindet, so sind dieselben Beanspruchungen zulässig, wie bei den vollwandigen Hauptträgern, d. i. 750 kg/qcm für Flufseisen und 700 kg/qcm für Schweifseisen.

Liegen die Schienen mittels Querschwellen auf den Längsträgern, so dürfen diese und die Querträger bei Flufseisen nur bis 700 kg/qcm, bei Schweifseisen bis 650 kg/qcm beansprucht werden.

Liegen die Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längsträgern, so sind diese bei Flufseisen nur bis 650 kg/qcm und bei Schweifseisen bis 600 kg/qcm zu beanspruchen.

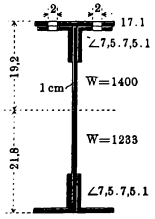
Das Gleiche gilt für die Querträger, wenn dieselben in Ermangelung von Längsträgern die Schienen unmittelbar tragen.“

In Bezug auf den Nutzquerschnitt der Gurtungen ist noch zu bemerken, dafs man den Nietabzug vielfach nur in der gezogenen Gurtung macht, indem man annimmt, dafs die Niete die zugehörigen Löcher vollständig ausfüllen und daher den Druck unmittelbar übertragen. Dieses Verfahren ist jedoch nicht zu empfehlen, da einerseits die gedrückten Gurte auf Zerknicken beansprucht werden und hierfür bei Blechträgern der vorstehenden Art im allgemeinen keine besonderen Zuschläge zum Querschnitt gemacht werden, anderseits die Teile, welche einzeln gebohrt und später verbunden werden, in manchen Fällen nicht so genau zusammenpassen, dafs nach dem Ausreiben der Nietlöcher eine einheitliche glatte Wand entsteht.

Beispiel. Es sollen die Abmessungen des auf S. 260 behandelten und in Fig. 357, Taf. XL, dargestellten Zwischenträgers von 4 m Stützweite unter der Voraussetzung bestimmt werden, dafs die zur Verfügung stehende Höhe 44 cm beträgt und als Baustoff Flufseisen zur Verwendung kommt.

In der Trägermitte ist das gröfste Biegungsmoment $M = 1255$ cmt. Bei einer zulässigen Beanspruchung von $s = 0{,}66$ t/qcm ist daher das erforderliche Widerstandsmoment $W = \frac{1255}{0{,}66} = 1902$. Dasselbe wird nach den Tabellen der Widerstandsmomente von Böhm u. John, S. 35 (Berlin, Verlag von Julius Springer, 1895), durch einen Querschnitt gedeckt, welcher ein Stehblech von 40.1 cm hat und dessen Gurtungen aus je zwei Platten von 17.1 und zwei Winkeleisen von 7,5.7,5.1 cm bestehen. Das Widerstandsmoment dieses Querschnittes, von welchem bei der Berechung im Ober- und Untergurt je zwei Niete von 2 cm in Abzug gebracht sind, beträgt 1963, also 61 mehr als erforderlich.

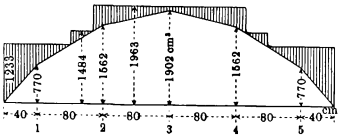
Fig. 385.



Läfst man in jeder der beiden Gurtungen eine Platte von 17.1 cm fehlen, so vermindert sich das Widerstandsmoment auf 1484 und wenn aufserdem noch die Platte im Untergurt wegfällt (Fig. 385), auf $W = 1233$ an der Zugseite des Querschnittes und $W = 1400$ auf der Druckseite. Trägt man die vorstehenden Widerstandsmomente von 1963, 1484, 1233, in cm³, in die zeichnerische Darstellung der an den einzelnen Knotenpunkten des Zwischenträgers erforderlichen Widerstandsmomente (Fig. 386), so erkennt man sofort, welche Längen man den einzelnen Platten mindestens geben mufs, um keine Überanstrengung in irgend einem Querschnitte herbeizuführen. Im Obergurt behält man zweckmäfsig eine Gurt-

platte bis an das Trägerende bei, um dem Abbiegen der Winkeleisen durch die Querschwellen entgegenzuwirken (vergl. S. 134).

Fig. 386.



Nach der Annäherungsgleichung Nr. 219a erhält man für den in der Trägermitte erforderlichen Nutzquerschnitt, da $h = 44$ cm, $M = 1255$ cmt, $s = 0{,}66$ t/qcm $\delta = 1$ cm:

$$F = \frac{1{,}24}{44} \cdot \frac{1255}{0{,}66} - 0{,}15 \cdot 44 = 47 \text{ qcm}.$$

Diesen Querschnitt würde man erzielen können durch zwei Platten, je 15,5 . 1 und zwei Winkeleisen, je 7,5 . 7,5 . 1, indem $2\,(15{,}5 - 4) + 2\,(14 - 2) = 47$. Der genauen Rechnung zufolge beträgt die Plattenbreite 16,2 cm; es ist also das Ergebnifs der Annäherungsgleichung Nr. 219a im vorliegenden Falle ein für die Bauausführung hinreichendes.

Günstigste Höhe der Zwischenträger hinsichtlich des Stoffaufwandes.

Wenn man freie Verfügung über die Höhe der Zwischenträger hat, empfiehlt es sich, dieselbe so zu wählen, dafs der Stoffaufwand ein Kleinstwert wird. Für einen Träger von unveränderlichem Querschnitte, dessen gröfstes Biegungsmoment in der Mitte gleich M, in Zentimetertonnen, ist, ergiebt sich der Reininhalt für das laufende Meter gemäfs Gleichung Nr. 219a angenähert zu:

$$2F\,100 + \delta h\,100 = 248\frac{M}{s}\frac{1}{h} - 30\,\delta h + 100\,\delta h = 70\,\delta h + 248\frac{M}{s}\frac{1}{h}.$$

Um den wahren Rauminhalt des Trägers zu erhalten, hat man für die Schwächung der Gurtungen durch die Niete und für die Aussteifung der Blechwand gewisse Zusätze zu machen. Ersterer Zusatz beträgt für das laufende Meter, wenn bei Berechnung des Trägheitsmomentes im Ober- und Untergurte ein 2 cm starker, durch drei Eisendicken von zusammen 3 cm gehender wagerechter Nietbolzen abgezogen wird: $2 . 3 . 2 . 100 = 1200$ ccm. Für die Aussteifung der Blechwand kann man auf je 0,8 m Trägerlänge ein Winkeleisen von 6,5 . 6,5 . 1 cm und demnach auf 1 m Länge $\frac{12}{0{,}8}h = 15\,h$ ccm als Zusatz zur Trägerwand rechnen. Bezeichnet nun k den metrischen Rauminhalt des Trägers in Kubikzentimetern und g das metrische Gewicht desselben in Kilogrammen, so folgt, da 1 ccm Eisen im Mittel 0,0078 kg wiegt:

$$\textbf{220} \quad \begin{cases} k = 1200 + (15 + 70\,\delta)\,h + 248\dfrac{M}{s}\dfrac{1}{h}, \\ g = 9{,}36 + 0{,}0078\,(15 + 70\,\delta)\,h + 1{,}934\dfrac{M}{s}\dfrac{1}{h}. \end{cases}$$

Der Kleinstwert von k oder g tritt ein für:

$$\frac{dk}{dh} = 0 = 15 + 70\,\delta - 248\frac{M}{s}\frac{1}{h^2},$$

mithin:

$$\textbf{221} \quad h = \sqrt{\frac{248}{15 + 70\,\delta}\frac{M}{s}}.$$

Beträgt nun die zulässige Beanspruchung für einen Zwischenträger aus Schweifs- bezw. Flufseisen, $s = 0{,}6$ bezw. 0,7 Tonnen für 1 qcm und hat die Wand desfelben eine Dicke von $\delta = 1$ cm, so folgt:

221 a . . . . . $\begin{cases} h = 2{,}20\sqrt{M} \text{ Schweifseisen,} \\ h = 2{,}04\sqrt{M} \text{ Flufseisen.} \end{cases}$

Wenn sich für die Zwischenträger gröfsere Höhen als 60 cm ergeben, setzt man in Gleichung Nr. 219 genauer $\varepsilon = 0{,}95$, mithin $\frac{1}{\varepsilon^2} = 1{,}108$ und

222 . . . . . $\begin{cases} h = \sqrt{\frac{222}{15 + 68\delta}\frac{M}{s}}; \text{ also für } \delta = 1;\ s = 0{,}6, \text{ bezw. } 0{,}7, \\ h = 2{,}11\sqrt{M} \text{ Schweifseisen,} \\ h = 1{,}95\sqrt{M} \text{ Flufseisen.} \end{cases}$

Im Falle der Gurtungsquerschnitt veränderlich ist, führt man für F den Mittelwert $0{,}8\,F$ in die Gleichungen Nr. 219 und 219 a und erhält dann als günstigste Trägerhöhe:

223 . . . . . $\begin{cases} h = \sqrt{\frac{198}{15 + 76\delta}\frac{M}{s}}, \text{ wenn } h \leqq 60 \text{ cm,} \\ h = \sqrt{\frac{178}{15 + 74\delta}\frac{M}{s}} \quad \text{„} \quad h > 60 \text{ cm.} \end{cases}$

Hiernach erreicht der vorhin berechnete Zwischenträger, dessen gröfstes Moment in der Mitte $M = 1255$ cmt und dessen gröfste Beanspruchung $s = 0{,}66$ Tonnen für 1 qcm ist, seine günstigste Trägerhöhe bei:

$$h = \sqrt{\frac{178}{15 + 74} \cdot \frac{1255}{0{,}66}} = 61{,}7 \text{ cm.}$$

Um zu ersehen, in welchem Grade der Eisenaufwand steigt, wenn von der günstigsten Trägerhöhe abgewichen wird, wollen wir noch das metrische Gewicht des vorstehenden Zwischenträgers für verschiedene Höhen desfelben berechnen. Nehmen wir den Zuschlag für die Nietschwächung zu 2000 ccm für 1 m Trägerlänge an, so ergiebt sich:

$$k = 2000 + 91\,h + 198\frac{M}{s}\frac{1}{h}$$

für Höhen < 60 cm und

$$k = 2000 + 89\,h + 178\frac{M}{s}\frac{1}{h}$$

für Höhen > 60 cm, im Durchschnitt

$$k = 2000 + 90\,h + 188\frac{M}{s}\frac{1}{h} \text{ in ccm.}$$

Da nun 1 ccm Eisen im Mittel 0,0078 kg wiegt, haben wir für das gesuchte metrische Gewicht:

$$g = 15{,}6 + 0{,}702\,h + 1{,}466\frac{M}{s} \cdot \frac{1}{h}$$

oder, da $M = 1255$, $s = 0{,}66$:

$$g = 15 + 0{,}7\,h + 2788 \cdot \frac{1}{h} \text{ (abger.).}$$

Diese Gleichung liefert nachstehende Tabelle:

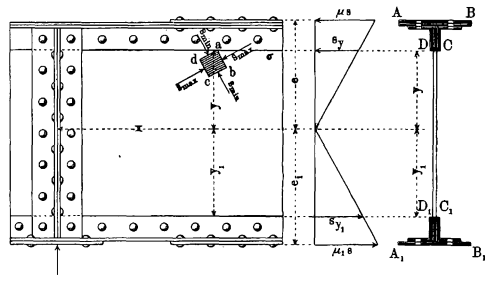
$h =$	30	40	50	61,7*	70	80	cm
$g =$	129	113	106	103	104	106	kg für 1 m

Es tritt also erst dann ein in Betracht kommender Mehraufwand an Eisen ein, wenn man erheblich von der günstigsten Höhe abweicht.

Dicke der Blechwand.

Die Wand des Zwischenträgers wird am stärksten dicht an den Gurtungen beansprucht, indem hier aufser den Biegungsspannungen noch Schubspannungen von Belang thätig sind.

Fig. 387.



Bezeichnet für ein rechteckiges Wandelement $abcd$, Fig. 387, welches von der Schwerlinie des Trägers den Abstand y und vom Ende desfelben den von x Zentimeter hat:

s_y, σ die Biegungsspannung, bezw. wagerechte (oder senkrechte) Schubspannung in Tonnen für 1 qcm;

s_{max}, s_{min} die zugehörigen Hauptspannungen, in Tonnen für 1 qcm;

k die den letzteren Spannungen entsprechende ideale Hauptspannung, in Tonnen für 1 qcm, so folgt:

$$s_{max} = \frac{1}{2} s_y + \sqrt{\sigma^2 + \frac{1}{4} s_y^2}; \qquad s_{min} = \frac{1}{2} s_y - \sqrt{\sigma^2 + \frac{1}{4} s_y^2}.$$

Beide Spannungen stehen rechtwinklig zu einander und erzeugen in den Seitenflächen ab und cd des Wandelementes die ideale Hauptspannung: $k = s_{max} - \frac{1}{4} s_{min}$ oder:

224 . . . . . $k = \frac{3}{8} s_y + \frac{5}{4} \sqrt{\sigma^2 + \frac{1}{4} s_y^2}$,

sofern der Beiwert der Querausdehnung des Elementes zu ein Viertel angenommen wird. Ist nun:

e, e_1 der Abstand der entferntesten Faserschicht auf der Druck- bezw. Zugseite des Querschnittes von der wagerechten Schwerachse, in Zentimetern;

μs, $\mu_1 s$ die zugehörigen Biegungsspannungen, in Tonnen für 1 qcm;

δ die Wanddicke, in Zentimetern;

J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes in der Entfernung x, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

S, S_1 das statische Moment des über y, bezw. unter y_1 (Fig. 387) liegenden Nutzquerschnittes $ABCD$, bezw. $A_1B_1C_1D_1$ des Trägers, bezogen auf letztere Achse, in cm^3;

h_0 der Schwerpunktsabstand der Gurtungen des Trägers, in Zentimetern;

V die in dem fraglichen Trägerquerschnitte vorhandene Querkraft, in Tonnen;

v die auf das Wandelement wirkende wagerechte Schubkraft, in Tonnen für 1 cm der Länge;

σ_0 die in der Schwerlinie des Trägers im Abstande x auftretende Schubspannung in wagerechter (oder senkrechter) Richtung, in Tonnen für 1 qcm;

s die zulässige Beanspruchung der Blechwand, in Tonnen für 1 qcm, so folgt:

$$s_y = \frac{y}{e}\mu s; \quad v = \sigma\delta = \frac{S}{J}V,$$

gemäfs Gleichung Nr. 231.

Führt man vorstehende Werte in die Gleichung Nr. 224 ein und beachtet, dafs die Spannung k höchstens gleich der zulässigen Inanspruchnahme s werden darf, so ist das Ergebnis:

$$s = \frac{3}{8}\frac{y}{e}\mu s + \frac{5}{4}\sqrt{\sigma^2 + \frac{\mu^2}{4}\frac{y^2}{e^2}s^2}; \quad \sigma = \frac{4}{5}s\sqrt{1 - \frac{3\mu}{4}\frac{y}{e} - \frac{\mu^2}{4}\frac{y^2}{e^2}} = \frac{S}{J}\frac{V}{\delta},$$

daher:

225 . . . . . $\delta = \dfrac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\frac{\mu y}{e} - \frac{1}{4}\frac{\mu^2 y^2}{e^2}}}\frac{S}{J}\frac{V}{s}.$

Angenähert kann man setzen:

$$\frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\frac{\mu y}{e} - \frac{1}{4}\frac{\mu^2 y^2}{e^2}}} = 2{,}5;$$

ferner $\frac{S}{J} = \frac{0{,}8}{h_0}$ (vergl. S. 289), mithin:

226 . . . . . $\delta = \frac{2}{s}\frac{V}{h_0}$ (angen.).

Am Auflager des Trägers wird die Blechwand am stärksten durch die Schubspannung in der wagerechten Schwerachse beansprucht. Für letztere gilt:

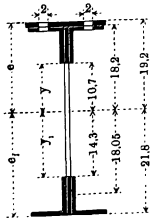
$$\sigma_0 = \frac{S}{J}\frac{V}{\delta};$$

mithin, da σ_0 den Wert $\frac{4}{5}s$ nicht überschreiten darf:

227 . . . . . $\delta = 1{,}25\frac{S}{J}\frac{V}{s}.$

Derselbe Wert erscheint, wenn man in der Gleichung Nr. 225 die Gröfse $\mu = 0$ setzt.

Fig. 388.



Für die Ausführung empfiehlt es sich, mit der Wandstärke δ nicht unter 0,8 cm herabzugehen.

Der in Fig. 355 auf S. 259 dargestellte Schwellenträger von 4 m Stützweite hat am Auflager die gröfste Querkraft $V = 12{,}71$ Tonnen. Giebt man dem Träger hier den in Fig. 388 dargestellten Querschnitt und wählt als zulässige Inanspruchnahme $s = 0{,}66$ Tonnen für 1 qcm, so ergiebt sich, da im vorliegenden Falle die Zugseite des Querschnittes mafsgebend ist:

$$S_1 = 3 \,.\, 7{,}5 \,.\, 18{,}05 + 13 \,.\, 1 \,.\, 21{,}3 = 682 \text{ in cm}^3; \quad y_1 = 14{,}3; \quad e_1 = 21{,}8 \text{ cm};$$

$$J = 26\,880; \quad \frac{S_1}{J} = 0{,}025; \quad \mu_1 = 1;$$

$$\delta = \frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{14{,}3}{21{,}8} - \frac{1}{4} \cdot \frac{14{,}3^2}{21{,}8^2}}} \cdot \frac{0{,}025}{0{,}66} \cdot 12{,}71 = 0{,}95 \text{ cm}.$$

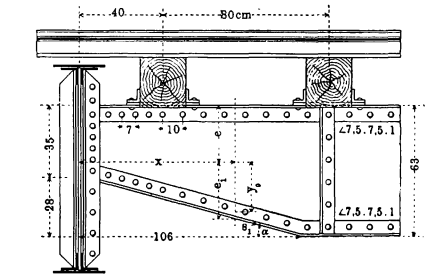
Die Annäherungsgleichung Nr. 226 liefert, da $h_0 = 36{,}3$ cm:

$$\delta = \frac{2}{0{,}66} \cdot \frac{12{,}71}{36{,}3} = 1{,}06 \text{ cm}.$$

Die zu 1 cm angenommene Wandstärke ist also ausreichend.

Wenn die untere Gurtung des Zwischenträgers nach einer krummen oder geknickten Linie verläuft, wird ein Teil der Querkraft V unmittelbar von dieser Gurtung aufgenommen. Bezeichnet für einen senkrechten Trägerquerschnitt im Abstande x vom linken Auflager (Fig. 389):

Fig. 389.



α den Neigungswinkel des Untergurtes zur Wagerechten;

F' den Nutzquerschnitt des Untergurtes (einschliefslich des zugehörigen Teiles der Blechwand), rechtwinklig zur Längenrichtung des Gurtes, in Quadratzentimetern;

y_0 den Schwerpunktsabstand desselben von der wagerechten Schwerlinie des Querschnittes;

s_1 die Zugspannung des Untergurtes an der Aufsenkante, in Tonnen für 1 qcm;

J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes unter der Voraussetzung, dafs an Stelle des senkrechten Querschnittes des Untergurtes der rechtwinklig zur Längenrichtung liegende Querschnitt F_1 tritt, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

M das Biegungsmoment in Zentimetertonnen;

V' die von dem Untergurte unmittelbar aufgenommene Querkraft, in Tonnen, so folgt:

$$V' = F' \frac{y_0}{e_1} s_1 \sin\alpha; \qquad M = \frac{s_1 \cos\alpha}{e_1} J,$$

also:

228 . . . . . $V' = \frac{F'}{J} M y_0 \tan\alpha.$

Auf die Wand des Trägers ist die Querkraft $V - V'$ zu rechnen; man erhält daher für die Dicke δ derselben aus der Gleichung Nr. 225:

229 . . . . $\delta = \frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\frac{\mu y}{e} - \frac{1}{4}\frac{\mu^2 y^2}{e^2}}} \frac{S'}{Js} \left(V - \frac{F'}{J} M y_0 \tan\alpha \right).$

In vorstehender Gleichung sind für μ, y und e die Werte μ_1, y_1, e_1 zu setzen, wenn die Zugseite des Querschnittes für die Berechnung der Wanddicke mafsgebend ist.

Angenähert hat man aus der Gleichung Nr. 226:

230 . . . . . $\delta = \frac{2}{s h_0}\left(V - \frac{F'}{J} M y_0 \tan\alpha\right)$.

Beispiel. Welche Abmessungen sind der Wand des in Fig. 389 dargestellten Zwischenträgers an den abgeschrägten Enden zu geben, wenn für denselben die in Fig. 357 auf Taf. XL, bezw. Fig. 386 auf S. 282 angegebenen gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte mafsgebend sind und die stärkste zulässige Beanspruchung $s = 0{,}66$ Tonnen für 1 qcm beträgt?

Dicht an den beiden Anschlufswinkeleisen hat die Blechwand 37 cm Höhe und wirkt auf diese die gröfste Querkraft $V = 12{,}71$ Tonnen. Da nun die Gurtwinkel vor letzteren Winkeleisen abgeschnitten sind, hat man:

$$\frac{S'}{J} = \frac{\frac{37}{2}\cdot\frac{37}{4}}{\frac{1}{12}\cdot 37^3} = \frac{3}{74}$$

und nach Gleichung Nr. 227:

$$\delta = 1{,}25 \cdot \frac{3}{74} \cdot \frac{12{,}71}{0{,}66} = 0{,}98\text{ cm}.$$

Unter der Mitte der Querschwelle Nr. 1 ist:

$e = e_1 = 23$ (abger.); $y = 15{,}5$ cm; $S' = 16 \cdot 22{,}5 + 3\,(6{,}5 - 2)\,18{,}75 = 613$; $J = 28\,311$, sofern im Unter- und Obergurt ein wagerechtes Niet abgezogen wird.

$\frac{S'}{J} = \frac{613}{28\,311} = 0{,}0217$, dafür $0{,}022$; $M_1 = 508$ cmt $= \mu s \frac{J}{e} = \mu \cdot 0{,}66 \cdot 1231$, daher

$$\mu = 0{,}625;\ \frac{\mu y}{e} = \frac{0{,}625 \cdot 15{,}5}{23} = 0{,}42;\ \frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\frac{\mu y}{e} - \frac{1}{4}\frac{\mu^2 y^2}{e^2}}} = \frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\cdot 0{,}42 - \frac{1}{4}\cdot 0{,}42^2}} = 1{,}56;$$

$V = 12{,}71$ Tonnen; $F' = 2 \cdot 6{,}5 + 3\,(7{,}5 - 2) = 29{,}5$ qcm; $\frac{F'}{J} = \frac{29{,}5}{28\,311} = 0{,}001$;

$y_0 = 18{,}75 + \frac{16 \cdot 3{,}25}{29{,}5} = 20{,}8$; $\tan\alpha = \frac{28}{106} = 0{,}264$.

Gemäfs der Gleichung Nr. 229 ergiebt sich nunmehr:

$$\delta = 1{,}56 \cdot \frac{0{,}022}{0{,}66}\,(12{,}71 - 0{,}001 \cdot 508 \cdot 20{,}8 \cdot 0{,}264) = 0{,}52\text{ cm}.$$

Die Blechwand ist also mit 1 cm Dicke ausreichend bemessen.

Querschnitt der Aussteifungswinkeleisen der Trägerwand.

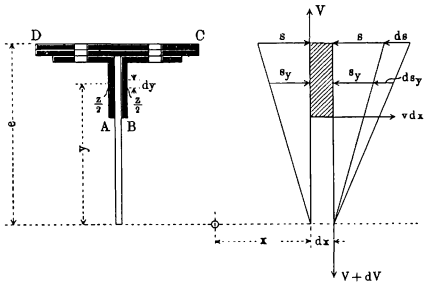
Den Nutzquerschnitt der Aussteifungswinkel wählt man zweckmäfsig so, dafs derselbe bei der für den Träger zulässigen Druckspannung einen gröfsten Raddruck übertragen kann. Gegebenenfalls kann man das unter dem Winkeleisen liegende Futterstück mit in Anrechnung bringen. Betrüge z. B. der gröfste Raddruck 7 Tonnen und die zulässige Druckspannung 0,66 Tonnen für 1 qcm, so wäre ein Nutzquerschnitt von $\frac{7}{0{,}66} = 10{,}6$ qcm erforderlich. Letzterer würde bei 2 cm starken Nieten durch ein Winkeleisen von 7 . 7 . 1 cm oder durch ein Winkeleisen von 6,5 . 6,5 . 0,7 und ein Futterstück von 6,5 . 1 cm gedeckt werden.

§. 77.

Nietteilung der Gurtungen der Zwischenträger.

Die Biegungsspannungen der Gurtungen der Zwischenträger werden in dieselben durch die Wandniete übertragen. Zwischen zwei gegebenen Gurtungsquerschnitten kommt daher auf die Wandniete der Unterschied der Spannungen, welche auf diesen Querschnitten lasten. Bezeichnet für einen Trägerquerschnitt in der Entfernung x vom linken Auflager (Fig. 390):

Fig. 390.



s, s_y die Biegungsspannung im Abstande e, bezw. y von der wagerechten Schwerachse, in Tonnen für 1 qcm;

z die Nutzbreite der Gurtung (ohne Blechwand) im Abstande y, in Zentimetern;

M das Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

V die Querkraft, in Tonnen;

v die auf eine Gurtung kommende wagerechte Schubkraft, in Tonnen für 1 cm der Länge;

J das Trägheitsmoment des Nutzquerschnittes des Zwischenträgers, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm^4;

S das statische Moment des Nutzquerschnittes der Gurtung, bezogen auf dieselbe Achse, in cm^3,

so ergiebt sich für die auf ein Gurtungsstück der Länge dx wirkende Schubkraft vdx, da dieselbe den Biegungsspannungen der beiden Endquerschnitte desselben das Gleichgewicht halten mufs:

$$vdx = \int_{y_1}^{e} z dy \; ds_y.$$

Nun ist $ds_y = \frac{y}{e} ds$, mithin:

$$vdx = \frac{ds}{e} \int_{y_1}^{e} y z dy.$$

Vorstehendes Integral ist gleich dem statischen Momente des Nutzquerschnittes der Gurtung $ABCD$ in Bezug auf die wagerechte Schwerachse des Trägerquerschnittes, daher:

$$vdx = \frac{S}{e} ds.$$

Weiter hat man:

$$M = \frac{s}{e} J; \qquad ds = \frac{e}{J} dM$$

oder, weil $dM = Vdx$:

231 . . . . . $v = \frac{S}{J} V.$

Angenähert kann man für letzteren Ausdruck setzen, wenn bezeichnet:

F den Nutzquerschnitt einer Gurtung des Zwischenträgers, in Quadratzentimetern;

h_0 den Schwerpunktsabstand der Trägergurtungen, in Zentimetern;
δ die Dicke der Blechwand, in Zentimetern:

$$S = \tfrac{1}{2} F h_0; \quad J = \frac{h_0^2}{2}\left(F + \tfrac{1}{6}\delta h_0\right); \quad \frac{S}{J} = \frac{F}{F + \frac{1}{6}\delta h_0} \cdot \frac{1}{h_0} = \frac{0{,}8}{h_0}$$

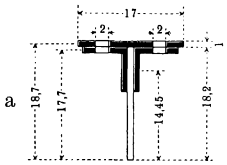
angenähert, daher:

232 . . . . . $v = 0{,}8 \dfrac{V}{h_0}$.

Wenn nun die Nietteilung t Zentimeter beträgt, so kommt auf ein Niet die Schubkraft tv und man hat bei dem Nietdurchmesser d, da im vorliegenden Falle der Druck auf die Lochwandungen maßgebend ist: $tv = 1{,}5\, s d \delta$, mithin:

233 . . . . . $\begin{cases} t = 1{,}5\, d\delta \dfrac{J}{S}\dfrac{s}{V}, \\ t = 1{,}87\, d\delta h_0 \dfrac{s}{V} \text{ (angen.)}. \end{cases}$

Fig. 391 a.



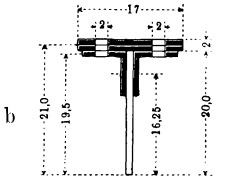


Fig. 391 b.

Für die Nietteilung der Gurtungen des auf S. 259 bis 262 berechneten Zwischenträgers von 4 m Stützweite gilt zwischen den Lastpunkten 0—1, 1—2, 2—3 das folgende. Die in Frage kommenden Querkräfte, Trägheits- und statischen Momente haben die Werte:

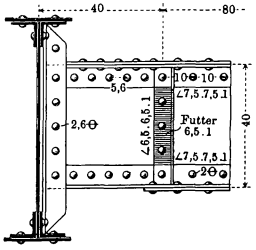
$V_1 = 12{,}71$; $V_2 = 8{,}26$: $V_3 = 4{,}86$ Tonnen.
$J_1 = 26\,880$; $J_2 = 31\,164$; $J_3 = 43\,186$ cm^4.
$S_1 = 13 \cdot 18{,}7 + 2 \cdot 4{,}5 \cdot 17{,}7 + 2 \cdot 7{,}5 \cdot 14{,}45 = 619$ (Fig. 391 a);
$S_2 = 13 \cdot 20{,}5 + 2 \cdot 4{,}5 \cdot 19{,}5 + 2 \cdot 7{,}5 \cdot 16{,}25 = 267 + 419 = 686$;
$S_3 = 2 \cdot 13 \cdot 21 + 419 = 965$ in cm^3 (Fig. 391 b); ferner:

$s = 0{,}66$ Tonnen für 1 qcm; $d = 2$; $\delta = 1$ cm; $t = \dfrac{1{,}98}{V} \cdot \dfrac{J}{S}$;

$\dfrac{J_1}{S_1} = \dfrac{26\,880}{619} = 43{,}4$; $\dfrac{J_2}{S_2} = \dfrac{31\,164}{686} = 45{,}4$; $\dfrac{J_3}{S_3} = \dfrac{43\,186}{965} = 44{,}8$.

Der weiteste zulässige Nietabstand beträgt daher zwischen den Lastpunkten:

Fig. 391.



$0-1$: $t_1 = \dfrac{1{,}98}{12{,}71} \cdot 43{,}4 = 6{,}7$ cm;

$1-2$: $t_2 = \dfrac{1{,}98}{8{,}26} \cdot 45{,}4 = 10{,}8$ cm;

$2-3$: $t_3 = \dfrac{1{,}98}{4{,}86} \cdot 44{,}8 = 18{,}2$ cm.

In Rücksicht auf regelmäßige Nietteilung nehmen wir $t_1 = 5{,}6$ cm und $t_2 = 10$ cm (Fig. 391); ferner machen wir des dichten Schlusses der Nietverbindung wegen, sowie zur Vereinfachung der Ausführung $t_3 = t_2 = 10$ cm. Nach der Annäherungsgleichung ist:

$$t = 1{,}87\, d\delta h_0 \frac{s}{V} = 1{,}87 \cdot 2 \cdot 0{,}66 \frac{h_0}{V} = 2{,}47 \frac{h_0}{V};$$

mithin, da h_0 zwischen den genannten Lastpunkten die Werte 36,3, 37, 38,6 cm hat:

$$t_1 = \frac{2{,}47}{12{,}71} \cdot 36{,}3 = 7; \quad t_2 = \frac{2{,}47}{8{,}26} \cdot 37 = 11{,}1; \quad t_3 = \frac{2{,}47}{4{,}86} = 38{,}6 = 19{,}6 \text{ cm}.$$

Die Abweichung dieser Zahlenwerte von den genauen sind nur unbedeutende.

In dem Falle, dafs eine oder beide Gurtungen des Zwischenträgers nach einer geknickten oder krummen Linie verlaufen, ist die Gleichung Nr. 233 nicht mehr gültig, indem ein Teil der im Trägerquerschnitte enthaltenen Querkraft von der einen, bezw. von beiden Gurtungen aufgenommen wird. Bezeichnet für einen in der Entfernung x vom linken Auflager befindlichen Trägerquerschnitt (Fig. 392):

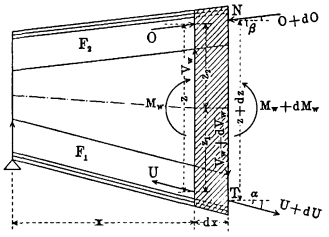
α, β den Neigungswinkel des Unter- bezw. Obergurtes zur Wagerechten;

F_1, F_2 den Nutzquerschnitt des Unter- bezw. Obergurtes, in Quadratzentimetern;

S_1, S_2 das statische Moment von F_1, bezw. F_2 in Bezug auf die wagerechte Schwerachse des Trägerquerschnittes, in cm³;

J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes in Bezug auf letztere Achse unter der Voraussetzung, dafs an Stelle des senkrechten Querschnittes der Gurtungen der rechtwinklig zur Längenrichtung jeder Gurtung genommene tritt, in cm⁴;

Fig. 392.



s_1, s_2 die Biegungsspannung des Unter- bezw. Obergurtes in der entferntesten Faserschicht in Richtung jedes der beiden Gurte, in Tonnen für 1 qcm;

e_1, e_2 die zu s_1 und s_2 gehörigen Abstände von der wagerechten Schwerachse des Querschnittes, in Zentimetern;

v', v'' die auf den Unter- bezw. Obergurt in seiner Längenrichtung wirkende Schubkraft in Tonnen für 1 cm der Länge;

U, O die von dem Unter- bezw. Obergurt übertragene Kraft, in Tonnen;

z den Abstand der Angriffspunkte der Gurtungskräfte U und O, in Zentimetern;

M das Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

M_w den auf die Trägerwand kommenden Teil des Biegungsmomentes M, in Zentimetertonnen;

V, V_w die auf den ganzen Trägerquerschnitt, bezw. die Wand kommende Querkraft, in Tonnen,

so folgt in Bezug auf den Angriffspunkt T der Gurtungskraft $U + dU$ als Drehpunkt:

$$V_w dx = (z + dz)\, dO \cos\beta + dM_w$$

oder, wenn man $dM_w = \gamma\,(z + dz)\, dO \cos\beta$ setzt:

$$V_w dx = (1 + \gamma)\, z\, dO \cos\beta.$$

Ebenso ergiebt sich, wenn man den Angriffspunkt N der Gurtungskraft $O + dO$ als Drehpunkt wählt:

$$V_w dx = (1 + \gamma_1)\, z\, dU \cos\alpha.$$

Die Kraft dO ist die Schubkraft, welche ein Stück des Obergurtes der Länge $\frac{dx}{\cos\beta}$

in Richtung des Gurtes ausübt; es kommt daher auf die Längeneinheit dieses Gurtes die Schubkraft:

$$v'' = \frac{dO}{dx}\cos\beta = \frac{V_w}{(1+\gamma)z}.$$

Derselbe Wert erscheint für die auf die Längeneinheit des Untergurtes wirkende Schubkraft, wenn $U\cos\alpha = O\cos\beta$, so dafs dann:

$$v' = v'' = \frac{V_w}{(1+\gamma)z}.$$

Bezeichnen noch z_1 und z_2 die Abstände der Angriffspunkte der Gurtungskräfte U und O von der wagerechten Schwerachse des Trägerquerschnittes (in Zentimetern), so lassen sich letztere Kräfte durch die Ausdrücke:

$$U = F_1 s_1 \frac{z_1}{e_1}, \qquad O = F_2 s_2 \frac{z_2}{e_2}$$

ersetzen; ferner erhält man für die in der Wand vorhandene Querkraft:

$$V_w = V - U\sin\alpha - O\sin\beta = V - F_1 s_1 \frac{z_1}{e_1}\sin\alpha - F_2 s_2 \frac{z_2}{e_2}\sin\beta$$

oder, da angenähert $M = \frac{s_1\cos\alpha}{e_1} J = \frac{s_2\cos\beta}{e_2} J$:

$$V_w = V - \frac{F_1}{J} M z_1 \tan\alpha - \frac{F_2}{J} M z_2 \tan\beta.$$

Der Wert $\frac{1}{(1+\gamma)z}$ nimmt bei $\angle\alpha = \angle\beta = 0$, $F_1 = F_2$ und $S_1 = S_2 = S$ nach Gleichung Nr. 231 die Form an: $\frac{1}{(1+\gamma)z} = \frac{S}{J}$, wofür man nach Gleichung Nr. 232 angenähert schreiben kann: $\frac{1}{(1+\gamma)z} = \frac{0{,}8}{h_0}$. Führt man vorstehende Werte in die Gleichung für die Schubkraft v' ein, so ist das Ergebnis:

234 . . . . . $\begin{cases} v' = \frac{S_1}{J}\left\{V - \frac{M}{J}(F_1 z_1 \tan\alpha + F_2 z_2 \tan\beta) \\ v' = \frac{0{,}8}{h_0}\left\{V - \frac{M}{J}(F_1 z_1 \tan\alpha + F_2 z_2 \tan\beta). \end{cases}$

Unter Berücksichtigung der Gleichung Nr. 233 folgt hieraus für die Nietteilung des Untergurtes:

235 . . . . . $\begin{cases} t = 1{,}5\, d\delta \frac{J}{S_1} \dfrac{s}{V - \frac{M}{J}(F_1 z_1 \tan\alpha + F_2 z_2 \tan\beta)} \\ t = 1{,}87\, d\delta h_0 \dfrac{s}{V - \frac{M}{J}(F_1 z_1 \tan\alpha + F_2 z_2 \tan\beta)}. \end{cases}$

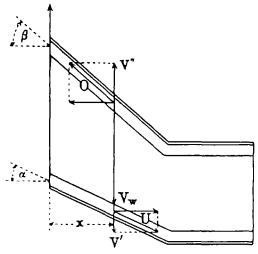
Die Nietteilung des Obergurtes ergiebt sich aus vorstehenden Gleichungen, wenn man für S_1 den Werth S_2 einführt.

Gewöhnlich sind die Gurtungsquerschnitte einander gleich ($F_1 = F_2 = F$) und kann man genau genug setzen: $z_1 = z_2 = \frac{1}{2}h_0$, so dafs erscheint:

235 a . . . . . $\begin{cases} t = 1{,}5\, d\delta \dfrac{J}{S} \dfrac{s}{V - \dfrac{F.M}{2J}(\tan\alpha + \tan\beta) h_0} \\ t = 1{,}87\, d\delta h_0 \dfrac{s}{V - \dfrac{F.M}{2J}(\tan\alpha + \tan\beta) h_0}. \end{cases}$

Wenn Ober- und Untergurt des Zwischenträgers von der Anschlufsstelle am Querträger abfallend angeordnet werden (Fig. 393), so ist $\angle\beta$ in den vorstehenden Gleichungen negativ zu nehmen. Unter Zugrundelegung der bei der Gleichung Nr. 235 a gemachten Annahme erhält man dann für die Nietteilung:

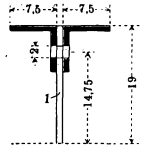
Fig. 393.



235 b . . . . . $\begin{cases} t = 1{,}5\, d\delta \dfrac{J}{S} \dfrac{s}{V - \dfrac{F.M}{2J}(\tan\alpha - \tan\beta) h_0} \\ t = 1{,}87\, d\delta h_0 \dfrac{s}{V - \dfrac{F.M}{2J}(\tan\alpha - \tan\beta) h_0}. \end{cases}$

Zur Vereinfachung der Ausführung wird man beim Vorhandensein von lotrechten Aussteifungseisen die Niete beider Gurtungen lotrecht untereinander setzen und hierbei die Teilung zu Grunde legen, welche die kleinste Horizontalprojektion hat. Voraussetzung ist hierbei, dafs die Niete nicht näher als 2,5 d zu stehen kommen.

Fig. 394.



Die zur Befestigung der Gurtplatten dienenden Niete sind in Verband zu den Wandnieten anzuordnen, und zwar in der Weise, dafs mitten zwischen je zwei Wandnieten zwei einander gegenüberstehende Plattenniete ihren Platz finden.

Für die Nietteilung des Untergurtes des auf S. 286, Fig. 389 besprochenen Zwischenträgers hat man z. B. in 12 cm Abstand von dem zugehörigen Querträger, da (Fig. 394):

$F_1 = F_2 = F = 2\,.\,(14 - 2) = 24$ qcm; $e_1 = e_2 = 19$ cm abger. $J = 17\,976$ cm^4;

$S = 2\,.\,7{,}5\,.\,18{,}5 + 2\,(6{,}5 - 2)\,.\,14{,}75 = 410$ cm^3; $\dfrac{J}{S} = \dfrac{17\,976}{410} = 43{,}84$;

$\dfrac{F}{J} = \dfrac{24}{17\,976} = 0{,}001$; $s = 0{,}66$ t/qcm; $V = 12{,}71$ Tonnen; $M = 12{,}71\,.\,12 = 153$ cmt;

$\dfrac{1}{2} h_0 = 17{,}2$ cm; $\tan\alpha = 0{,}264$, $\tan\beta = 0$; $d = 2$; $\delta = 1$ cm:

$$t = 1{,}5\,.\,2\,.\,43{,}84 \cdot \frac{0{,}66}{12{,}71 - 0{,}001\,.\,153\,.\,0{,}264\,.\,17{,}2} = 131{,}5 \cdot \frac{0{,}66}{12{,}71 - 0{,}69} = 7{,}2 \text{ cm}$$

schräg gemessen; daher in wagerechter Richtung $t \cos\alpha = 7{,}2\,.\,0{,}967 = 6{,}96$, dafür 7 cm. Diese Nietteilung behalten wir bis zur Mitte der Querschwelle Nr. 1 bei. Nach der Annäherungsgleichung würde sich ergeben:

$$t = 1{,}87\,.\,2\,.\,34{,}2 \cdot \frac{0{,}66}{12{,}71 - 0{,}69} = 7 \text{ cm},$$

welcher Wert dem genauen sehr nahe kommt.

Unter der Mitte der Querschwelle Nr. 1 ist:

$e_1 = e_2 = 23$; $F = 24$; $J = 28\,311$; $S = 506$; $\frac{J}{S} = 55{,}95$; $\frac{F}{J} = 0{,}001$ abger.; $V = 12{,}71$; $M = 508$; $\frac{1}{2}h_0 = 21{,}2$:

$$t = 1{,}5 \,.\, 2 \,.\, 55{,}95 \cdot \frac{0{,}66}{12{,}71 - 0{,}001 \,.\, 508 \,.\, 0{,}264 \,.\, 21{,}2} = 11{,}2 \text{ cm},$$

mithin in wagerechter Richtung $t \cos\alpha = 11{,}2 \,.\, 0{,}967 = 10{,}8$ cm, dafür 10 cm. Zwischen den Querschwellen Nr. 2 und 3, sowie Nr. 3 und 4 ergiebt sich eine weitere Nietteilung als 10 cm. Wir behalten diese Nietteilung jedoch in Rücksicht auf einfachere Ausführung und dichteren Schlufs der Nietverbindung bis zur Trägermitte bei.

§. 78.

Berechnung des Anschlusses der Zwischenträger an die Querträger.

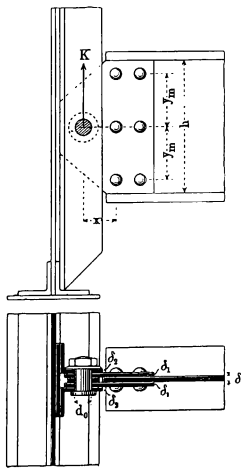
Von den verschiedenen zur Ausführung gekommenen Anschlüssen der Zwischenträger an die Querträger sollen hier die folgenden näher betrachtet werden:

1. Der Zwischenträger ist an jedem Ende auf einen Bolzen gelagert, welcher seinen Halt in zwei mit dem zugehörigen Querträger vernieteten Winkeleisen findet.

Berechnung des Bolzendurchmessers.

Es genügt im allgemeinen, den Bolzen nur auf Biegung zu berechnen, da der in die Rechnung einzuführende Hebelarm des Biegungsmomentes in der Regel gröfser als ein Viertel des Bolzendurchmessers ist; bei erheblich kleinerem Hebelarme des Momentes würde die Schubanstrengung die mafsgebende sein.

Fig. 395.



Ist nun der Zwischenträger als I-Träger angeordnet und an den Enden mit doppelten Laschen versehen, deren überstehenden Teile den Bolzen aufnehmen, so hat man, wenn bezeichnet (Fig. 395):

d_0 den Bolzendurchmesser, in Zentimetern;
δ die Dicke der Wand des Zwischenträgers;
δ_1, δ_2 die Dicke einer Lasche, bezw. eines Anschlufswinkeleisens, in Zentimetern;
K den gröfsten Auflagerdruck des Zwischenträgers, in Tonnen;
M das auf den Bolzen wirkende Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;
J die zulässige Zugspannung, in Tonnen für 1 qcm:

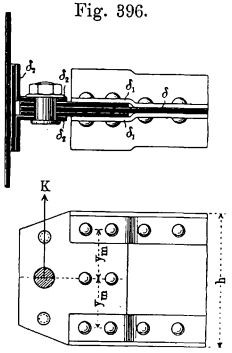
$$M = \frac{K}{2}\left(\frac{1}{2}\delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2\right),$$

mithin nach Gleichung Nr. 53:

$$d_0 = 2{,}17\sqrt[3]{\frac{M}{s}} = 1{,}37\sqrt[3]{\frac{K}{s}(\delta_1 + \delta_2)}.$$

Wenn der Bolzen durch die Laschen und die Wand des Zwischenträgers geht, Fig. 396, so ergiebt sich in ähnlicher Weise für den Bolzendurchmesser:

Fig. 396.



$$d_0 = 1{,}37 \sqrt[3]{\frac{K}{s}\left(\frac{1}{2}\delta + \delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2\right)}.$$

In den vorstehenden Gleichungen ist angenommen, dafs sich der Druck K gleichmäfsig über den Grundrifs der Lochwandungen verteilt.

Berechnung der Laschendicke.

Den Laschen ist eine solche Dicke zu geben, dafs sie die durch den Druck des Stützbolzens erzeugten Biegungsmomente und die Pressungen der Lochwandungen in regelrechter Weise aufnehmen können. Bei der Anordnung gemäfs Fig. 395 ist der Laschenquerschnitt in der dem Stützbolzen zunächst gelegenen Nietreihe am stärksten beansprucht. Bezeichnet für diesen Querschnitt:

h die Laschenhöhe, in Zentimetern;
x den Abstand vom Stützbolzen, in Zentimetern;
y_m den Abstand des obersten, bezw. untersten Laschennietes von der Biegungslinie, in Zentimetern;
d den Durchmesser der zur Befestigung verwandten Niete, in Zentimetern, so folgt:

$$\frac{K}{2}x \leqq \frac{2s}{h}\left(\frac{1}{12}\delta_1 h^3 - 2d\delta_1 y_m^2\right),$$

mithin:

236 . . . . . $\delta_1 \geqq \dfrac{3x}{h^2 - 24\dfrac{d}{h}y_m^2}\cdot\dfrac{K}{s}.$

Läfst man für die Lochwandungen des Stützbolzens einen Druck von $2s$ zu, so mufs die Laschendicke δ_1 die weitere Bedingung erfüllen:

$$2d_0\delta_1 \,.\, 2s \geqq K,$$

oder

237 . . . . . $\delta_1 \geqq \dfrac{1}{4}\dfrac{K}{d_0 s}.$

Wenn der Stützbolzen sein Auflager in der durch zwei Platten verstärkten Wand des Zwischenträgers findet (Fig. 397), erhält man in ähnlicher Weise, da hier der Querschnitt am meisten gefährdet ist, welcher durch den ersten Nietbolzen der oberen und unteren Gurtung geht: $Kx_1 \leqq 2s\dfrac{\delta + 2\delta_1}{h}\left(\dfrac{h^3}{12} - 2d_1 y_m^2\right)$

238 . . . . . $\delta_1 \geqq \dfrac{3x_1}{h^2 - 24\dfrac{d_1}{h}y_m^2}\cdot\dfrac{K}{s} - \dfrac{\delta}{2}.$

In Rücksicht auf den Druck des Stützbolzens auf die Lochwandungen mufs ferner stattfinden: $\delta + 2\delta_1 \geqq \dfrac{1}{2}\dfrac{K}{d_0 s}$

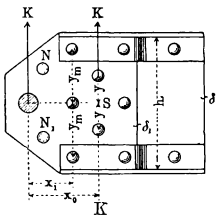
239 . . . . . $\delta_1 \geqq \dfrac{1}{4}\dfrac{K}{d_0 s} - \dfrac{\delta}{2}.$

Anzahl der Niete zur Verbindung der Trägerwand und der Laschen oder Verstärkungsbleche.

Zur Beurteilung der Beanspruchung dieser Niete denken wir uns im Schwerpunkte S (Fig. 397) derselben (die beiden versenkten Niete N, N_1 rechnen wir hierbei aus Sicherheitsrücksichten nicht mit) zwei dem Auflagerdrucke parallele, aber entgegengesetzt zu einander wirkende Kräfte K angebracht. Hat nun der Schwerpunkt S vom Auflagerdrucke K den Abstand x_0, so können wir uns die Wirkung des Auflagerdruckes auf die Nietverbindung durch ein Kräftepaar Kx_0 und eine im Schwerpunkte S angreifende Einzelkraft K darstellen.

Das Kräftepaar Kx_0 überträgt auf die Niete Horizontalkräfte, von denen angenommen werden kann, dafs sie ebenso wie die Biegungsspannungen des Zwischenträgers im geraden Verhältnis mit ihrem Abstande von der Schwerlinie des Trägers wachsen, während die Einzelkraft K sich gleichmäfsig über sämtliche Niete verteilt. Die infolgedessen auf jedes Niet in wagerechter und senkrechter Richtung wirkenden beiden Kräfte setzen sich zu einer Mittelkraft zusammen, welche im allgemeinen die in der Trägerwand befindliche Lochwandung am ungünstigsten beansprucht; denn meistens sind die beiden Laschen (oder Verstärkungsbleche) zusammen genommen dicker als die dazwischen liegende Wand und kommt für die Nietbolzen nicht die Abscheerung, sondern der Druck gegen die Lochwandungen in Frage, da ihr Schaftdurchmesser erheblich dicker als die Trägerwand gewählt wird (vergl. S. 56). Nehmen wir zunächst an, dafs die Trägerwand vor dem Bolzen aufhört (Fig. 395) und bezeichnen mit:

Fig. 397.



n die Anzahl der Laschenniete;

y_m, y den gröfsten, bezw. beliebigen Nietabstand von der Biegungslinie, in Zentimetern;

x_0 den Schwerpunktsabstand der Niete von dem Bolzenmittelpunkte, in Zentimetern;

H die Horizontalkraft, welche auf einen Nietbolzen in 1 cm Abstand von der Schwerlinie des Trägers kommt, in Tonnen;

so wirkt auf ein beliebiges Niet in senkrechter Richtung die Kraft $\frac{K}{n}$ und in wagerechter die von Hy, mithin die Mittelkraft:

$$\sqrt{\frac{K^2}{n^2} + H^2 y^2}.$$

Das am weitesten von der Biegungslinie entfernte Niet hat daher die Kraft

$$\sqrt{\frac{K^2}{n^2} + H^2 y_m^2}.$$

zu übertragen. Letztere darf die Lochwandungen höchstens mit $1{,}5\,s$ bis $2\,s$ Tonnen für 1 qcm beanspruchen, was durch die Beziehung ausgesprochen wird:

$$\frac{1}{d\delta}\sqrt{\frac{K^2}{n^2} + H^2 y_m^2} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Die Kraft H bestimmt sich aus der Gleichung:

$$Kx_0 = H\Sigma y^2, \text{ also } H = \frac{Kx_0}{\Sigma y^2} \text{ und:}$$

240 . . . . . $\frac{K}{nd\delta}\sqrt{1 + \left(\frac{ny_m x_0}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s$ bis $2\,s$.

Vorstehende Gleichung löst man am einfachsten durch Probieren, indem man zunächst die Zahl der Niete, sowie ihre Abstände von der Biegungslinie annimmt und darauf feststellt, ob die angenommenen Werte die Gleichung erfüllen. Wird keine genügende Übereinstimmung erzielt, so hat man die Rechnung mit einem zutreffenderen n zu wiederholen.

Sofern der Bolzen durch die mit zwei Platten der Dicke δ_1 verstärkte Wand geht (Fig. 397), haben die Platten von dem Auflagerdrucke K den Teil $\frac{2\delta_1}{2\delta_1 + \delta} K$ zu übertragen. Für die erforderlichen Niete gilt daher:

241 . . . . . $\frac{2\delta_1}{2\delta_1 + \delta} \frac{K}{nd\delta} \sqrt{1 + \left(\frac{n y_m x_0}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s$ bis $2\,s$.

Schenkeldicke und Nietzahl zur Befestigung der Anschlufswinkeleisen an den Querträgern.

Der Stützbolzen darf die Lochwandungen der Anschlufswinkeleisen höchstens mit $2\,s$ Tonnen für 1 qcm pressen; es ergiebt sich daher für die Schenkeldicke (vergl. Gleichung Nr. 237): $2\,\delta_2 d_0\, 2\,s \geqq K$, also:

$$\delta_2 \geqq \frac{1}{4} \frac{K}{d_0 s}.$$

Was die Nietzahl zur Verbindung der Anschlufswinkeleisen mit dem zugehörigen Querträger anlangt, so findet man leicht, wenn bezeichnet:

D den gröfsten Druck, welchen zwei aufeinander folgende Zwischenträger auf den gemeinsamen Querträger übertragen, in Tonnen;

δ_3 die Wandstärke des Querträgers, in Zentimetern;

n_1 die Anzahl der in jedem der beiden Winkeleisen erforderlichen Niete:

$$2\,n_1 d\delta_3\, 1{,}5\,s = D, \text{ mithin:}$$

242 . . . . . $n_1 = \frac{D}{3\,d\,\delta_3 s}$.

Beispiel. Die I-förmigen Zwischenträger einer städtischen Strafsenbrücke, deren Fahrbahn aus einer 20 cm (im Mittel) dicken Steinschlagdecke besteht, sollen an dem einen Ende fest, an dem andern mit Hilfe je eines Bolzens an die Querträger angeschlossen werden. Letztere sind als Blechträger gebildet, deren Gurtungen aus je einer Platte von 24 . 1,1 und zwei Winkeleisen von 9 . 9 . 1,1 cm bestehen und deren Wand 1 cm stark ist. Der Abstand der Zwischenträger beträgt 1,2 m, derjenige der Querträger 3,5 m. Sämtliche Teile des Anschlusses sind in ihren Abmessungen so zu bestimmen, dafs folgende Spannungen für 1 qcm nicht überschritten werden: 0,6 Tonnen für die Biegungsspannungen, 0,9, bezw. 1,2 Tonnen für die Pressungen der Lochwandungen für die Niete, bezw. Bolzen.

Den gemachten Annahmen zufolge kann das auf einen Zwischenträger kommende Eigengewicht zu 2,4 Tonnen angenommen werden. Als Betriebslast kommt für denselben, gemäfs der Tabelle auf S. 265, ein Einzeldruck von 6 Tonnen in Frage und beträgt daher das gröfste Biegungsmoment in der Mitte des Zwischenträgers:

$$\left(\frac{1}{8} \cdot 2{,}4 + \frac{1}{4} \cdot 6\right) 350 = 630 \text{ cmt.}$$

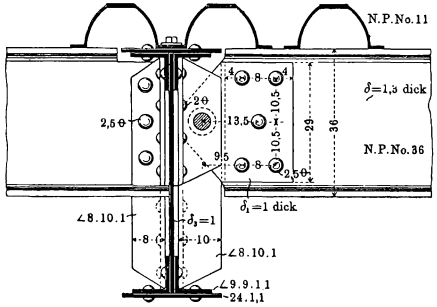
Diesem Momente entspricht das Widerstandsmoment

$$W = \frac{630}{0{,}6} = 1050 \text{ in cm}^3,$$

welches durch das deutsche Normalprofil für I-Träger Nr. 36 mit 1098 in cm³ gedeckt wird.

Die Zwischenträger versehen wir an den Enden gemäfs Fig. 398 mit Doppellaschen der Dicke $\delta_1 = 1$ cm und lagern den Bolzen in zwei Anschlufswinkeleisen je 10.8.1 cm. Für den Bolzendurchmesser ergiebt sich nunmehr, da $\delta_2 = 1$ cm und der gröfste Auflagerdruck des Zwischenträgers $K = 6 + \frac{1}{2} \cdot 2{,}4 = 7{,}2$ Tonnen ist:

Fig. 398.



$$d_0 = 1{,}37 \sqrt[3]{\frac{7{,}2}{0{,}6} \cdot 2} = 3{,}95, \text{ dafür rund } 4 \text{ cm}.$$

Zur Vernietung der Laschen mit dem Stege des I-förmigen Zwischenträgers benutzen wir Niete von 2,5 cm Schaftdurchmesser und ordnen die Niete wie in Fig. 398 angegeben an. Gemäfs den Gleichungen Nr. 236 und 237 erhalten wir dann für die Laschendicke, da $x = 9{,}5$; $h = 29$; $d = 2{,}5$; $y_m = 10{,}5$ cm; $K = 7{,}2$ Tonnen und $s = 0{,}6$ t/qcm:

$$\delta_1 \geqq \frac{3 \cdot 9{,}5}{29^2 - 24 \cdot \frac{2{,}5}{29} \cdot 10{,}5^2} \cdot \frac{7{,}2}{0{,}6} = 0{,}56 \text{ cm};$$

ferner:

$$\delta_1 \geqq \frac{1}{4} \cdot \frac{7{,}2}{4 \cdot 0{,}6} = 0{,}75 \text{ cm}.$$

Die gewählte Laschendicke von 1 cm gewährt demnach ein Übermafs an Festigkeit.

Was die Anzahl der Laschenniete anlangt, so wollen wir dieselbe zu 5 annehmen. Letzterer Wert genügt der Gleichung Nr. 240, in welcher $y_m = 10{,}5$; $x_0 = 13{,}5$ cm; $\Sigma y^2 = 4 \cdot 10{,}5^2 = 441$ ist, indem

$$\frac{7{,}2}{5 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}3} \sqrt{1 + \left(\frac{5 \cdot 10{,}5 \cdot 13{,}5}{441}\right)^2} = 0{,}84 < 0{,}9.$$

Zwischen die Laschen legen wir am Bolzenloch einen 1,3 cm dicken Futterring.

Die Schenkeldicke der Anschlufswinkeleisen ist mit 1 cm ausreichend bemessen, indem

$$\delta_2 = 1 > \frac{1}{4} \frac{7{,}2}{4 \cdot 0{,}6} = 0{,}75 \text{ cm}.$$

Letztere Winkeleisen verbinden wir mit der Querträgerwand durch 2 cm starke Niete. Ist nun der gröfste, von zwei aufeinander folgenden Zwischenträgern auf den Querträger übertragene Druck $D = 2{,}4 + 6{,}0 = 8{,}4$ Tonnen, so folgt für die Nietzahl in einem Winkeleisenschenkel nach Gleichung Nr. 242, da $\delta_3 = 1$ cm und $d = 2$:

$$n_1 = \frac{8{,}4}{3 \cdot 2 \cdot 0{,}6} = 2{,}3,$$

wofür wir zur Sicherheit, sowie zur besseren Anordnung der Niete $n_1 = 4$ setzen wollen.

Dieser Nietzahl entsprechend geben wir dem einen Anschlufswinkel eine Länge von 31 cm, während wir den andern bis zu den wagerechten Schenkeln der Gurtungswinkeleisen

des Querträgers führen, um die Wand desselben in voller Höhe auszusteifen. Zur Vermeidung von Kröpfungen ordnen wir Futterstücke von 1,1 cm Dicke zwischen der Trägerwand und den Anschlufswinkeleisen an.

2. Die Zwischenträger ruhen an beiden Enden auf Gleitlagern.

Wir betrachten den Fall, in welchem die Trägerwand an beiden Enden durch aufgelegte Platten verstärkt und das Gleitlager durch ein Futterstück zwischen zwei Anschlufswinkeleisen gebildet ist.

Auflagerlänge.

Für die Länge, auf welche der Zwischenträger bei ebener Oberfläche des Futterstückes aufliegen mufs, ergiebt sich, wenn bezeichnet:

K den gröfsten Auflagerdruck, in Tonnen;

δ, δ_1 die Dicke der Wand des Trägers, bezw. jeder der beiden Verstärkungsplatten, in Zentimetern;

w die gesuchte Auflagerlänge, in Zentimetern;

s die für den Träger zulässige Biegungsspannung, in Tonnen für 1 qcm:

$$K = (\delta + 2\,\delta_1)\,w \,.\, 1{,}5\,s,$$

indem man als zulässige Druckspannung für das Futterstück den Wert $1{,}5\,s$ wegen der gehinderten freien Formänderung, sowie in Rücksicht darauf einführen kann, dafs in den Lagern vieler Brücken so hohe Spannungen, ohne nachteilige Formänderungen bewirkt zu haben, vorkommen:

243 . . . . . $w = \frac{2}{3}\,\frac{K}{(\delta + 2\,\delta_1)\,s}$.

Damit sich die Auflagerlänge w bei einer Durchbiegung des Zwischenträgers nicht vergröfsern kann, schrägen oder runden wir die Oberfläche des Futterstückes von der Vorderkante nach dem Querträger zu so weit ab, dafs eine Gerade der Länge w übrig bleibt.

Anzahl der Befestigungsniete für das Futterstück.

Dieselbe ist im allgemeinen auf Grund der Pressungen der Lochwandungen in den Schenkeln der Anschlufswinkeleisen zu berechnen, indem der Schaftdurchmesser der Niete meistens gröfser als die doppelte Dicke dieser Schenkel gewählt wird. Bezeichnen wir die gesuchte Nietzahl mit n_2, die Schenkeldicke mit δ_2 in Zentimetern und den Nietdurchmesser mit d, so folgt: $K = 2\,n d \delta_2\ 1{,}5\,s$, also:

244 . . . . . $n_2 = \frac{1}{3}\,\frac{K}{d\,\delta_2\,s}$.

Ist dagegen $d < 2\,\delta_2$, so kommt die Abscheerung in Frage und man erhält, da die Nietbolzen als doppelschnittig anzusehen sind:

$$K = 2\,n_2\,\frac{d^2\pi}{4}\,\sigma,$$

worin σ die zulässige Abscheerungsspannung der Niete bezeichnet. Nimmt man zu dem Niet-

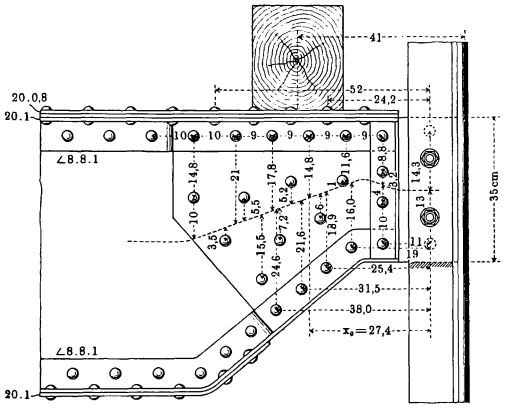
bolzen eine bessere Eisensorte als zu dem gewöhnlichen Formeisen, so darf $\sigma = s$ gesetzt werden, mithin:

244a . . . . . $n_2 = \frac{1}{2} \frac{K}{\frac{d^2\pi}{4} s}$.

Hinsichtlich der Anzahl der Niete zur Verbindung der Verstärkungsbleche mit der Trägerwand giebt die Gleichung Nr. 241 das Erforderliche und für die Anzahl der Niete, welche die Anschlufswinkeleisen mit der Querträgerwand verbinden, die Gleichung Nr. 242.

Beispiel. Die Zwischenträger des Eisenbahngleises der über den Nord-Ostsee-Kanal erbauten Hochbrücke bei Grünthal sind in jedem Brückenfelde auf der einen Seite fest, auf der andern beweglich mit den zugehörigen Querträgern verbunden. Es soll nun der in Fig. 399 dargestellte bewegliche Schwellenträgeranschlufs, welcher einem Brückenfelde von 6,5 m Länge angehört, unter der Voraussetzung berechnet werden, dafs das auf den Schwellenträger kommende metrische Eigengewicht 0,66 Tonnen und der gröfste Auflagerdruck infolge der Betriebslast 14,4 Tonnen beträgt.

Fig. 399.



Hochbrücke bei Grünthal. 1:15.

Dem Vorstehenden zufolge entspricht dem Eigengewichte und der Betriebslast des Schwellenträgers der gröfste Auflagerdruck:

$$K = 0{,}66 \cdot \frac{6{,}5}{2} + 14{,}4 = 16{,}5 \text{ Tonn. (abger.)}.$$

Für die Auflagerlänge w im Gleitlager folgt mithin, da die Blechwand des Trägers, sowie jedes der Verstärkungsbleche die Dicke $\delta = \delta_1 = 1$ cm hat und $s = 0{,}6$ Tonnen für 1 qcm angenommen werden kann (Gleichung Nr. 243):

$$w = \frac{2}{3} \frac{16{,}5}{3 \,.\, 0{,}6} = 6{,}1 \text{ cm}.$$

Ausgeführt hat man $w = 12$ cm, entsprechend der Schenkelbreite der Anschlufswinkeleisen.

Zur Befestigung des Futterstückes zwischen letzteren Winkeleisen sind an 2,6 cm starken Nieten erforderlich (Gleichung Nr. 244):

$$n_2 = \frac{1}{3} \frac{K}{d \delta_2 s} = \frac{1}{3} \cdot \frac{16{,}5}{2{,}6 \,.\, 1{,}3 \,.\, 0{,}6} = 2{,}7,$$

wofür in der Ausführung vier Niete genommen sind.

Die Verbindung der Verstärkungsplatten mit der Trägerwand ist durch 24 je 2 cm starke Niete erfolgt, von denen drei versenkte sind. Dieselben übertragen die in den Verstärkungsplatten enthaltenen Spannungen teils auf die dazwischen liegende Trägerwand, teils auf die Gurtungswinkeleisen, jedoch wollen wir der Einfachheit und Sicherheit der Rechnung

wegen nur eine Spannungsübertragung in die Trägerwand annehmen. Nach Gleichung Nr. 241 haben wir alsdann, da

$\delta = \delta_1 = 1$ cm; $K = 16{,}5$ Tonnen; $d = 2$ cm; $n = 24$; $y_m = 24{,}6$; $24\,x_0 = 2.52 + 4.24{,}2 + 11{,}4 + 21 + 33 + 44{,}6 + 57 + 11 + 27 + 37 + 49 + 11 + 19 + 25{,}4 + 31{,}5 + 41 + 38 = 656{,}7$; $x_0 = 27{,}4$ cm;

Σy^2 oberhalb der durch die Schwerpunkte der einzelnen Trägerquerschnitte (einschlieſslich der beiden Verstärkungsplatten) gehenden Linie, der sogen. Neutralen:

$10^2 + 24{,}8^2 + 21^2 + 5{,}5^2 + 17{,}8^2 + 5{,}2^2 + 14{,}8^2 + 1^2 + 11{,}6^2 + 12^2 + 3{,}2^2 + 14{,}3^2 = 2243{,}4$;

Σy^2 unterhalb der Neutralen:

$3{,}5^2 + 15{,}5^2 + 24{,}6^2 + 7{,}2^2 + 21{,}6^2 + 6^2 + 18{,}9^2 + 16^2 + 14^2 + 4^2 + 13^2 = 2406{,}4$,

mithin im Ganzen:

$$\Sigma y^2 = 2243{,}4 + 2406{,}4 = 4649{,}8, \text{ rund } 4650:$$

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{16{,}5}{24.2.1} \sqrt{1 + \left(\frac{24.24{,}6.27{,}4}{4650}\right)^2} = 0{,}83 < 0{,}9.$$

Die gröfste Beanspruchung der Lochwandungen in den Verstärkungsplatten hält sich also innerhalb der zulässigen Grenzen.

3. Die Zwischenträger sind an beiden Enden abwechselnd fest, bezw. beweglich mit den Querträgern verbunden.

Bei der vorstehenden Auflagerungsart sind die Biegungsmomente, welche an den Enden der fest mit den Querträgern vernieteten Zwischenträger bei Belastung auftreten, geringe, indem die Querträger einer Verdrehung rechtwinklig zu ihrer Längenachse einen verhältnismäſsig kleinen Widerstand entgegensetzen. Es genügt daher, die Zahl der Anschluſsniete nur auf Grund des gröfsten Auflagerdruckes zu bestimmen.

Findet die Befestigung der Wand des Zwischenträgers mit Hilfe zweier Anschluſswinkel statt und bezeichnen, wie früher:

K den gröfsten Auflagerdruck, in Tonnen;

δ, δ_2 die Dicke der Trägerwand, bezw. des Schenkels eines Anschluſswinkeleisens, in Zentimetern;

n_3 die gesuchte Zahl der durch die Anschluſswinkeleisen und die Wand des Zwischenträgers gehenden Niete, so folgt, da stets $\delta \leqq 2\,\delta_2$: $K = n_3 d \delta\, 1{,}5\, s$, also:

245 . . . . . $n_3 = \frac{2}{3} \frac{K}{d \delta s}$.

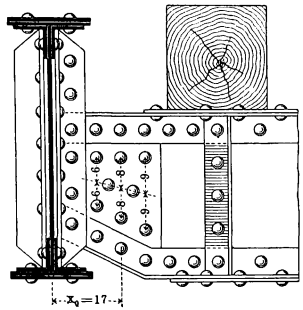
Für den in Fig. 398 dargestellten, fest angeschlossenen Zwischenträger einer städtischen Strafsenbrücke hat man z. B.: $K = 7{,}2$ Tonnen; $s = 0{,}6$ Tonnen für 1 qcm; $d = 2{,}5$; $\delta = 1{,}3$ cm, mithin

$$n_3 = \frac{2}{3} \cdot \frac{7{,}2}{2{,}5.1{,}3.0{,}6} = 2{,}46, \text{ dafür } 3.$$

Wenn die für den festen Anschluſs zur Verfügung stehende Höhe zur Unterbringung der nach Gleichung Nr. 245 erforderlichen Niete nicht ausreicht, so verdickt man die Trägerwand durch aufgelegte Platten, deren Höhe entweder gleich der vollen Wandhöhe des

Zwischenträgers oder gleich dem lichten Abstande der senkrechten Schenkel der Gurtungswinkeleisen ist. Im letzteren Falle nimmt man die Plattendicke gleich der Schenkeldicke dieser Winkeleisen, so dafs die Verstärkungsplatten gleichzeitig als Futterstücke unter den Anschlufswinkeleisen dienen (Fig. 400).

Fig. 400.



Für die Anzahl der Befestigungsniete des Zwischenträgers hat man in beiden Fällen, da die Schenkeldicke beider Anschlufswinkeleisen, zusammen genommen, in der Regel kleiner oder höchstens gleich der Dicke der verstärkten Trägerwand ist, d. h. $2\delta_2 \leqq \delta + 2\delta_1$, und ferner der Nietdurchmesser $d \geqq 2\delta_2$ genommen wird: $K = 2d\delta_2 \,.\, 1{,}5\, s n_3$ (vergl. Gleichung Nr. 244), also

$$n_3 = \frac{1}{3}\,\frac{K}{d\delta_2 s}.$$

Die Anzahl der Niete, welche aufserdem erforderlich sind, um die Verstärkungsplatten mit der Trägerwand zu verbinden, berechnet man, wenn die Platten die volle Wandhöhe haben, nach Gleichung Nr. 241, und sofern dieselben nur zwischen den senkrechten Schenkeln der Gurtungswinkeleisen angeordnet sind, nach Gleichung Nr. 240, indem man für K den auf die Platten kommenden Teil des Auflagerdruckes im Betrage von $\frac{2\delta_1}{2\delta_1+\delta}\,\frac{n_3-2}{n_3}K$ in dieselbe einführt; daher, wenn n die gesuchte Nietzahl bezeichnet:

246 . . . . . $\dfrac{2\delta_1}{2\delta_1+\delta}\,\dfrac{n_3-2}{n_3}\,\dfrac{K}{nd\delta}\sqrt{1+\left(\dfrac{n y_m x_0}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s$ bis $2\,s$.

Wären z. B. die Schwellenträger einer Eisenbahnbrücke gemäfs der Fig. 400 ausgeführt und betrüge $K = 12{,}6$ Tonnen; $s = 0{,}66$ t/qcm; $d = 2$; $\delta = \delta_1 = \delta_2 = 1$ cm, so ergäbe sich:

$$n_3 = \frac{1}{3}\cdot\frac{12{,}6}{2\,.\,0{,}66} = 3{,}2,$$ wofür wir 4 Niete setzen wollen.

Ferner hätte man, da $x_0 = 17$; $y_m = 9$; $\Sigma y^2 = 2\,(6^2 + 8^2 + 9^2) = 362$; $n = 8$:

$$\frac{2}{3}\cdot\frac{4-2}{4}\cdot\frac{12{,}6}{8\,.\,2}\sqrt{1+\left(\frac{8\,.\,9\,.\,17}{362}\right)^2} = 0{,}92 < 0{,}99.$$

Die Niete in den Verstärkungsplatten werden mithin in regelrechter Weise beansprucht.

4. Die Zwischenträger sind an dem einen Ende fest, an dem andern beweglich mit den Querträgern verbunden.

Die Berechnung dieser Art von Anschlüssen läfst sich auf die im vorstehenden gegebene zurückführen, indem man das bewegliche Trägerende nach dem unter 1. oder 2. angegebenen Verfahren, das feste nach dem unter 3. angegebenen behandelt. Die Biegungsmomente am festen Trägerende infolge von verschiedenen Durchbiegungen der in Frage kommenden Querträger oder durch unmittelbare Belastung des fraglichen Zwischenträgers können vernachlässigt werden, indem die beweglich aufgelagerten Zwischenträger einer Verdrehung der anschliefsenden Querträger keinen Widerstand entgegensetzen.

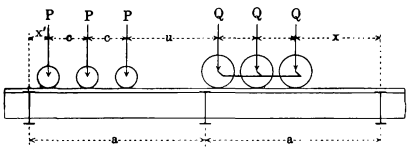
5. Die Zwischenträger sind getrennte und an beiden Enden unter Vermittelung von Anschlufswinkeleisen mit den Querträgern fest vernietet.

Diese vielfach angewandte Ausführungsart kann, wie S. 247 bemerkt, nicht empfohlen werden, da die Zwischenträger durch die starre Verbindung ihrer Wände zu durchgehenden Trägern werden. Die Nietzahl in den Anschlufswinkeleisen kann aber bei den gewöhnlichen Höhen der Zwischenträger in Rücksicht auf eine regelrechte Nietteilung meistens nicht so grofs genommen werden als es den zu übertragenden Biegungsmomenten entspricht und pflegt man daher die Nietzahl nur auf Grund des Auflagerdruckes gemäfs der Gleichung Nr. 245 zu bestimmen. Die Niete lockern sich dann bald und werden in diesem Zustande etwa so beansprucht, wie in letzterer Gleichung angenommen.

6. An den Querträgern sind die Gurtungen der Zwischenträger durch Laschen miteinander verbunden, die Wände derselben dagegen unterbrochen und unter Zuhilfenahme von Winkeleisen mit der Querträgerwand vernietet.

Die Zwischenträger sind durch diese Art der Verbindung zu durchgehenden Trägern geworden und müssen daher die Niete in den Anschlufswinkeleisen den auf die Zwischenträgerwand entfallenden Teil des Stützenmomentes und die Querkräfte zu beiden Seiten jedes Querträgers übertragen. Zur Berechnung der fraglichen Nietzahl wollen wir annehmen, dafs die Zwischenträger nur je zwei aufeinander folgende Brückenfelder durchgehend überspannen und dafs die Betriebslast die der gröfsten Querkraft, bezw. dem gröfsten Momente am mittleren Querträger entsprechende Stellung einnimmt. Bezeichnet für diese Laststellungen (Fig. 401):

Fig. 401.



M_1 das gesamte von dem Eigengewichte und der Betriebslast herrührende Biegungsmoment des Zwischenträgers an der Mittelstütze, in Zentimetertonnen;

αM_1 den Teil von M_1, welcher auf die Wand des Zwischenträgers zu rechnen ist, in Zentimetertonnen;

K die von dem Eigengewichte und der Betriebslast an der Mittelstütze erzeugte gröfste Querkraft, in Tonnen;

H die Horizontalkraft, welche ein Niet in 1 cm Abstand von der Neutralen zu übertragen hat, in Tonnen;

δ die Wanddicke des Zwischenträgers, in Zentimetern;

n die gesuchte Nietzahl in der Wand des Zwischenträgers an der Anschlufsstelle,

so kommt auf ein Niet im Abstande y_m von der Neutralen die Kraft:

$$R = \sqrt{\frac{K^2}{n^2} + H^2 y_m^2}$$

oder, weil $\alpha M_1 = H \Sigma y^2$, also $H = \frac{\alpha M_1}{\Sigma y^2}$:

$$R = \sqrt{\left(\frac{K}{n}\right)^2 + \left(\frac{\alpha . M_1 y_m}{\Sigma y^2}\right)^2}.$$

Der Druck R darf die Werte $d\delta\ 1{,}5\,s$ bis $d\delta\ 2\,s$ nicht übersteigen, indem für die Wandniete des Zwischenträgers der Druck auf die Lochwandungen mafsgebend ist, mithin ergiebt sich bei Zugrundelegung der Stauchspannung von $1{,}5\,s$ für 1 qcm:

$$247 \quad \cdots \quad \frac{1}{d\delta}\sqrt{\left(\frac{K}{n}\right)^2+\left(\frac{\alpha . M_1 y_m}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s.$$

Den Beiwert α bestimmt man bei gleich grofsem Querschnitte der Gurtungen leicht aus der Annäherungsgleichung Nr. 217 für das Widerstandsmoment des Zwischenträgers:

$$W = \frac{h_0^2}{h}(F + \tfrac{1}{6}\delta h_0),$$

worin bedeuten:

h, h_0 die Trägerhöhe, bezw. den Schwerpunktsabstand der Gurtungen, in Zentimetern;
F den Nutzquerschnitt einer Gurtung, in Quadratzentimetern.

Es ist nun $M_1 = Ws = \frac{h_0^2}{h}(F + \frac{1}{6}\delta h_0)\,s$ und beträgt sonach der auf die Wand kommende Teil des Momentes: $\frac{h_0^2}{h} \cdot \frac{1}{6}\delta h_0 s$, mithin

$$\alpha = \frac{\frac{1}{6}\delta h_0}{F + \frac{1}{6}\delta h_0} = \frac{\delta h_0}{\delta h_0 + 6F}.$$

Sofern die Gurtungen des Zwischenträgers ungleichen Querschnitt haben, hat man, wenn bezeichnen:

F_1, F_2 den Nutzquerschnitt der oberen, bezw. unteren Gurtung, in Quadratzentimetern;
h_1, h_2 die zugehörigen Schwerpunktsabstände von der Neutralen, in Zentimetern;
J, J_1 das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes, bezw. der Blechwand, in cm^4:

$$\alpha = \frac{J_1}{J} = \frac{\frac{1}{3}\delta(h_1^3 + h_2^3)}{\frac{1}{3}\delta(h_1^3 + h_2^3) + F_1 h_1^2 + F_2 h_2^2} = \frac{\delta(h_1^3 + h_2^3)}{\delta(h_1^3 + h_2^3) + 3(F_1 h_1^2 + F_2 h_2^2)} \text{ angen.}$$

Die Gröfsen K und M_1 lassen sich bei gleichen Feldlängen unmittelbar aus den in §. 75 unter 2. gegebenen Gleichungen finden. Kommen z. B. für den Zwischenträger drei Raddrücke Q mit dem Radstande w in Frage, so hat man für die Querkraft K nach Gleichungen Nr. 207 und Nr. 209, wenn G das auf den Zwischenträger der Länge a kommende Eigengewicht bezeichnet und das der rechten Endstütze zunächst gelegene Rad den Abstand x von dieser Stütze hat:

$$K = \frac{5}{8}G + \frac{1}{4}\left(15\,\frac{x+w}{a} - \frac{x^3 + (x+w)^3 + (x+2w)^3}{a^3}\right)Q.$$

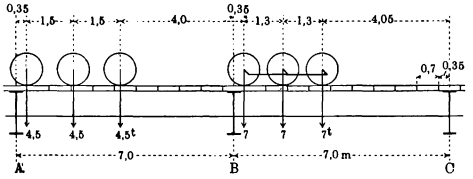
Weiter ergiebt sich, unter Berücksichtigung des Eigengewichtes für das Moment über der Mittelstütze nach Gleichung 202:

$$M_1 = \frac{1}{8}Ga + \frac{1}{4}\frac{Q}{a^2}\Big[x(a^2 - x^2) + (x+w)\left(a^2 - (x+w)^2\right) + (x+2w)\left(a^2 - (x+2w)_2\right)\Big].$$

Nachdem man die Werte von K und M_1 gefunden, bestimmt man auf Grund der örtlichen Verhältnisse den gröfsten Nietabstand y_m von der Neutralen, nimmt die Nietzahl n und dem entsprechend Σy^2 an und rechnet endlich die linke Seite der Gleichung Nr. 247 aus. Ergiebt sich nun der gefundene Wert gröfser als die zulässige Stauchspannung $2\,s$, so ist die Rechnung mit einem zutreffenderen n zu wiederholen.

Beispiel. Die 7 m langen, aus Flufseisen hergestellten Schwellenträger einer Eisenbahnbrücke seien untereinander und mit den Querträgern so verbunden, dafs sie als durchgehende Träger angesehen werden können (Fig. 403). Der Anschluſs der 1 cm starken Wand jedes dieser Träger an die zugehörigen Querträger erfolge beiderseits durch 17 je 2 cm starke Niete unter Zuhilfenahme von zwei Winkeleisen je 8.12.1 cm, und stehe das äufserste der Niete von der Schwerlinie des Schwellenträgers 30 cm ab. Es soll nun berechnet werden, wie stark die in der Schwellenträgerwand befindliche Lochwandung letzteren Nietes ungünstigstenfalls beansprucht wird, wenn das Gleis von einer Lokomotive der in Fig. 356 angegebenen Abmessungen und Radlasten befahren wird.

Fig. 402.



Von den beiden in Fig. 402 dargestellten Schwellenträgern AB und BC überträgt der letztere auf den mittleren Querträger B die gröfste Querkraft, wenn die drei Treibräder der Lokomotive innerhalb des Feldes BC eine solche Lage einnehmen, dafs das hintere derselben über der dem Querträger B zunächst gelegenen Querschwelle steht. Für die gesuchte Querkraft hat man bei dieser Laststellung, da das auf den Schwellenträger kommende Eigengewicht 3 Tonnen beträgt: Querkraft infolge der

Raddrücke der Lokomotive (Gleichung 207):

$$\frac{7}{4}\left(5\,\frac{4{,}05+5{,}35+6{,}65}{7}-\frac{4{,}05^3+5{,}35^3+6{,}65^3}{7^3}\right)=17{,}44 \text{ Tonnen}$$

Raddrücke des Tenders (Gleichung 205):

$$\frac{4{,}5}{4}\left(\frac{0{,}35+1{,}85+3{,}35}{7}-\frac{0{,}35^3+1{,}85^3+3{,}35^3}{7^3}\right)= 0{,}75 \text{ „}$$

Eigenlast: . . . . . $\frac{5}{8}\cdot 3 = 1{,}88$ „

$V = K = 20{,}07$ Tonnen,

wofür wir rund $K = 20$ Tonnen setzen wollen.

Das zugehörige Biegungsmoment über der Mittelstütze B setzt sich wie folgt zusammen (Gleichung 202): Moment infolge der

Raddrücke der Lokomotive:

$$\frac{1}{4}\cdot\frac{7}{7^2}\left[4{,}05\,(7^2-4{,}05^2)+5{,}35\,(7^2-5{,}35^2)+6{,}65\,(7^2-6{,}65^2)\right]= 9{,}745 \text{ mt}$$

Raddrücke des Tenders:

$$\frac{1}{4}\cdot\frac{4{,}5}{7^2}\left[0{,}35\,(7^2-0{,}35^2)+1{,}85\,(7^2-1{,}85^2)+3{,}35\,(7^2-3{,}35^2)\right]= 5{,}235 \text{ „}$$

Eigenlast: . . . . . $\frac{1}{8}\cdot 3.7 = 2{,}625$ „

$M_1 = 17{,}605$ mt,

dafür rund $M_1 = 1760$ cmt.

Von letzterem Momente kommt auf die Blechwand des Schwellenträgers, da der Nutz-

querschnitt der oberen, bezw. unteren Gurtung $F_1 = F_2 = 22 + 2.15 - 4.2 = 44$ qcm ist und der Schwerpunktsabstand derselben $h_0 = 67{,}2$ cm, ferner die Wanddicke $\delta = 1$ cm:

$$\alpha = \frac{67{,}2}{67{,}2 + 6.44} = 0{,}2, \text{ mithin:}$$

$$\alpha M_1 = 0{,}2 . 1760 = 352 \text{ cmt.}$$

Aus der Fig. 403 ist zu entnehmen, dafs das äufserste Niet von der Schwerlinie den Abstand $y_m = 30$ cm hat und $\Sigma y^2 = 5353$ qcm ist. Die Gleichung Nr. 247 liefert daher das Ergebnis:

$$\frac{1}{2}\sqrt{\left(\frac{20}{17}\right)^2 + \left(\frac{352 . 30}{5353}\right)^2} = 1{,}15 \text{ Tonnen für 1 qcm.}$$

Diese auf die Lochwandung des äufsersten Anschlufsnietes in der Blechwand des Schwellenträgers kommende Druckspannung (Stauchspannung) liegt innerhalb der festgesetzten

Fig. 403.

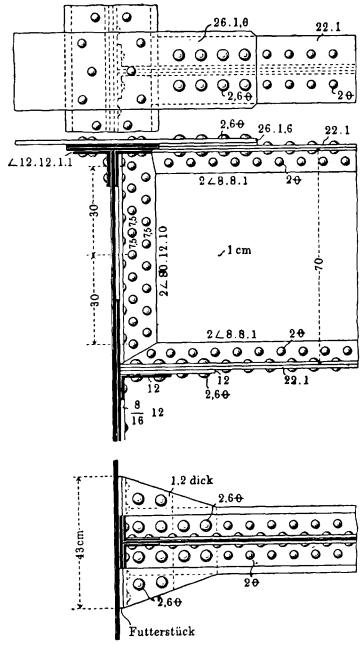
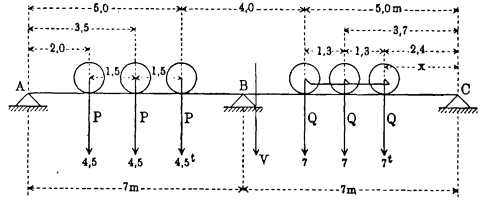


Fig. 404.



Grenzen, indem für Flufseisen bei einer zulässigen Zugspannung von 0,7 Tonnen für 1 qcm eine Stauchspannung von $1{,}5 . 0{,}7 = 1{,}05$ bis $2 . 0{,}7 = 1{,}4$ Tonnen für 1 qcm als angemessen erscheint.

In Betreff der Laststellung, welche im vorliegenden Falle dem gröfsten Momente über der Mittelstütze B entspricht, ergiebt sich aus der Gleichung für M_1, wenn man dieselbe auf den Gröfstwert untersucht, ferner $w = 1{,}3$; $c = 1{,}5$ m und den Abstand der benachbarten Lokomotiv- und Tenderachse = 4 m setzt:

$$248 \qquad (Q - P)\, x^2 + [(4\, a - 16{,}2)\, P + 2{,}6\, Q]\, x = Q\left(\frac{a^2}{3} - 2{,}82\right) + P\left(\frac{11}{3} a^2 - 32{,}4\, a + 67{,}11\right).$$

Führt man in vorstehende Gleichung den Raddruck der Lokomotive $Q = 7$, den des Tenders $P = 4{,}5$ Tonnen, ferner die Feldlänge $a = 7$ m ein, so folgt:

$$x^2 + 28{,}52\, x = 73{,}8,$$

mithin $x = 2{,}38$, wofür wir 2,4 m nehmen wollen. Diesem Abstande des ersten Treibrades von der Stütze C entspricht an der rechten Seite der Mittelstütze B eine Querkraft V, welche sich aus folgenden Teilen zusammensetzt: Querkraft, erzeugt durch die

Raddrücke der Lokomotive (Gleichung 207):

$$\frac{7}{4}\left(5\,\frac{2{,}4+3{,}7+5}{7}-\frac{2{,}4^3+3{,}7^3+5^3}{7^3}\right)=12{,}91 \text{ Tonnen},$$

Raddrücke des Tenders (Gleichung 205):

$$\frac{4{,}5}{4}\left(\frac{2+3{,}5+5}{7}-\frac{2^3+3{,}5^3+5^3}{7^3}\right)= 1{,}11 \quad \text{„}$$

Eigenlast . . . . . $\frac{5}{8}\cdot 3 = 1{,}88$ „

$V = K = 15{,}90$ Tonnen.

Das Maximalmoment über der Mittelstütze B setzt sich wie folgt zusammen: Moment, erzeugt durch die Raddrücke der Lokomotive (Gleichung 202):

$$\frac{7}{4.7^2}\left[2{,}4\,(7^2-2{,}4^2)+3{,}7\,(7^2-3{,}7^2)+5\,(7^2-5^2)\right]=12{,}658 \text{ mt},$$

Raddrücke des Tenders: $\frac{4{,}5}{4.7^2}\left[2\,(7^2-2^2)+3{,}5\,(7^2-3{,}5^2)+5\,(7^2-5^2)\right]= 7{,}774$ „

Eigenlast . . . . . $3\cdot\frac{7}{8} = 2{,}625$ „

$M_{max} = 23{,}057$ mt.

Abgerundet wollen wir setzen: $M_{max} = 2306$ cmt, von welchem Werte auf die Blechwand des Schwellenträgers

$$\alpha M_{max} = 0{,}2 \,.\, 2306 = 461 \text{ cmt (abger.) kommen.}$$

Hiernach ergiebt sich die gröfste Stauchspannung des äufsersten Anschlufsnietes zu:

$$\frac{1}{2}\sqrt{\left(\frac{15{,}9}{17}\right)^2+\left(\frac{461\,.\,30}{5353}\right)^2}=1{,}29 \text{ t/qcm}.$$

Die dem gröfsten Momente über der Mittelstütze entsprechende Laststellung ist also im vorliegenden Falle die für die Berechnung der Anschlufsniete mafsgebende.

Berechnung der Verbindungsplatten am Ober- und Untergurte des Schwellenträgers.

Die an einem Querträger zusammentreffenden oberen Gurtungen zweier Schwellenträger verbinden wir mit Hilfe einer Platte von 26 cm Breite und 1,6 cm Dicke, durch welche beiderseits 8, je 2,6 cm starke Niete geschlagen sind. Mit den oberen Gurtplatten des Querträgers steht diese Platte durch 6 der 2 cm starken Gurtungsniete in Verbindung.

Zur Übertragung der unteren Gurtung des Schwellenträgers dient eine 1,2 cm dicke trapezförmige Platte. Auf diese wird die Gurtungskraft durch 8 je 2,6 cm starke Niete übergeleitet und alsdann einem ungleichschenkligen mit der Querträgerwand vernieteten Winkeleisen zugeführt.

Die Kraft, welche jede der beiden Verbindungsplatten in sich aufzunehmen hat, berechnet sich aus dem gröfsten über dem Querträger auftretenden Biegungsmomente. Letzteres beträgt 2306 cmt, und zwar kommen hiervon $0{,}2 \,.\, 2306 = 461$ cmt (abger.) auf die Schwellenträgerwand, so dafs für die Gurtungen 1845 cmt übrig bleiben. Nehmen wir nun den Hebel-

arm dieses Momentes zu 70 cm an, so hat jede Platte eine Kraft Z zu übertragen, für welche gilt:

$$Z = \frac{1845}{70} = 26{,}4 \text{ Tonnen.}$$

Hierdurch wird im Nutzquerschnitte der oberen Verbindungsplatte eine Zugspannung von

$$\frac{26{,}4}{(26 - 2 \cdot 2{,}6)\,1{,}6} = 0{,}79 \text{ t/qcm}$$

und in der unteren eine Druckspannung von

$$\frac{26{,}4}{(39 - 4 \cdot 2{,}6)\,1{,}2} = 0{,}77 \text{ Tonnen}$$

hervorgerufen. Die Niete erleiden bei gleichmäfsiger Verteilung der Kraft Z über dieselben eine Abscherungsspannung von:

$$\sigma = \frac{26{,}4}{8 \cdot \frac{2{,}6^2}{4} \cdot 3{,}14} = 0{,}62 \text{ t/qcm,}$$

welche Spannung für Flufseisen als zulässig erscheint.

§. 79.

Form und Auflagerung der Querträger.

Form der Querträger.

Gewöhnlich hat man die Querträger als Blechträger ausgeführt, wegen ihrer einfachen Herstellung und der Freiheit in der Anbiegung der Zwischenträger; auch gegliederte Träger (Fig. 221; Taf. XXXIX, Fig. 347) findet man vielfach, namentlich wenn die zur Verfügung stehende Bauhöhe eine grofse ist. Gegenüber den vollwandigen Trägern gewähren die gegliederten im allgemeinen eine Eisenersparnis, jedoch ist der Einheitspreis des fertigen Gitterträgers ein höherer, so dafs eine belangreiche Geldersparnis nur in seltenen Fällen zu erzielen sein dürfte. Bei eingleisigen Brücken hat man auch den mittleren Teil des Querträgers gegliedert und die beiden seitlichen vollwandig hergestellt, indem in ersterem nur bei ungleichmäfsiger Verteilung der Achslast auf die Räder oder bei Winddruck auf die Eisenbahnfahrzeuge Querkräfte untergeordneter Bedeutung auftreten können.

Aufser den genannten Trägerformen ist noch der gewalzte I-Träger zu erwähnen. Derselbe ist bei Eisenbahn- und Strafsenbrücken geringerer Breite und Feldlänge (Taf. XIX, Fig. 180, bezw. Taf. XL, Fig. 405) öfters zur Ausführung gekommen; bei Eisenbahnbrücken besonders dann, wenn die Fahrschienen unmittelbar auf den Querträgern ruhen und sich zwischen denselben freitragen (Taf. XXV, Fig. 217).

Zu Gunsten der I-Träger spricht, dafs ihr Einheitspreis ein geringerer als derjenige der Blechträger ist, jedoch wird in den höheren I-Profilen das Eisen nicht so gut ausgenutzt als bei den Blechträgern (vergl. S. 343) und ist die zulässige Beanspruchung infolge der durch das Walzen hervorgerufenen inneren Spannungen eine geringere als bei Blech oder gewöhnlichem Formeisen (vergl. S. 343).

Hinsichtlich der Höhe des Querträgers ist zu bemerken, dafs man mit derselben, wenn es die örtlichen Verhältnisse irgend gestatten, nicht unter ein Achtel der Stützweite herabgehen soll, indem hohe Querträger für die Queraussteifung des Überbaues von grofser Wichtigkeit sind. Ist man in keiner Weise gebunden, so kann man die Höhe zur Ausführung bringen, welche dem kleinsten Eisenaufwande des Trägers entspricht. Für einen vollwandigen, über 60 cm hohen Querträger hat man bei unveränderlichem Querschnitte gemäfs der Gleichung Nr. 222:

$$h = \sqrt{\frac{222}{15 + 68\,\delta}\,\frac{M}{s}} \quad \text{oder} \quad h = 2{,}11\,\sqrt{M},$$

wenn die zulässige Beanspruchung $s = 0{,}6$ Tonnen für 1 qcm und die Wandstärke $\delta = 1$ cm ist.

Ferner gilt nach Gleichung Nr. 223 für einen über 60 cm hohen Querträger mit veränderlichem Gurtungsquerschnitt:

$$h = \sqrt{\frac{178}{15 + 74\,\delta}\,\frac{M}{s}} \quad \text{oder} \quad h = 1{,}83\,\sqrt{M},$$

wenn $s = 0{,}6$; $\delta = 1$ ist. Der Buchstabe M bezeichnet in diesen Gleichungen das gröfste, auf den Querträger wirkende Biegungsmoment in Zentimetertonnen. Dieselben Gleichungen kann man angenähert auf gegliederte Träger anwenden, wenn man für die Wandstärke δ etwa 0,8 cm einführt.

Brücken in Stadtbahnen bedingen oft eine erheblich geringere Querträgerhöhe als die vorhin als wünschenswert bezeichnete. So konnte man den Querträgern der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über die Brookstrafse in Ilkley (England), Taf. XL, Fig. 406, bei 8,484 m Abstand der Hauptträger (von Mitte zu Mitte gemessen) nur 0,483 m Höhe, also ein Pfeilverhältnis von $\frac{0{,}483}{8{,}484} = \frac{1}{17{,}6}$ geben (vergl. The Engineer, London 1888, Juni 15, p. 483: Viaducts and bridge on the Skipton and Ilkley railway). Ein noch geringeres Pfeilverhältnis kam für die Überführung der Battle-Bridge-Strafse über die Gleise der Great-Northern-Eisenbahn dicht bei der Kings-Cross-Station in London in Anwendung, Taf. XL, Fig. 407, indem für die Querträger bei 12,763 m Abstand der Hauptträger (von Mitte zu Mitte gemessen) nur eine Höhe von 0,66 m, also ein Pfeilverhältnis von $\frac{1}{19{,}3}$ zu erreichen war. Die Brückentafel ist hier aus Trogeisen gebildet, welche man mit Asphalt füllte und oben mit einer 25 mm starken Schicht von Cliffeschem Patentasphalt abglich. Die Trogeisen ruhen auf den unteren Flanschen von $\int$-Eisen, deren obere Flanschen mit den oberen Gurtungen der Querträger vernietet sind. Als Brückendecke hat man ein 0,15 m starkes Holzpflaster angewandt, welches man in Asphalt setzte und mit Zementmörtel vergofs. (Vergl. The Engineer, London 1892, Juli 22, p. 66: Great-Northern-Railway. Widening between Kings Cross and Barnet.)

Um an Eisen für die Querträger zu sparen, sowie um den Anschlufs derselben an die Hauptträger bei tiefer Fahrbahnlage leichter ausführen zu können, hat man die untere oder obere Gurtung, oder auch beide Gurtungen dieser Träger an den Enden nach einer gebrochenen Geraden oder einer Kurve angeordnet, Taf. XX, Fig. 184; Taf. XXVI, Fig. 222; Taf. XXXIX, Fig. 347. Eine belangreiche Geldersparung läfst sich bei der vorstehenden Ausführungsart im allgemeinen nicht machen, da das abfallende Eisen als Schrott nur mit etwa 5 Pfg. für das Kilogramm bezahlt wird und der vermehrten Arbeit für das Bearbeiten der Bleche und das Biegen, bezw. Knicken der Winkeleisen oder Gurtplatten nur die Ersparnis an Eisen und

Nietarbeit für die kürzeren Aussteifungs- und Anschlufswinkeleisen, sowie gegebenenfalls für die Stofslaschen der Blechwand gegenübersteht.

Damit die Querträger den Überbau gehörig aussteifen, versieht man sie in der Regel an den Enden mit Eckaussteifungen in Form von Dreiecken, welche mit Winkeleisen gesäumt sind, Taf. XIX, Fig. 179a; Taf. XXI, Fig. 193; Taf. XXXIX, Fig. 347, oder man verbreitert ihre Wand entsprechend. Im letzteren Falle ordnet man an passender Stelle in der Wand einen Stofs an und schaltet hier eine Platte ein, Taf. XXVI, Fig. 224; Taf. XL, Fig. 353, welche nach oben dreieckförmig verläuft.

Wenn es in Rücksicht auf die zu übertragenden Biegungsmomente geboten erscheint, die Plattendicke gröfser als die der angrenzenden Blechwand zu nehmen, so versieht man letztere mit Futterstücken unter den Stofslaschen. So haben z. B. die Querträger der Eisenbahnbrücke über den Main bei Wertheim, Taf. XXXVIII, Fig. 342, 20 mm starke Versteifungsplatten an den Enden erhalten, während die Blechwandstärke 12 mm beträgt. Zum Ausgleich hat man unter die 8 mm starken Stofslaschen zwei Futterstücke von je 4 mm Dicke gelegt.

Auflagerung der Querträger.

Der Anschlufs der Querträger an die Hauptträger erfolgt entweder fest oder beweglich. Der feste Anschlufs ist einfach und billig in der Ausführung und vermehrt die Quersteifigkeit des Überbaues wesentlich; dagegen hat er den Nachteil, dafs die Querträger Biegungsmomente auf die beiderseits angeschlossenen Hauptträger übertragen, welche ungünstig auf dieselben wirken. Auch treten in den Querträgern, wenn sie über oder unter der Neutralen der Hauptträger angebracht und fest mit den Zwischenträgern verbunden sind, Nebenspannungen durch seitliche Ausbiegungen ein (vergl. S. 248).

Durch die bewegliche Auflagerung kann man, je nach der Anordnung, den einen oder andern dieser Übelstände oder beide zum Teil oder ganz vermeiden, mufs aber für die Anschlüsse selbst und die Erzielung einer genügenden Quersteifigkeit des Überbaues gröfsere Geldmittel als bei festem Anschlufs aufwenden. Im nachfolgenden sollen beide Arten der Anschlüsse an verschiedenen Beispielen erläutert und in ihren Besonderheiten gewürdigt werden.

A. Feste Auflagerung der Querträger.

1. Die Querträger sind stumpf vor die Ständer der Hauptträger genietet. Taf. XXIV, Fig. 213; Taf. XXXIX, Fig. 347; Textfig. 297.

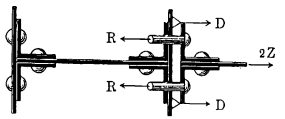
Bei der vorstehenden Anordnung werden die über der wagerechten Schwerachse des Endquerschnittes des Querträgers in den Ständern liegenden Anschlufsniete aufser auf Abscheren auf Zug beansprucht, und zwar um so mehr, je weiter sie von derselben abstehen.

Soweit diese Zugspannungen von den Betriebslasten herrühren, entstehen und verschwinden sie mit dem Befahren des Überbaues und versetzen somit die Niete zeitweise in Schwingungen, wodurch eine Lockerung derselben herbeigeführt werden kann.

Die in den fraglichen Nieten nach dem Einschlagen infolge des Erkaltens entstehenden inneren Spannkräfte erhalten durch die äufseren Zugkräfte erst dann einen Zuwachs, wenn letztere Zugkräfte einen gröfseren Wert als die inneren Spannkräfte erreichen; bis zu

diesem Zeitpunkte treten nur Änderungen in den Pressungen zwischen den Anschluſswinkeleisen und den Ständern (bezw. der Blechwand des Hauptträgers) ein. Bezeichnet für ein beliebiges über der wagerechten Schwerachse der Stirnfläche des Querträgers sitzendes Niet (Fig. 408):

Fig. 408.



R die in dem Nietschafte infolge des Stauchens und des Zusammenziehens nach dem Erkalten vorhandene innere Spannkraft;

D die zwischen jedem der Anschluſswinkeleisen und dem Ständer vorhandene Pressung;

Z die von dem Biegungsmomente am Querträgerende auf das Niet übertragene Zugkraft, so folgt:

249 . . . . . $\begin{cases} R = D + Z \\ D = R - Z. \end{cases}$

Sobald also die Zugkraft $Z = R$ wird, ist $D = 0$ und es geht bei einem Wachsen der Kraft Z auf $R + \Delta Z$ die innere Spannkraft R über in:

$$R_1 = R + \Delta Z.$$

Da die Biegungsmomente an den Enden der Querträger bei Brücken, deren Querschnitte an den Knotenpunkten Steifrahmen bilden (Fig. 438), oft nicht unbedeutend sind, so empfiehlt es sich hier, die Querträger an den Enden möglichst zu verbreitern oder hohe Versteifungsbleche mit denselben zu vernieten.

2. Die verlängerte Wand des Querträgers oder deren Eckversteifungsblech ist in den Ständer eingeschoben und mit demselben vernietet. Taf. XXXV, Fig. 304; Taf. XL, Fig. 353.

Durch diese Art des Anschlusses lassen sich die vorhin aufgeführten Zugspannungen der Niete vermeiden. Um das Einschieben ausführen zu können, muſs man in einzelnen Fällen die innen liegende Anschluſsplatte für das Gitterwerk des Hauptträgers mit einem Schlitze oder die verlängerte Querträgerwand, bezw. das Versteifungsblech, mit einem Ausschnitte entsprechender Höhe versehen, Taf. XXXV, Fig. 304; Taf. XL, Fig. 353. Sehr einfach gestaltet sich der in Rede stehende Anschluſs, wenn man mit den Enden der Querträger unter die Gurtungen der Hauptträger gelangen kann, wie solches aus Fig. 304 auf Taf. XXXV und Fig. 409 auf Taf. XLI zu ersehen; auch lassen sich dann Konsolen für ausgekragte Fuſswege leicht mit den Querträgern verbinden.

3. Die Querträger sind auf die unteren oder oberen Gurtungen der Hauptträger gelagert und mit denselben vernietet.

Im vorliegenden Falle findet die Vernietung der Querträger mit den Gurtungen entweder unmittelbar oder unter Einschaltung einer Platte statt (Taf. XLVII, Fig. 472), welche unter Umständen zum Anschluſs des Windstrebenverbandes benutzt werden kann.

Falls die Platte auf eine gröſsere Länge frei liegt, unterstützt man sie durch ein quer in die Gurtung gesetztes Blech, welches unter Zuhilfenahme von Winkeleisen mit der Gurtung

und der Platte verbunden wird. Um den Querträger gegen Einknicken und Umfallen an der Auflagerstelle zu sichern, steift man ihn gegen die Gurtung des Hauptträgers durch trapez- oder dreieckförmige Bleche oder auch durch Winkeleisen oder ⊤-Eisen ab.

4. Die Querträger sind an Längsplatten, welche aus den unteren Hauptträgergurtungen hervortreten, sowie an die Gurtungen selbst genietet.

Bei der Newark Dyke-Brücke (Taf. XLI, Fig. 410) gehen die Längsplatten durch schmale Schlitze in den Bodenplatten der kastenförmigen, geradlinigen unteren Gurtungen der als abgestumpfte Parabelträger ausgeführten Hauptträger. Die Befestigung der Platten in den Gurtungen erfolgt mit Hilfe je zweier 19 mm starker Querbleche und je zweier mit der Bodenplatte vernieteter Winkeleisen. Zur Herstellung der erforderlichen Quersteifigkeit des Überbaues dienen kräftige, gegen die Ständer der Hauptträger durch Blechdreiecke abgesteifte obere Querriegel. Die Kreuzstreben des unteren Windverbandes liegen dicht unter den Querträgern und sind an ihren Enden unmittelbar mit letzteren vernietet.

Ein Übelstand der vorstehenden Auflagerungsart besteht darin, daſs die Ebene des unteren Windstrebenverbandes ziemlich tief unter der Schwerlinie der unteren Gurtung des Hauptträgers liegt und daher ein nicht unerheblicher seitlicher Kräfteangriff stattfindet.

B. Bewegliche Auflagerung der Querträger.

1. Der Querträger ruht an den Enden auf festen Kipplagern, welche nur eine Drehbewegung um eine rechtwinklig zur Wand des Querträgers stehende Achse zulassen.

Vorstehende Auflagerungsart bezweckt, die auf den Querträger wirkende Eigen- und Betriebslast des Überbaues so auf die Hauptträger zu übertragen, daſs dieselben mittellinig belastet und, soweit es die Reibung in den Kipplagern zuläſst, nicht durch Biegungsmomente beansprucht werden. Mit einer solchen Auflagerung ist offenbar ein Verlust an Steifigkeit des Brückenquerschnittes vorhanden; es sind daher besondere Mittel anzuwenden, um die verloren gegangene Steifigkeit zu ersetzen, was in einzelnen Fällen, namentlich bei offen gebauten Brücken, mit Schwierigkeiten verbunden ist. Von den mancherlei Beispielen sollen hier die folgenden näher besprochen werden:

a) Eingleisige Brücke über den Belaja der russischen Samara-Ufa-Eisenbahn (Taf. XLI, Fig. 411). Abgesehen von den Endquerträgern, welche mit den zugehörigen Ständern der Hauptträger vernietet sind, ruhen die übrigen Querträger auf Bolzenkipplagern, deren beide Lagerschalen aus Guſseisen hergestellt sind. Zur Unterstützung des unteren Lagerkörpers dient eine Platte, welche auf einem ⌐¬-Eisen liegt, dessen nach unten gerichtete Flanschen mit den beiden Stehblechen des kastenförmigen Untergurtes des Hauptträgers vernietet sind. Das ⌐¬-Eisen giebt in der Mitte einen Teil des Auflagerdruckes an ein mit Winkeleisen eingefaſstes und mit den Stehblechen verbundenes Querblech ab.

Die untere Lagerschale des Kipplagers ist mit der sie tragenden Grundplatte durch Schraubenbolzen fest verbunden und der Gelenkbolzen an beiden Seiten mit Bundringen ver-

sehen. Da nun die Zwischenlängsträger starr an die Querträger geschlossen sind, so werden letztere infolge der Ausdehnung der unteren Gurtungen der Hauptträger seitlich ausgebogen und erleiden daher die in §. 73, S. 248 bis 252 erörterten Nebenspannungen.

b) Brücke in der Tolbiac-Strafse in Paris (Taf. XLI, Fig. 412). Die mittleren Querträger der einzelnen Überbaue dieser Brücke sind auf Bolzenkipplager gelagert, deren Grund und Schwingplatte aus Gufsstahl und deren Bolzen aus Herdstahl besteht. Dem Brückenquerschnitte ist die nötige Starrheit durch kräftige obere Querriegel gegeben.

c) Strafsenbrücke über die Saar bei Saarburg im Elsass (Taf. XXXIX, Fig. 345). Die Querträger ruhen auf gufseisernen Kipplagern, von denen der untere Körper mit einem Halbzapfen, der obere mit der entsprechenden Aushöhlung versehen ist. Der Lagerkörper stützt sich auf die oberen Winkeleisen eines in dem][-förmigen Untergurte des Hauptträgers zwischen den Winkeleisen der Ständer angebrachten Querbleches und ist mit ersteren durch 4, je 10 mm starke Stiftschrauben verbunden.

Der Auflagerdruck des Querträgers wird auf die Mitte des oberen Lagerkörpers (der Kippplatte oder Schwinge) durch die mit Hilfe von zwei, je 6 mm dicken Platten verstärkte Querträgerwand übertragen. Letztere ist in den 23 mm weiten, zwischen den Winkeleisen der Ständer befindlichen Schlitz geschoben; es haben daher die Verbindungsniete der Platten, soweit sie innerhalb der Ständer liegen, auf beiden Seiten versenkte Köpfe. Die Befestigung der Schwinge an der Querträgerwand erfolgt unter Vermittelung von je zwei 93 mm langen Winkeleisen von 80.80.10 mm, welche gegen die Unterkante der Wand um 1 mm zurücktreten. Nach Einschiebung der Querträger in die Ständer sind letztere Winkeleisen mit der Wand durch zwei Niete von 16 mm und mit der Schwinge durch 4, je 10 mm starke Stiftschrauben verbunden.

Für die Steifigkeit des Brückenquerschnittes ist durch obere Querriegel und durch Absteifung der Untergurte der Hauptträger gegen die Querträger mit Hilfe je zweier Winkeleisen von 110.110.10 mm gesorgt. Damit letztere nur Kräfte in ihrer Längenrichtung übertragen können, ist der Anschlufs beiderseits durch einen Bolzen bewirkt. Infolge der Durchbiegung des Querträgers, welche an der Anschlufsstelle rechtwinklig zu den Aussteifungseisen erfolgt, entstehen daher keine die Untergurte der Hauptträger auf Verdrehung beanspruchenden Kräfte.

2. Die Auflagerung der Querträger erfolgt in der Weise, dafs die Trägerenden eine Drehbewegung um eine rechtwinklig zur Querträgerwand stehende Achse und aufserdem eine Längenverschiebung in Richtung dieser Achse ausführen können.

Zu dieser Anordnung hat man aufser den unter 1. angegebenen Gesichtspunkten das Bestreben geführt, bei festem Anschlufs der Zwischenträger an die Querträger seitliche Ausbiegungen der letzteren infolge des Zusammenhanges mit den Hauptträgern zu vermeiden. Die nähere Ausführung ist aus folgenden Beispielen zu ersehen:

a) Eingleisige Eisenbahnbrücke von 36 m Stützweite über die Donau bei Steinbach (Taf. XLII, Fig. 413). Die Fahrbahn ruht auf den geradlinigen Obergurten der als abgestumpfte Parabelträger mit einfachem Netzwerke ausgeführten Hauptträger. An den Enden und den dazwischen gelegenen drei Hauptknotenpunkten der unteren Gurtungen sind dieselben durch Steifrahmen und aufserdem in der Ebene der oberen Gurtungen durch Wind-

streben verbunden. Die Hauptträger bilden also mit dem Windstrebenverbande und den Queraussteifungen ein für sich bestehendes Eisengerüst, auf welchem die Fahrbahn ruht.

Die Lagerung der Querträger ist auf zylindrisch abgerundeten Platten in der Weise ausgeführt, dafs die drei mittleren Querträger mit den Obergurten der Hauptträger durch je zwei Bolzen fest verbunden sind, während die übrigen sich innerhalb gewisser Grenzen in der Längenrichtung der Brücke frei bewegen können. Zur Verhinderung der Querverschiebung und Hebung der Querträger dienen Knaggen, deren Haken über die wagerechten Schenkel der unteren Gurtungswinkeleisen hinweg zwischen die Schenkel der zur Absteifung der Querträger verwandten ⌋-Eisen greifen, dabei jedoch die erwähnte Längenverschiebung der Querträger zulassen. Zur Sicherheit sind bei den Lagern der frei beweglichen Querträger je zwei Bohrungen durch die Querträgergurtung, Lagerplatte und Hauptträgergurtung vorgesehen, um, falls die lose Auflagerung sich wider Erwarten nicht bewähren sollte, jeder Zeit leicht eine feste Verbindung wie bei den drei mittleren Querträgern herstellen zu können.

Dem Vorstehenden zufolge treten bei Belastung der Brücke in den drei mittleren fest aufgelagerten Querträgern geringe Nebenspannungen durch die Zusammendrückung der oberen Hauptträgergurtungen ein; die übrigen Querträger sind so gut wie frei von diesen Spannungen, indem durch die auf den Lagerplatten entstehenden Reibungen nur unerhebliche ausbiegende Kräfte erzeugt werden können.

Die hier beschriebene freie Auflagerung der Querträger hat noch den Vorteil, dafs man die Hauptträger fertig aufstellen kann, ohne die Fahrbahn aufzulegen, wodurch im vorliegenden Falle an Bauzeit sehr gespart wurde.

b) Glasträgerbrücke der badischen Schwarzwaldbahn (Taf. XLII, Fig. 414). Die Auflagerung der Fahrbahn dieser Brücke unterscheidet sich von der vorstehend beschriebenen dadurch, dafs die Querträger unter Vermittelung schmaler, in der Längenrichtung der Hauptträger liegender Flacheisen auf die Obergurte der letzteren gelegt sind; ferner hat man die Knaggen, welche die Querverschiebung und Hebung der Querträger verhindern, unter den überstehenden Enden der letzteren so angebracht, dafs sie mit ihren Haken unter die oberen Hauptträgergurte greifen. Um die Fahrbahn im ganzen gegen Längenverschiebungen zu sichern, sind die beiden mittleren Querträger mit letztgenannten Gurtungen in der üblichen Weise vernietet.

Die gewählte freie Auflagerung der Querträger erleichterte den Umbau der Glasträgerbrücke, welcher während des Betriebes innerhalb der Zugpausen vorgenommen werden mufste, ganz wesentlich.

c) Kipperbrücke der sächsischen Nebenbahn Zittau-Reichenau von 0,75 m Spurweite (Taf. XLII, Fig. 415). Die Fahrbahn der Kipperbrücke befindet sich zwischen den trapezförmigen Hauptträgern, deren Wand durch ein einfaches, aus gleichseitigen Dreiecken bestehendes Netzwerk gebildet wird. An den unteren Knotenpunkten der letzteren sind die Querträger frei auf das durch zwei Anschlufsplatten für das Gitterwerk verstärkte Stehblech des ⊥-förmigen Untergurtes jedes Hauptträgers gelegt und hier an einer Querverschiebung durch je zwei untergenietete Flacheisen gehindert.

Besondere Schwierigkeit machte die Queraussteifung der Brücke, da die Anbringung oberer Querriegel ausgeschlossen war. Man half sich in der Weise, dafs man neben jedem Endquerträger an einer Seite und neben jedem der übrigen Querträger zu beiden Seiten Querriegel anbrachte, welche mit der Wagerechten den Winkel von rund 60 Grad einschliessen

und mit den Hauptträgern fest, mit den Querträgern dagegen nicht verbunden sind. Die Querriegel wurden 0,6 m über die Hauptträger hinausgeführt, um ihre Enden mit den zunächst gelegenen Knotenpunkten der oberen Hauptträgergurtungen durch Winkeleisen verbinden, und so letztere gegen die Querriegel absteifen zu können, Fig. 415 a, 415 c.

Die aus I-Eisen hergestellten Zwischenträger sind durchgehend angeordnet und mit den Querträgern unter Vermittelung von Winkeleisen vernietet.

3. Die Querträger sind an die Hauptträger gehängt.

Durch die Aufhängung der Querträger sollen dieselben Vorteile wie bei der unter 2. besprochenen Auflagerungsart erreicht werden, nämlich die mittellinige und biegungsfreie Kraftübertragung auf die Hauptträger bei möglichster Vermeidung der seitlichen Ausbiegung der Querträger. Man hat dieses Ziel in mehr oder weniger vollkommener Weise durch folgende Anordnungen zu erreichen gesucht:

a) Der Querträger ist an jedem Ende durch einen Bügel an dem Knotenpunktsbolzen der unteren Hauptträgergurtung aufgehängt. Bei der Brücke über den Monongahela in Port Perry bei Pittsburg hat man die Bügel aus Quadrateisen gebildet und an den Schaftenden mit Augen versehen, welche die Stützbolzen aufnehmen (Taf. XLIII, Fig. 416). An letzteren Bolzen sind auch die Kreuzstreben des Windverbandes befestigt. Die Stabkräfte der Kreuzstreben lassen sich an jedem dieser Bolzen in zwei Kräfte zerlegen, von denen die eine in Richtung des Querträgers, die andere parallel zur Längenachse der unteren Hauptträgergurtung liegt. Letztere Kraft hat bezüglich der Achse des Aufhängebolzens für den Bügel ein Moment, welches, da das am Bolzen entgegen wirkende Reibungsmoment nur klein ist, im wesentlichen von den Verbindungsnieten der Quer- und Zwischenträger in nicht zu billigender Weise aufgenommen werden mufs. Die auf den Querträgerenden angebrachten Winkeleisen A, A_1 (Fig. 416 a), deren senkrechte Schenkel sich mit halbkreisförmigen Ausschnitten an den Knotenpunktsbolzen legen, ändern hieran nichts, dienen vielmehr nur zur Verhinderung einer Quer- oder Längsverschiebung des Querträgers in Bezug zu den unteren Hauptträgergurtungen.

b) Die Aufhängung der Querträger an den Hauptträgern erfolgt an jedem Querträgerende durch zwei Bügel. Es kommt hier hauptsächlich darauf an, die Aufhängung so auszuführen, dafs sich der Auflagerdruck des Querträgers gleichmäfsig über beide Bügel verteilt, da sonst Biegungsmomente entstehen, welche auf den Hauptträger übertragen werden. Bei der Kentucky- und Indiana-Brücke über den Ohio zwischen Louisville und New-Albany hat man diese Forderung in der Weise erfüllt, dafs man das Querträgerende auf die Mitte einer nach oben abgerundeten Platte legte, welche durch zwei Bügel gleich weit von der Mitte unterstützt wird (Taf. XLIII, Fig. 417). Die Schäfte der Bügel sind zu dem Ende mit Schraubengewinden versehen und die zugehörigen Muttern unmittelbar zur Auflagerung der Platte verwandt.

Den unteren Windstrebenverband hat man in Höhe der Querträgerobergurte angeordnet und die Kreuzstreben desselben an letztere Gurte durch Bolzen geschlossen, von denen jeder seinen Halt einerseits in der durch eine Anschlufsplatte verstärkten Gurtung, anderseits in einer darunter zwischen zwei Winkeleisenstücken angebrachten Platte findet; da aber bei dieser Anordnung zwar die Querkräfte aus den Windstreben in die Querträger, nicht aber

die Längskräfte in die unteren Hauptträgergurtungen übertragen werden können, so ist, zur Ermöglichung dieser Übertragung, mit dem Untergurte des Hauptträgers an jedem Knotenpunkte eine Platte verbunden, welche dicht über der erwähnten Anschlufsplatte der oberen Querträgergurtung liegt und den Anschlufsbolzen mitfafst. Eine Vernietung der Quer- und Hauptträger, sowie eine solche der beiden Platten hat nicht stattgefunden, weshalb die Niete an der Trennungsfuge der Platten mit versenkten Köpfen versehen sind.

c) Der Querträger ist an jedem Ende an ein Flacheisen genietet, welches seinen Halt in einem von zwei Hängelaschen getragenen Bolzen findet. Diese Art der Aufhängung ist bei der Eisenbahnbrücke über den Ohio unweit Cairo (Nordamerika) für diejenigen Querträger getroffen, welche in den Hauptöffnungen den Enden der Hauptträger zunächst liegen (Taf. XLIII, Fig. 418). Die Querträger sind hier an jedem Ende mit Hilfe eines 356 mm breiten und 25,4 mm dicken (14″.1″ engl.) Flacheisens, dessen oberes Ende durch zwei, je 12,7 mm ($^1/_2$″) dicke Eisen verstärkt ist, an einem Bolzen von 127 mm (5″) Durchmesser aufgehängt. Das untere Ende des Flacheisens ist mit dem Hauptträgeruntergurte durch ein Winkeleisen verbunden. Letzterer ist gegen die Querträger abgesteift, damit er nicht durch die Querkräfte des an seiner Unterseite angreifenden Windstrebenverbandes auf Verdrehung beansprucht wird.

d) Die zur Befestigung der Querträger an den Hauptträgern verwandten Hängestangen sind mehr oder weniger steif angeordnet und mit den Haupt- und Querträgern entweder fest oder unter Einschaltung von federnden Platten vernietet. Die Hängestangen sind bei fester Vernietung mit dem Trägerende des Überbaues aufser Zugkräften noch Biegungsmomenten ausgesetzt, und zwar um so mehr, je gröfser das Trägheitsmoment des Querschnittes ist. Bei der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau (Taf. XLIII, Fig. 419) bestehen z. B. die Hängestangen aus vier Winkeleisen (90.90.13), welche mit ihrem oberen Ende eine 26 mm starke Anschlufsplatte umfassen. Letztere ist mit Hilfe von vier Winkeleisen (100.100.13) an zwei Hängeplatten (je 26 mm) geschlossen, die von den grofsen Knotenplatten der unteren Hauptträgergurtung mit umfafst werden. Mit der 13 mm starken Querträgerwand erfolgt die Vernietung der Hängestangen unter Einschaltung von je zwei 6,5 mm starken Füllstücken. An den Enden sind die Querträger durch einen sogen. Randträger miteinander verbunden, welcher die Gurtung für den Windstrebenverband der Fahrbahn bildet.

Die Länge der Hängestangen ist so bestimmt, dafs die Fahrbahn angenähert in einer wagerechten Ebene liegt, wenn sich der Überbau unter der Last seines Eigengewichtes durchbiegt. Die Fahrbahn ist zu dem Zwecke nach einer entsprechenden Überhöhungskurve aufgestellt.

Will man den steifen Hängestangen eine schwingende Bewegung in der Längen- oder Querrichtung des Überbaues gestatten, ohne die Vernietung mit dem Tragwerke desselben aufzugeben, so kann man die Hängestangen an Platten befestigen, welche nach der gegebenen Richtung leicht sich ausbiegen (federn) können. Eine derartige Einrichtung zeigt die Fahrbahnaufhängung der Bogenbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Levensau (Taf. XLIII, Fig. 420). Die Hängeeisen der Fahrbahn sind hier an oberhalb derselben befindliche Querriegel gehängt, welche sich ihrerseits auf senkrechte Pfosten stützen, die auf den beiden als Bogenträger ausgebildeten Hauptträgern von 163,4 m Stützweite ruhen. Die Befestigung der

Hängeeisen und Pfosten ist unter Vermittelung von Platten erfolgt, welche ein Ausbiegen (Federn) in der Längenrichtung der Brücke gestatten und dadurch diesen Stäben eine kleine Drehbewegung um den Aufhänge-, bezw. Fufspunkt ermöglichen.

§. 80.

Berechnung der frei aufgelagerten Querträger.

Als frei aufgelagert im Sinne der hier zu machenden Berechnung können die im vorigen Paragraphen betrachteten Querträger mit beweglichen Auflagern, sowie diejenigen angesehen werden, welche offen gebauten Brücken angehören und beiderseits mit der Hauptträgerwand vernietet sind. Letztere Wand setzt allerdings der Drehung, welche der Endquerschnitt des Querträgers bei Belastung des Trägers bestrebt ist auszuführen, einen gewissen Widerstand entgegen, jedoch ist derselbe verhältnismäfsig klein und rechnerisch nicht genau zu ermitteln; da dieser Widerstand aufserdem günstig in Bezug auf die Festigkeit des Querträgers wirkt, so wollen wir ihn aus Sicherheitsrücksichten in den nachfolgenden Berechnungen, welche getrennt für Eisenbahn- und Strafsenbrücken durchgeführt werden sollen, vernachlässigen.

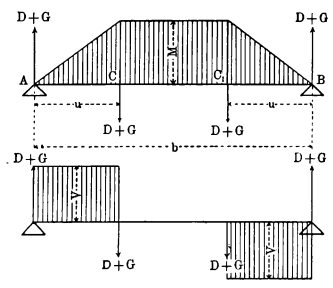
I. Die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte der Querträger der Eisenbahnbrücken.

Es ist hier zu unterscheiden, ob das Gleis sich zwischen den Querträgern frei trägt, oder ob zu seiner Unterstützung noch Zwischenträger angewandt sind.

1. Das Gleis trägt sich zwischen den Querträgern frei.

Bei eingleisiger Ausführung treten in dem Querträger die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte auf, wenn die am schwersten belastete Lokomotivachse über demselben steht.

Fig. 421.



Die entsprechenden Momente wachsen von den Stützpunkten A und B des Querträgers, Fig. 421, bis zu den unter den Fahrschienen gelegenen Punkten C und C_1 nach einer Geraden und bleiben auf der Strecke innerhalb letzterer Punkte unveränderlich. Bezeichnet:

u den Abstand der Fahrschiene von dem zunächst gelegenen Stützpunkte des Querträgers, in Zentimetern;

b die Stützweite des Querträgers, in Zentimetern;

D den gröfsten Druck der Betriebslast auf den Punkt C, bezw. D, in Tonnen;

G das in den Punkten C und D als wirksam anzunehmende Eigengewicht der Fahrbahn und des Querträgers, in Tonnen;

M das in C oder D auftretende Moment, in Zentimetertonnen, so folgt:

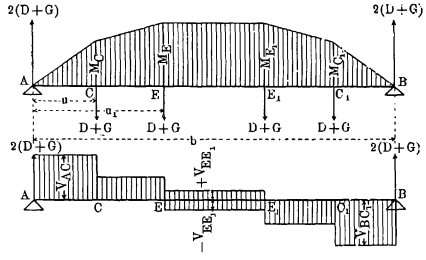
250 . . . . . $M = (D + G)u.$

Die Querkraft ist in den beiden äufseren Teilen des Querträgers AC und BC_1 unveränderlich. Bezeichnen wir dieselbe mit V, so ergiebt sich:

251 . . . . . $V = D + G.$

Im mittleren Teile des Querträgers ist bei den gemachten Belastungsannahmen die Querkraft gleich Null. In Wahrheit ist dieses nicht ganz zutreffend, indem die Raddrücke einer Achse infolge der störenden Bewegungseinflüsse der Lokomotive im allgemeinen um ein Bestimmtes voneinander abweichen. Nimmt man an, dafs bei der Schnellfahrt der Lokomotive der im ruhenden Zustande D Tonnen betragende Raddruck sich auf der einen Seite der Achse um $\frac{1}{4}D$ vermehren und gleichzeitig auf der andern um ebenso viel vermindern könne, so ergiebt sich für den mittleren Teil des Querträgers:

Fig. 422.



252 . . . . $V = \pm\frac{1}{2}\frac{u}{b}D.$

Wenn die Brücke zweigleisig ist, nimmt das Moment in einem beliebigen Querschnitte des Querträgers seinen gröfsten Wert an, wenn auf jedem Gleise eine der genannten Achsen über dem Querträger steht. Gemäfs Fig. 422 hat man für die Momente in den unter den Fahrschienen gelegenen Punkten C, E, C_1, E_1 des Querträgers:

253 . . . . . $\begin{cases} M_C = M_{C_1} = 2(D+G)u \\ M_E = M_{E_1} = (D+G)(u+u_1). \end{cases}$

Die zeichnerische Darstellung der Momente bildet ein durch die Stützpunkte A und B gehendes Vieleck, dessen Ordinaten in den Punkten C, E, C_1, E_1 die berechneten Momente M_C, M_E u. s. w. sind.

Was die Querkraft anlangt, so wird dieselbe in den Trägerteilen AC, CE bezw. BC_1, C_1E_1 ebenfalls bei der vorstehenden Laststellung am gröfsten, im mittleren Teile DE dagegen, wenn nur ein Gleis belastet ist. Man findet leicht:

254 . . . . . $\begin{cases} V_{AC} = -\ V_{BC_1} = 2(D+G) \\ V_{CE} = -\ V_{C_1E_1} = D+G \\ V_{EE_1} = \pm D\,\frac{u+u_1}{b}. \end{cases}$

Als zeichnerische Darstellung der gröfsten Querkräfte ergiebt sich die staffelförmige (Fig. 422 a).

Streng genommen ist im allgemeinen das auf den Punkt C zurückgeführte Eigengewicht der Fahrbahn und des Bahngerippes etwas verschieden von demjenigen im Punkte E; der Unterschied ist jedoch im allgemeinen so klein, dafs er nicht beachtet zu werden braucht.

2. Das Gleis wird unmittelbar durch Zwischenträger unterstützt, welche sich an die Querträger schliessen.

Zur Bestimmung der gröfsten Momente sind im vorliegenden Falle die gröfsten Drücke zu ermitteln, welche die einzelnen Zwischenträger auf die Querträger übertragen. Die

Zwischenträger können hierbei stets als frei aufgelagerte, getrennte Träger angesehen werden, indem der Zusammenhang derselben unter sich oder mit den Querträgern von geringem Einfluſs auf das Rechnungsergebnis ist.

a) Gröfster Auflagerdruck der Zwischenträger auf einen mittleren Querträger. Wir setzen ein Gleis mit Querschwellen voraus, welche auf zwei gleich weit von der Gleisachse abstehenden Zwischenträgern ruhen. Letztere übertragen offenbar um so gröfsere Drücke auf die Querträger, je schwerer die Radlasten sind und je näher dieselben den Querträgern stehen. Um nun den gröfsten Auflagerdruck zu finden, welchen zwei aufeinander folgende Zwischenträger auf den gemeinsamen Querträger ausüben, wollen wir den Einfluſs der einzelnen in Frage kommenden Raddrücke auf den gesamten Auflagerdruck ermitteln. Wir nehmen zur Vereinfachung der Rechnung die Feldlänge des Überbaues, sowie den Abstand der Querschwellen als unveränderlich an und bezeichnen mit (Fig. 423):

Fig. 423.

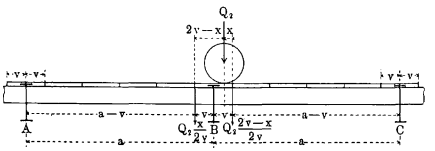
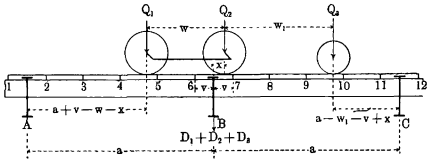


Fig. 424.



a die Feldlänge des Überbaues gleich der Stützweite der Zwischenträger;

$2v$ die Schwellenteilung;

Q_1, Q_2, Q_3 u. s. w. die Raddrücke der Lokomotive;

D den auf den Querträger von den beiden Zwischenträgern übertragenen Auflagerdruck infolge der Betriebslast;

G das auf den Stützpunkt der beiden Zwischenträger zu rechnende Eigengewicht der Fahrbahn und Fahrbahnträger;

es folgt dann für den Auflagerdruck D_2, welchen ein Raddruck Q_2 erzeugt, der sich zwischen den beiden, dem mittleren Querträger zunächst gelegenen Schwellen befindet:

$$D_2 = Q_2 \frac{x}{2v}\left(\frac{a-v}{a}\right) + Q_2 \frac{2v-x}{2v}\left(\frac{a-v}{a}\right) = Q_2 \frac{a-v}{a}.$$

Solange also der Raddruck auf der Strecke zwischen den beiden Schwellen verbleibt, ist der entsprechende Druck auf den Querträger unveränderlich.

Kommen aufser dem Raddrucke Q_2 noch die beiden andern, Q_1 und Q_3, in Frage, von denen Q_1 im linken, Q_3 im rechten Felde steht, so ergiebt sich für die, von letzteren Lasten hervorgerufenen Auflagerdrücke D_1, D_3 bei der in Fig. 424 dargestellten Laststellung:

$$D_1 + D_3 = \frac{Q_1}{a}(a + v - w - x) + \frac{Q_3}{a}(a - v - w_1 + x)$$

oder, wenn man die unveränderlichen und veränderlichen Werte getrennt aufführt:

$$D_1 + D_3 = \frac{Q_1}{a}(a + v - w) + \frac{Q_3}{a}(a - v - w_1) + \frac{x}{a}(Q_3 - Q_1).$$

Innerhalb der Grenzen $x = 0$ und $x = 2v$ hat man daher für den Gesamtdruck der drei Lasten auf den Querträger:

255 . . $$D = \frac{Q_1}{a}(a + v - w) + \frac{Q_2}{a}(a - v) + \frac{Q_3}{a}(a - v + w_1) + \frac{x}{a}(Q_3 - Q_1).$$

Dem Gröfstwerte von D entspricht daher bei $Q_1 > Q_3$ der Abstand $x = 0$, indem

dann $Q_3 - Q_1$ negativ ist; ferner bei $Q_1 = Q_3$ jedes beliebige x zwischen 0 und $2v$, indem $Q_3 - Q_1 = 0$. In beiden Fällen ist:

256 . . . . . $D_{max} = \frac{Q_1}{a}(a + v - w) + \frac{Q_2}{a}(a - v) + \frac{Q_3}{a}(a - v - w_1)$,

mithin für $Q_1 = Q_2 = Q_3$ und $w = w_1$:

257 . . . . $D_{max} = \frac{Q}{a}(3a - 2w - v)$.

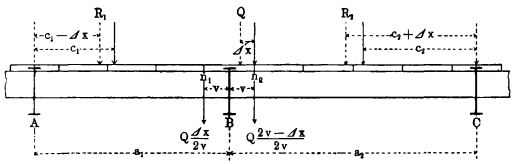
Wenn endlich $Q_1 < Q_3$, so tritt der Gröfstwert von D bei $x = 2v$ ein, indem $Q_3 - Q_1$ positiv. Der betreffende Wert hat die Gröfse:

258 . . . . $D_{max} = \frac{Q_1}{a}(a - v - w) + \frac{Q_2}{a}(a - v) + \frac{Q_3}{a}(a + v - w_1)$.

Vorstehende Werte von D sind für die Berechnung des Querträgers als maſsgebend anzusehen, da, wie sich leicht nachweisen läfst, bei den üblichen Radlasten der Lokomotiven eine Abnahme von D stattfindet, wenn das mittlere Rad nach links oder rechts über die Strecke zwischen den Schwellen Nr. 6 und 7 hinaustritt.

Zu bemerken ist noch, daſs die Raddrücke Q_1 und Q_2, wenn sie zwischen die Schwellen Nr. 1 und 2, bezw. Nr. 11 und 12 fallen, in die auf diese Schwellen entfallenden Auflagerdrücke zu zerlegen sind. Von letzteren kommen für die vorliegende Berechnung nur die auf den Schwellen Nr. 2 und 11 lastenden Drücke in Frage.

Fig. 425.



Sofern die Zwischenträger eine solche Länge haben, daſs mehr als drei Raddrücke der Lokomotive in Betracht zu ziehen sind, kann man auf Grund der folgenden Untersuchung leicht entscheiden, wie die Raddrücke zu beiden Seiten des mittleren Querträgers zu gruppieren sind, damit die Zwischenträger den gröfsten Druck auf denselben übertragen. Bezeichnen (Fig. 425):

Q einen schweren Raddruck, welcher sich über dem mittleren Querträger zwischen den Schwellen n_1, n_2 befindet;

R_1, R_2 die Mittelkraft der Raddrücke links, bezw. rechts von Q, so weit sie den Feldern AB und BC angehören;

c_1, c_2 den Abstand der Kraft R_1 vom Querträger C, bezw. der Kraft R_2 von A, wenn die Last Q auf n_2 steht;

a_1, a_2 die Feldlänge links, bezw. rechts vom Querträger B;

$2v$ die Schwellenteilung;

so folgt für den Druck D, welchen die beiden Zwischenträger auf den mittleren Querträger übertragen, wenn die Last Q von der Schwelle n_2 um die Länge $\Delta x \leqq 2v$ absteht:

259 . . $D = \frac{R_1 c_1}{a_1} + \frac{R_2 c_2}{a_2} + \frac{Q}{a_2}(a_2 - v) + \left\{\frac{R_2}{a_2} - \frac{R_1}{a_1} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right)\right\}\Delta x$.

Nimmt man nun an, daſs die Mittelkräfte R_1, R_2 innerhalb der Verschubgrenzen $\Delta x = 0$ bis $2v$ ihre Gröfse nicht verändern, so muſs man, um den gröfsten Auflagerdruck innerhalb dieser Grenzen zu erzeugen, den Lastenzug um $\Delta x = 2v$ verschieben, wenn der Faktor von Δx positiv ist, d. h.

$$\frac{R_2}{a_2} - \frac{R_1}{a_1} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right) > 0.$$

Es kommt dann der Raddruck Q auf die Schwelle n_1 zu liegen. Wenn dagegen:

$$\frac{R_2}{a_2} - \frac{R_1}{a_1} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right) < 0,$$

so ist $\Delta x = 0$ zu nehmen und demgemäfs als Ort für den Raddruck Q die Schwelle n_2 anzusehen.

Der bedingte Gröfstwert von D ist vorhanden, wenn die Raddrücke so über die Felder AB und CD verteilt sind, dafs bei einer Verschiebung der gesamten Lasten um Δx nach links oder rechts, ausgehend von der Lage des Raddruckes Q über der Schwelle n_1, bezw. n_2, eine Abnahme des Druckes auf den mittleren Querträger stattfindet. Für den Gröfstwert von D erhält man daher die Bedingung, sofern man die Laststellung zu Grunde legt, bei welcher der Raddruck Q auf der Querschwelle n_2 steht:

$$\left.\begin{aligned} \frac{R_2}{a_2} - \frac{R_1}{a_1} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right) &< 0 \\ \frac{R_1}{a_1} - \frac{R_2}{a_2} - \frac{Q}{a_2} &< 0 \end{aligned}\right\}.$$

Aus der Vereinigung dieser Ungleichungen folgt:

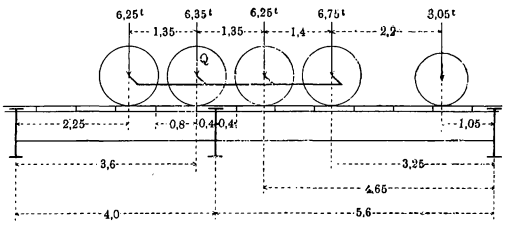
260 . . . . . $\begin{aligned} \frac{R_1}{a_1} &> \frac{R_2}{a_2} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right) \\ &< \frac{R_2}{a_2} + \frac{Q}{a_2}. \end{aligned}$

Lassen sich die vorstehenden Ungleichungen bei den gegebenen Längen und Belastungen der Felder nicht erfüllen, so gehört der Raddruck Q auf die Querschwelle n_1 und es gilt für den Gröfstwert von D die Beziehung:

261 . . . . . $\begin{aligned} \frac{R_1}{a_1} &> \frac{R_2}{a_2} - \frac{Q}{a_1} \\ &< \frac{R_2}{a_2} + \frac{Q}{2}\left(\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1}\right). \end{aligned}$

In beiden Fällen sind also die Raddrücke so zu gruppieren, dafs in den beiden Brückenfeldern die auf die Längeneinheit kommende Betriebslast annähernd dieselbe ist.

Fig. 426.



Mit Hilfe der Ausdrücke Nr. 260 und 261 läfst sich leicht erweisen, dafs die in den Fig. 426 und 427 angegebenen Laststellungen den gröfsten Auflagerdrücken auf die betreffenden mittleren Querträger entsprechen.

In Fig. 426 ist als Lokomotive die fünfachsige viergekuppelte Güterzuglokomotive der preufsischen Staatsbahn angenommen. Stellt man die zweite Treibachse auf die erste Schwelle links vom mittleren Querträger und bezeichnet den 6,35 Tonnen betragenden Raddruck derselben mit Q, so folgt:

$$\frac{R_1}{a_1} = \frac{6{,}25}{4} = 1{,}562; \quad \frac{Q}{a_1} = \frac{6{,}35}{4} = 1{,}588; \quad \frac{R_2}{a_2} = \frac{6{,}25 + 6{,}75 + 3{,}05}{5{,}6} = 2{,}866;$$

$$\frac{1}{a_2} - \frac{1}{a_1} = \frac{1}{5{,}6} - \frac{1}{4} = -\,0{,}071.$$

Die vorstehenden Zahlenwerte genügen der Ungleichung Nr. 261, indem:

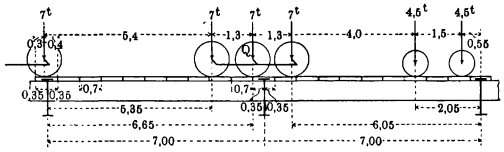
$$\frac{R_1}{a_1} = 1{,}562 \begin{cases} > \dfrac{R_2}{a_2} - \dfrac{Q}{a_1} = 2{,}866 - 1{,}588 = 1{,}278 \\ < \dfrac{R_2}{a_2} + \dfrac{Q}{2}\left(\dfrac{1}{a_2} - \dfrac{1}{a_1}\right) = 2{,}866 - \dfrac{6{,}35}{2} \cdot 0{,}071 = 2{,}641. \end{cases}$$

Der gröfste Druck, welchen zwei aufeinander folgende Zwischenträger der Stützweiten 4 und 5,6 m infolge der Betriebslast auf den gemeinsamen Querträger übertragen, hat den Wert:

$$D_{max} = \frac{6{,}25 \,.\, 2{,}25 + 6{,}35 \,.\, 3{,}6}{4} + \frac{6{,}25 \,.\, 4{,}65 + 6{,}75 \,.\, 3{,}25 + 3{,}05 \,.\, 1{,}05}{5{,}6} = 18{,}91 \text{ Tonnen}.$$

Für das in Fig. 427 dargestellte Bahngerippe der neuen Weichselbrücke bei Dirschau hat man bei der eingezeichneten Laststellung:

Fig. 427.



$a_1 = a_2 = 7$ m; $2v = 0{,}7$ m;

$R_1 = \dfrac{7 \,.\, 0{,}3}{0{,}7} + 7 = 10;$

$R_2 = 7 + 2 \,.\, 4{,}5 = 16;$ $Q = 7$ Tonnen.

Die Ungleichung Nr. 261 nimmt daher im vorliegenden Falle die Form an:

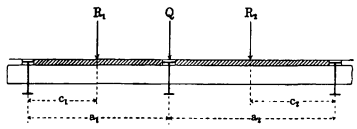
$$R_1 = 10 \begin{cases} > R_2 - Q = 16 - 7 = 9 \\ < R_2 = 16. \end{cases}$$

Der diesen Raddrücken entsprechende Druck auf den mittleren Querträger beträgt:

$$D_{max} = \frac{7}{7}\left(\frac{0{,}3}{0{,}7} \cdot 0{,}35 + 5{,}35 + 6{,}65 + 6{,}05\right) + \frac{4{,}5}{7}(2{,}05 + 0{,}55) = 19{,}87 \text{ Tonnen}.$$

In ähnlicher Weise, wie im vorstehenden, bestimmt man den gröfsten Druck der Zwischenträger auf einen mittleren Querträger, wenn die Querschwellen eng liegen oder die Fahrschienen auf Langschwellen ruhen, welche stetig von den Zwischenträgern unterstützt werden. Es genügt alsdann, auch wenn die Fahrschiene sich auf die Breite des Querträgergurtes frei trägt, einen schweren Raddruck als unmittelbar auf dem Querträger stehend anzunehmen und die übrigen Raddrücke über die beiden anschliefsenden Felder so zu verteilen, dafs bei einer kleinen Verschiebung der gesamten Lasten um Δx nach links oder rechts eine Abnahme des Auflagerdruckes stattfindet. Unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen ergiebt sich daher für den gesuchten gröfsten Auflagerdruck eines Zwischenträgers auf den mittleren Querträger (Fig. 428):

Fig. 428.



$$\left.\begin{aligned} \frac{R_1}{a_1} - \frac{Q}{a_2} - \frac{R_2}{a_2} < 0 \\ \frac{R_2}{a_2} - \frac{Q}{a_1} - \frac{R_1}{a_1} < 0 \end{aligned}\right\}$$

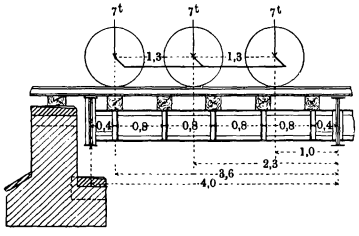
oder, wenn man beide Ungleichungen zusammenzieht:

262 . . . . . $\begin{cases} \dfrac{R_1}{a_1} > \dfrac{R_2}{a_2} - \dfrac{Q}{a_1} \\ \dfrac{R_1}{a_1} < \dfrac{R_2}{a_2} + \dfrac{Q}{a_2}. \end{cases}$

Es sind demnach auch hier die Raddrücke über beide Felder so zu verteilen, dafs in denselben die Belastung für die Längeneinheit möglichst die gleiche ist.

b) Gröfster Auflagerdruck der Zwischenträger auf einen Endquerträger. Die Endquerträger erhalten von den Zwischenträgern bei gleicher Felderteilung der Brücke geringere Drücke als die mittleren Querträger; sie können daher kleinere Abmessungen als letztere erhalten. Meistens pflegt man jedoch in Rücksicht auf einfachere Ausführung und bessere Aussteifung der Endquerschnitte des Überbaues den Endquerträgern dieselben Querschnitte wie den mittleren Querträgern zu geben.

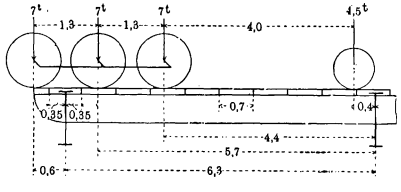
Fig. 429.



Was die Laststellung für den gröfsten Auflagerdruck der Zwischenträger auf den Endquerträger anlangt, so hängt dieselbe einerseits von der gewählten Gleisanordnung, anderseits davon ab, ob der Endquerträger nahe der Schildwand des Landpfeilers liegt, Fig. 429, oder ob an seiner äufseren Seite in der Fortsetzung der Zwischenträger Konsolen, Fig. 430, bezw. Verbindungsträger befestigt sind, welche bis an jene Wand heranreichen, bezw. darauf mit dem freien Ende gelagert sind.

In dem ersteren, in Fig. 429 dargestellten Falle mufs man so viele schwere Raddrücke als möglich auf den Zwischenträger schieben und den ersten derselben auf die dem Endquerträger zunächst gelegene Querschwelle. Dasselbe ist der Fall bei eng liegenden Querschwellen; doch kann hier, wie beim Vorhandensein von Langschwellen, zur Sicherheit angenommenwerden, dafs der erste Raddruck den Endquerträger unmittelbar belastet.

Fig. 430.



Für das Fahrbahngerippe, Fig. 429, ergiebt sich bei den angenommenen Raddrücken als gröfster Druck eines Zwischenträgers auf den Endquerträger:

$$D_{max} = \frac{7}{4}\,(1 + 2{,}3 + 3{,}6) = 12{,}08 \text{ Tonnen (abger.)}.$$

Sind Konsolen vorhanden, Fig. 430, so ist der erste Raddruck des Lastenzuges so weit vorzuschieben, als es die Quer- bezw. Langschwellen auf denselben zulassen. Man erhält z. B. als gröfsten Druck des in Fig. 430 veranschaulichten Lastenzuges auf den Endquerträger:

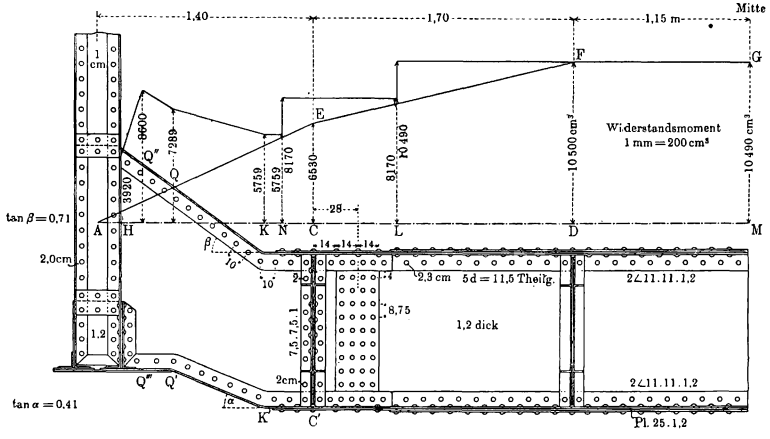
$$D_{max} = 7 + \frac{7}{6{,}3}\,(0{,}6 + 5{,}7 + 4{,}4) + \frac{4{,}5}{6{,}3} \cdot 0{,}4 = 19{,}2 \text{ Tonnen (abger.)}.$$

Schliefsen sich an die äufsere Seite des Querträgers Verbindungsträger in Richtung der Zwischenträger, so ist derselbe bezüglich der Ermittelung des in Rede stehenden Auflagerdruckes wie ein mittlerer Querträger zu betrachten, an welchen zwei Felder grenzen, deren Länge (im allgemeinen) ungleich ist. Für die dem gröfsten Drucke entsprechende Laststellung gelten daher die Ungleichungen Nr. 260 bezw. Nr. 261.

Nachdem in vorstehender Weise die gröfsten Drücke der Zwischenträger auf die Querträger bestimmt sind, ermittelt man leicht auf Grund der unter I, 1 gegebenen Gleichungen die für die Abmessungen und Vernietungen der Querträger mafsgebenden Momente und Querkräfte.

Beispiel. Für eine offen gebaute zweigleisige Brücke aus Flufseisen, deren Hauptträger in 8,5 m Abstand, von Mitte zu Mitte gerechnet, angeordnet sind und deren Feldlänge 4 m beträgt, soll ein mittlerer Querträger in seinen Abmessungen und Vernietungen berechnet werden. Das Gleis hat hölzerne Querschwellen von 0,8 m Teilung und ruht auf Zwischenträgern, die 1,7 m voneinander abstehen. Zur Abdeckung der Fahrbahn dient ein 75 mm starker Bohlenbelag. Dem Querträger ist die in Fig. 431 dargestellte Form zu geben, unter Beachtung des Umstandes, dafs für denselben in der Mitte höchstens eine Höhe von 1,048 m zur Verfügung steht.

Fig. 431.



Als zulässige Spannungen sind anzusehen: 0,75 t/qcm auf Zug oder Abscheerung und 2 . 0,75 = 1,5 t/qcm Druck auf die Wandungen der Nietlöcher.

Setzen wir als gröfste Betriebslast für die Fahrbahn der Brücke eine dreiachsige Güterzuglokomotive von 7 Tonnen Raddruck und 1,3 m Achsstand voraus, so erhält der Querträger in jeder Anschlufsstelle der Zwischenträger durch diese Last gemäfs der Gleichung Nr. 257 höchstens einen Druck von:

$$D_{max} = \frac{Q}{a}(3a - 2v - v) = \frac{7}{4}(3.4 - 2.1{,}3 - 0{,}4) = 15{,}75 \text{ Tonnen.}$$

Hierzu kommen noch an:

Eigengewicht eines Zwischenträgers nebst Oberbau und Abdeckung gemäfs den Angaben auf S. 260 . . . . . 1,26 „

Eigengewicht des Querträgers, zurückgeführt auf die Anschlufspunkte der Zwischenträger, überschläglich . . . . . 0,49 „

Summa 17,50 Tonnen.

Nach Gleichung Nr. 253 hat man daher für die in den Punkten C und D auftretenden Biegungsmomente, da $D + G = 17{,}5$ Tonnen, $u = 140$ cm; $u_1 = 140 + 170 = 310$ cm:

$$M_C = 2(D + G)u = 2.17{,}5.140 = 4900 \text{ cmt};$$

$$M_D = (D + G)(u + u_1) = 17{,}5.(140 + 310) = 7875 \text{ cmt}.$$

Trägt man die diesen Momenten entsprechenden Widerstandsmomente:

$$W_C = \frac{4900}{0{,}75} = 6530, \qquad W_D = \frac{7875}{0{,}75} = 10\,500 \text{ (in cm}^3\text{)}$$

in den zugehörigen Punkten C und D als Ordinaten auf, $CE = 6530$, $DF = 10\,500$ und verbindet E mit A und F durch Gerade, so stellen die Ordinaten des Linienzuges AEF die

erforderlichen Widerstandsmomente für den Trägerteil AD dar. Im mittleren Teile DM ist das erforderliche Widerstandsmoment unveränderlich $= 10\,500$ und verläuft daher die dasfelbe darstellende Gerade FG parallel zur Abszissenachse AM.

Den Querträger ordnen wir als Blechträger mit 1,2 cm dicker, im Trägerteile KM 100 cm hoher Wand an und versehen letztere mit Gurtungen, welche je nach den erforderlichen Widerstandsmomenten aus 2 Winkeleisen von 11.11.1,2 cm, denselben Winkeleisen und 1 Platte von 29.1,2, denselben Winkeleisen und 2 Platten von je 29.1,2 cm bestehen. Die zur Verfügung stehende Höhe von 104,8 cm ist also für den Querträger voll ausgenutzt.

Nach Abzug eines wagerechten, 2,3 cm starken Nietes von dem Gurtquerschnitte mit zwei Winkeleisen und zweier lotrechter ebenso starker Niete von den übrigen Gurtquerschnitten, ergeben sich bei 100 cm Wandhöhe die folgenden Widerstandsmomente des Querträgers:

Trägerquerschnitt in K: Blechwand 100.1,2; 4 Winkeleisen, je 11.11.1,2 $= 5759\,\text{cm}^3$
Trägerteil NL: Blechwand 100.1,2; 4 Winkeleisen, je 11.11.1,2; 2 Platten je 25.1,2 cm $= 8170\,\text{cm}^3$
Trägerteil LM: Blechwand 100.1,2; 4 Winkeleisen, je 11.11.1,2; 4 Platten je 25.1,2 cm $= 10490\,\text{cm}^3$.

Die Widerstandsmomente des Trägerteiles HK sind für einzelne Querschnitte desfelben auf Grund der Tabellen von Böhm und John bestimmt und in dem Mafsstabe der übrigen Widerstandsmomente in Fig. 431 (a. v. S.) eingetragen. Die zeichnerische Darstellung der Widerstandsmomente zeigt, dafs die gewählten Querschnitte an allen Stellen des Querträgers zur Aufnahme der Biegungsmomente ausreichen.

Anstatt, wie hier geschehen, in der gezogenen und gedrückten Gurtung einen Nietabzug zu machen, hat man denselben wohl nur in der gezogenen Gurtung vorgenommen. Dieses Verfahren ist jedoch, wie bei der Querschnittsabmessung der Zwischenträger S. 281 auseinandergesetzt, nicht zu empfehlen.

Die für den Querträger in Frage kommenden gröfsten Querkräfte anlangend, so betragen dieselben gemäfs den Gleichungen Nr. 254 im:

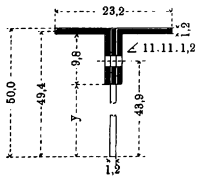
Trägerteile AC . . . $V = 2(D + G) = 2.17{,}5$ $= 35{,}0$ Tonnen
Trägerteile CD . . . $V = D + G =$ $= 17{,}5$ Tonnen
Trägerteile DM . . . $V = D\left(\frac{u + u_1}{b}\right) = 15{,}75 \cdot \frac{140 + 310}{850} =$ $8{,}3$ Tonnen.

Auf die Wand des Querträgers kommt die gröfste Querkraft in dem Querschnitte am Knick der Gurtungswinkeleisen bei K, Fig. 431. Bezeichnet für diese Stelle:

V', V'' die Querkraft im Unter- bezw. Obergurt, in Tonnen;
V_w die auf die Blechwand kommende Querkraft;
α, β den Neigungswinkel des Unter- bezw. Obergurtes zur Wagerechten, so folgt:

$$V = V_w + V' - V'', \qquad \text{also} \qquad V_w = V + V'' - V'.$$

Fig. 431a.



Nun ist gemäfs der Gleichung Nr. 228: $V' = \frac{F'}{J} My_0 \tan\alpha$, $V'' = \frac{F'}{J} My_0 \tan\beta$; es ergiebt sich daher für die erforderliche Wandstärke aus der Gleichung Nr. 229:

$$\delta = \frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}\frac{\mu y}{e} - \frac{1}{4}\frac{\mu^2 y^2}{e^2}}} \frac{S'}{Js}\left\{V + \frac{F'}{J} My_0 (\tan\beta - \tan\alpha)\right\}.$$

Hierin ist (Fig. 431 a) $y = 50 - 11 = 39$; $e = 50$ cm; $\frac{y}{e} = \frac{39}{50} = 0{,}78$; $S' = 1{,}2 \,.\, 23{,}2 \,.\, 49{,}4 + 3{,}6\,(9{,}8 - 2{,}3) \,.\, 43{,}9 = 2561$; $J = 287\,968$; $s = 0{,}75$; $\frac{S'}{Js} = \frac{2561}{287\,968 \,.\, 0{,}75} = 0{,}012$ abger.; $F' = 23{,}2 \,.\, 1{,}2 + 3{,}6\,(9{,}8 - 2{,}3) = 54{,}8$; $M = 35 \,.\, 107 = 3745$ cmt; $y_0 = \frac{S'}{F'} = \frac{2561}{54{,}8} = 46{,}7$ cm; $\frac{F'}{J} M y_0 = \frac{54{,}8 \,.\, 3745}{287\,968} \cdot 46{,}7 = 33{,}28$; $\tan\beta - \tan\alpha = 0{,}71 - 0{,}41 = 0{,}3$; $\mu = \frac{M}{sW} = \frac{3745}{0{,}75 \,.\, 5759} = 0{,}87$; $\frac{1{,}25}{\sqrt{1 - \frac{3}{4} 0{,}87 \,.\, 0{,}78 - \frac{1}{4} \cdot 0{,}87^2 \,.\, 0{,}78^2}} = 2{,}04$; $V = 35$ t;

$\delta = 2{,}04 \,.\, 0{,}012\,(35 + 33{,}28 \,.\, 0{,}3) = 1{,}1$ cm, wofür 1,2 angenommen wurden.

Nietteilung der Gurtungen.

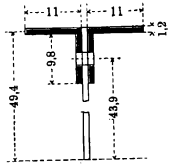
a) Nietteilung im Trägerteile HC. Die engste Nietteilung ergiebt sich am Knick KK_1 der Gurtungen, indem hier die Wandhöhe am kleinsten und die auf die Wand kommende Querkraft am gröfsten ist. Gemäfs den Gleichungen Nr. 235 b ergiebt sich für die Nietteilungen der beiden ansteigenden Gurtungen dicht am Knick K, K':

$$t = 1{,}5\, d\delta \frac{J}{S} \frac{s}{V - \frac{FM}{2J} h_0\,(\tan\alpha - \tan\beta)};$$

mithin, da (Fig. 431 b): $d = 2{,}3$; $\delta = 1{,}2$;

$$S = 22 \,.\, 1{,}2 \,.\, 49{,}4 + 2\,(9{,}8 - 2{,}3)\, 1{,}2 \,.\, 43{,}9 = 2094;$$

Fig. 431 b.



$$F = 22 \,.\, 1{,}2 + 2\,(9{,}8 - 2{,}3)\, 1{,}2 = 44{,}4; \quad \frac{h_0}{2} = \frac{2094}{44{,}4} = 47{,}2 \text{ cm}.$$

$$M = 3745 \text{ cmt}; \quad \frac{J \,.\, s}{S} = \frac{287\,968 \,.\, 0{,}75}{2094} = 103{,}1;$$

$$V - \frac{FMh_0}{2J}\,(\tan\alpha - \tan\beta) = 35 + \frac{44{,}4 \,.\, 3745}{287\,968} \cdot 47{,}2 \,.\, 0{,}3$$
$$= 35 + 8{,}2 = 43{,}2;$$

$$t = 1{,}5 \,.\, 2{,}3 \,.\, 1{,}2 \cdot \frac{103{,}1}{43{,}2} = \mathbf{9{,}9}\text{ cm (abger.)}.$$

Die Annäherungsgleichung liefert das Ergebnis:

$$t = 1{,}87 \,.\, 2{,}3 \,.\, 1{,}2 \,.\, 94{,}4 \cdot \frac{0{,}75}{43{,}2} = \mathbf{8{,}5}\text{ cm (abger.)}.$$

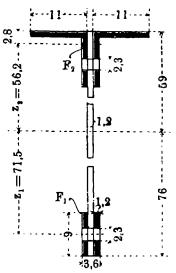
Letzter Wert weicht von dem vorhin berechneten um 1,4 cm, also ziemlich bedeutend ab. Es ist dieses darin begründet, dafs bei der hohen Trägerwand von 100 cm Höhe und dem verhältnismäfsig kleinen Gurtungsquerschnitt von 44,4 qcm die auf die Gurtung für das laufende Zentimeter kommende Schubkraft etwa 0,6 der Schubkraft in der Neutralen des Querschnittes beträgt, während in der Annäherungsgleichung 0,8 jener Kraft angenommen war. Bei Trägern der vorstehenden Art verdient daher die Annäherungsgleichung keine Anwendung.

Auf der linken Seite des Querschnittes QQ' hat man für die Nietteilung der Gurtungen, da hier $h = 118$; $h_0 = 112{,}4$; $\tan\alpha = 0$; $J = 430\,051$ cm^4; $S = 44{,}4 \,.\, 56{,}2 = 2495$ cm^3; $M = 35 \,.\, 48 = 1680$ cmt:

$$t = \frac{1{,}5 \,.\, 2{,}3 \,.\, 1{,}2 \,.\, 129{,}4}{35 + 6{,}9} = \mathbf{12{,}8}\text{ cm}.$$

Endlich ergiebt sich für die Nietteilung des Untergurtes am Querschnitte $Q''Q'''$ nach Gleichung Nr. 235, da (Fig. 431 c): $\tan\alpha = 0$; $\tan\beta = -0{,}71$; $h = 135$; $z_1 = 71{,}5$; $z_2 = 56{,}2$ cm; $F_1 = 2\,.\,1{,}2\,(9 - 2{,}3) = 16{,}1$; $F_2 = 44{,}4$ qcm; $S_1 = 16{,}1\,.\,71{,}5 = 1151$; $S_2 = 44{,}4\,.\,56{,}2 = 2495$; $J = 482\,110$; $M = 35\,.\,25 = 875$ cmt:

Fig. 431 c.



$$t = 1{,}5\,d\delta\,\frac{J}{S_1}\,\frac{s}{V + \frac{M}{J}F_2 z_2 \tan\beta}; \qquad \frac{Js}{S_1} = \frac{482\,110\,.\,0{,}75}{1151} = 314{,}1;$$

$$\frac{M}{J}F_2 z_2 \tan\beta = \frac{875\,.\,44{,}4\,.\,56{,}2\,.\,0{,}71}{482\,110} = 3{,}2; \quad t = 1{,}5\,.\,2{,}3\,.\,1{,}2\,\frac{314{,}1}{35 + 3{,}2} = \mathbf{34{,}3}\text{ cm}.$$

Hieraus folgt für die Nietteilung des Obergurtes bei Q'':

$$t = \frac{S_1}{S_2}\cdot 34{,}3 = \frac{1151}{2495}\cdot 34{,}3 = \mathbf{15{,}8}\text{ cm}.$$

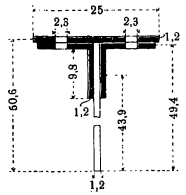
In dem mit parallelen Gurtungen versehenen Teile des Querträgers wird die Nietteilung nach der Gleichung:

$$t = 1{,}5\,d\delta\,\frac{Js}{SV} = 1{,}5\,.\,2{,}3\,.\,1{,}2\,.\,0{,}75\,\frac{J}{S}\,\frac{1}{V} = 3{,}105\,\frac{J}{S}\,\frac{1}{V}$$

berechnet. Nun ist im Trägerteile

KC (Fig. 431 d): $J = 418304$; $S = (25 - 4{,}6)\,1{,}2\,.\,50{,}6 + 2\,(11 - 2{,}3)\,1{,}2\,.\,49{,}4 + 2\,.\,9{,}8\,.\,1{,}2\,.\,43{,}9 = 3303$; $\frac{J}{S} = 126{,}6$; $V = 35$:

Fig. 431 d.



$$t = 3{,}105\cdot\frac{126{,}6}{35} = \mathbf{11{,}2}\text{ cm}.$$

In CL: $V = 17{,}5$ Tonnen:

$$t = 3{,}105\cdot\frac{126{,}6}{17{,}5} = \mathbf{22{,}4}\text{ cm}.$$

In LD: $J = 549\,676$; $S = 3303 + (25 - 4{,}6)\,1{,}2\,.\,51{,}8 = 4571$; $V = 17{,}5$; $\frac{J}{S} = 120{,}2$:

$$t = 3{,}105\cdot\frac{120{,}2}{17{,}5} = \mathbf{21{,}3}\text{ cm}.$$

In DM: $V = 8{,}3$ Tonnen:

$$t = 3{,}105\cdot\frac{120{,}2}{8{,}3} = \mathbf{45}\text{ cm}.$$

In Rücksicht auf einfache Ausführung und dichten Schluſs der Nietverbindung nehmen wir die Nietteilung im Trägerteile HC zu 10 cm und in den übrigen Teilen zu $5\,d = 11{,}5$ cm an. Wegen des Stoſses der Blechwand ist letztere Nietteilung in der Nähe des Querschnittes CC' nicht beibehalten, vielmehr den lotrechten Gurtungsnieten 14 cm und den wagerechten 7 cm Abstand voneinander gegeben.

Anschluſs des Querträgers an die Ständer des Hauptträgers.

Würden wir den Querträger stumpf vor den Ständer nieten, so wären Zugspannungen in gewissen Anschluſsnieten unvermeidlich (vergl. S. 310); wir schieben deshalb die Querträgerwand in den Ständer und versehen sie zu dem Zwecke an jedem Ende mit einem Ausschnitte von der Breite des Ständers und der Höhe der Stehbleche des Hauptträgeruntergurtes.

Zur Übertragung des sich auf 35 Tonnen belaufenden gröfsten Auflagerdruckes des Querträgers sind an 2 cm starken Nieten erforderlich, da hier der Druck auf die Lochwandungen der Querträgerwand in Frage kommt:

$$n d \delta \; 1{,}5\, s = 35, \qquad \text{also} \qquad n = \frac{35}{1{,}5\, d \delta s};$$

da nun $d = 2$; $\delta = 1{,}2$ cm; $s = 0{,}75$ Tonnen für 1 qcm, so folgt:

$$n = \frac{35}{1{,}5 \,.\, 2 \,.\, 1{,}2 \,.\, 0{,}75} = 13.$$

Angeordnet sind an Wandnieten in den Winkeleisen eines Ständers $2 \,.\, 10 = 20$ Niete und in den Anschlufswinkeleisen vor dem inneren Stehblech des Hauptträgeruntergurtes vier Niete, so dafs also schon letztere Niete im Verein mit denjenigen in der ersten Nietreihe der Vertikalen den Auflagerdruck übertragen können.

Die durch die Querträgerwand in der Vertikalen veranlafsten Stöfse decken wir unter Zuhilfenahme von Futterstücken durch doppelte, je 0,8 cm starke Laschen.

Stöfse in der Querträgerwand.

Um unnötigen Verschnitt der Platten und Überpreise infolge von Überschreitung des Normalgewichtes (etwa 500 kg für Bleche) zu vermeiden, sowie zur Erleichterung der Bearbeitung des Trägerendes, ordnen wir zwischen dem vierten und fünften wagerechten Gurtungsniete der Strecke CD einen Stofs in der Trägerwand an. Wir decken denselben, so weit er unter den Gurtungswinkeleisen liegt, durch doppelte Flacheisen von $0{,}8 \,.\, 9{,}8$ cm und im übrigen durch eben solche Eisen von $0{,}8 \,.\, 28$ cm. Erstere Flacheisen verbinden wir mit den Gurtungswinkeleisen zu jeder Seite des Stofses durch drei Niete von 2,3 cm Durchmesser. Von diesen dient das eine zur Übertragung der wagerechten Schubkraft der Gurtung, während die beiden andern von der gestofsenen Blechwand einen Streifen übertragen, für dessen Höhe gilt: $\Delta h \delta s = 2 d \delta \; 1{,}5 s$; $\Delta h = 3 d = 3 \,.\, 2{,}3 = 6{,}9$ cm.

Auf den Laschen der Wand ordnen wir zu jeder Seite des Stofses zwei Reihen 2,3 cm starker Niete der Teilung 8,75 cm (nicht ganz $4 d$) an. Am Stofse stehen daher auf jeder Seite $2 \; (9 + 2) = 22$ Niete zur Aufnahme des Biegungsmomentes zur Verfügung. Für die Berechnung der Anzahl derselben ist der Druck auf die Lochwandungen der Blechwand mafsgebend (vergl. S. 295). Bezeichnet für den Wandstofs:

M das Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

M_w den Teil von M, welcher von der Blechwand übertragen wird, in Zentimetertonnen;

J, J_w das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes, bezw. der Blechwand, in cm^4;

V die Querkraft, in Tonnen;

s die zulässige Zugspannung, in Tonnen für 1 qcm;

n die Nietzahl auf jeder Seite des Stofses, so folgt:

$$M_w = \frac{J_w}{J} M = \frac{100\,000}{418\,304} (35 \,.\, 168 - 17{,}5 \,.\, 28) = 1289 \text{ cmt}.$$

Von den Stofsnieten sind die in den Gurtungswinkeleisen befindlichen am stärksten beansprucht. Damit diese die Lochwandungen nicht über das zulässige Mafs drücken, mufs nach Gleichung Nr. 247 die Beziehung stattfinden, da $K = V$, $\alpha M_1 = M_w$:

$$\frac{1}{d\delta}\sqrt{\left(\frac{V}{n}\right)^2 + \left(\frac{M_w y_m}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Im vorliegenden Falle ist: $d = 2{,}3$; $\delta = 1{,}2$; $V = 17{,}5$; $n = 22$; $y_m = 43{,}9$; $\Sigma y^2 = 4\,[8{,}75^2\,(1^2 + 2^2 + 3^2 + 4^2) + 43{,}9^2] = 16\,896$; $M_w = 1289$; $\frac{V}{n} = 0{,}8$; $\frac{M_w y_m}{\Sigma y^2} = \frac{1289 \,.\, 43{,}9}{16\,896} = 3{,}35$; $s = 0{,}75$, mithin:

$$\frac{1}{2{,}3 \,.\, 1{,}2}\sqrt{0{,}8^2 + 3{,}35^2} \leqq 1{,}25 \text{ t/qcm}.$$

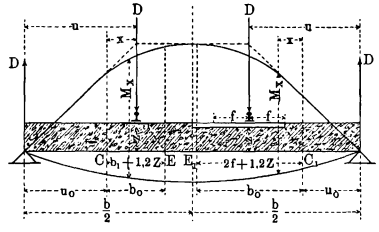
Vorstehender Wert ist etwas gröfser als $1{,}5\,s = 1{,}5 \,.\, 0{,}75 = 1{,}13$, hält sich aber noch innerhalb der zulässigen Grenze von $2\,s = 1{,}5$ Tonnen für 1 qcm.

In Bezug auf die Gurtungswinkeleisen wollen wir noch bemerken, dafs ein Stofs in denselben nicht erforderlich ist, indem sie die üblichen Längen nicht überschreiten und die Knicke an den Enden derselben leicht mit Hilfe eines Druckwerkes im kalten Zustande des Flufseisens hergestellt werden können.

3. Das Gleis ruht in einer Schotterbettung.

Die Ermittelung der gröfsten Momente und Querkräfte erfolgt im vorliegenden Falle nach den im vorstehenden aufgestellten Grundsätzen; nur ist zu beachten, dafs sich der von den Quer- oder Langschwellen des Gleises ausgeübte Druck auf eine gröfsere Fläche verteilt als bei unmittelbarer Auflagerung der Schwellen auf das Fahrbahngerippe; ferner beeinflufst die zum Tragen der Schotterschicht verwandte Brückentafel in gewissem Grade die Übertragung der Eigen- und Betriebslast der Fahrbahn auf die Querträger.

Fig. 432.



Gewöhnlich ist der Abstand der Querträger bei Fahrbahnen mit Schotterdecke wenig von dem Achsstande der üblichen Güterzuglokomotive verschieden, und kommen daher im allgemeinen für den mittleren Querträger einer eingleisigen Brücke eine oder drei schwere Achsen als Betriebslast in Frage. Im ersteren Falle hat man für das Biegungsmoment in der Mitte des Querträgers, wenn bezeichnet:

D den Raddruck, in Tonnen;
u den Abstand desselben von dem zunächst gelegenen Hauptträger, in Metern;
a den Abstand der Querträger, in Metern;
b den Abstand der Hauptträger, in Metern;
g das Eigengewicht der Fahrbahn, in Tonnen für 1 qcm;
M das gesuchte Biegungsmoment, in Metertonnen,

so folgt bei gleichmäfsiger Verteilung des Eigengewichtes der Fahrbahn:

263 . . . . . $M = Du + \frac{1}{8} g a b^2.$

Gegenüber dem unmittelbar durch die Raddrücke D, D belasteten Querträger tritt hier der Unterschied ein, dafs diese Drücke durch die Schotterschicht auf bestimmte Längen CE, C_1E_1 des Querträgers verteilt werden, wodurch die Momente und Querkräfte auf letzteren Strecken eine Verminderung erleiden. Bezeichnet für einen im Abstande x von den Punkten C, bezw. C_1 gelegenen Trägerquerschnitt der genannten Strecken:

b_0 die Länge, auf welche sich der Raddruck D gleichmäfsig verteilt, in Metern;
u_0 den Abstand des Punktes C, bezw. C' von dem zunächst gelegenen Auflager des Querträgers, in Metern;
z die Schotterdicke zwischen Schwellenunter- und Querträgeroberkante, in Metern;
M_x das Biegungsmoment, in Metertonnen;
V_x die Querkraft, in Tonnen, so folgt für das Biegungsmoment im Abstande x von C:

$$M_x = D\left(u_0 + x - \frac{1}{2}\frac{x^2}{b_0}\right) + \frac{ga}{2}(u_0 + x)\{b - (u_0 + x)\}.$$

Ferner hat man für die Querkraft:

$$V_x = D\left(1 - \frac{x}{b_0}\right) + ga\left\{\frac{1}{2}b - (u_0 + x)\right\}.$$

Für die Länge b_0, auf welche sich der Raddruck über den Querträger verteilt, hat man gemäfs dem früheren (vergl. S. 212, Fig. 280 und S. 213, Fig. 282):

$b_0 = b_1 + 1{,}2\,z$ beim Langschwellenoberbau;
$b_0 = 2f + 1{,}2\,z$ beim Querschwellenoberbau.

Hierin bezeichnet b_1 die Stützbreite der Langschwelle, f den Abstand des Querschwellenendes von der Mitte der zunächst gelegenen Fahrschiene.

Das auf den Querträger zu rechnende Eigengewicht der Fahrbahn kann im allgemeinen als gleichmäfsig über denselben verteilt angenommen werden, selbst dann, wenn die Fahrbahntafel aus Buckelplatten besteht, welche sich einerseits auf die Querträger, anderseits auf einen mittleren Zwischenträger und den einen Hauptträger stützen, Taf. XXI, Fig. 197; Taf. XXIX, Fig. 240, 240 a. Das dem Eigengewichte der Fahrbahn entsprechende Biegungsmoment in der Mitte des Querträgers ist im letzteren Falle, wie sich leicht nachweisen läfst, ebenso grofs, als wenn die Platten nur auf den Querträgern ruhten, d. i. $= \frac{1}{8} g a b^2$.

Wenn drei Lokomotivachsen für den mittleren Querträger einer eingleisigen Brücke in Betracht zu ziehen sind, so ist zur Erzeugung der gröfsten Momente und Querkräfte die mittlere Achse auf den in Rede stehenden Querträger zu stellen. Den Einflufs der beiden andern Achsen auf den Querträger berücksichtigt man ausreichend, wenn man die betreffenden Raddrücke nach dem Hebelarmgesetze auf die zugehörigen Querträger zerlegt und die auf den mittleren Querträger kommenden Auflagerdrücke mit den gleichgelegenen Raddrücken der mittleren Treibachse vereinigt. Hiernach ergiebt sich für den gröfsten Gesamtdruck, welchen eine dreiachsige Lokomotive von 1,3 m Achsstand und 7 Tonnen Radlast auf einen

mittleren Querträger der Fahrbahn, Fig. 240, Taf. XXIX, in der Lotebene der Fahrschiene ausüben kann:

$$D_{max} = 7\left(1 + 2 \cdot \frac{1{,}59 - 1{,}30}{1{,}59}\right) = 9{,}55 \text{ Tonnen.}$$

Für die Verteilung dieses Druckes über den mittleren Querträger gelten die vorhin aufgestellten Regeln.

II. Die größten Biegungsmomente und Querkräfte der Querträger der Straßenbrücken.

Je nach der Bedeutung des überzuführenden Weges kommen an Verkehrslasten für die Querträger der Straßenbrücken schwere und sehr schwere Wagen, bezw. gewöhnliche oder Dampfstraßenwalzen in Betracht. Insbesondere sind den größten Momenten und Querkräften, je nach der Breite der Fahrbahn zu Grunde zu legen bei:

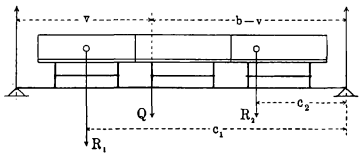
A. Brücken in städtischen Straßen: a) ein sehr schwerer Wagen von 4 bis 5 Tonnen Raddruck; b) ein eben solcher Wagen und dicht daneben so viele schwere Fuhrwerke von 3 Tonnen Raddruck als auf der Fahrbahn Platz finden; c) eine Dampfwalze; d) ein Menschengedränge von 500 kg für 1 qm neben den vorstehend genannten Verkehrslasten.

B. Brücken in Landstraßen: a) so viele schwere Wagen von 3 Tonnen Raddruck nebeneinander als die Brücke aufzunehmen vermag; b) eine Dampfstraßenwalze; c) ein Menschengedränge von 500 kg für 1 qm neben den Wagen.

C. Brücken in untergeordneten Wegen: a) ein oder zwei dicht nebeneinander stehende Fuhrwerke von 3 Tonnen Raddruck; b) eine 6 Tonnen schwere Straßenwalze.

Auf Grund der vorstehenden Lasten bestimmt man die größten Biegungsmomente und Querkräfte des Querträgers nach den bei den Eisenbahnbrücken angegebenen Regeln. Unmittelbar kann man die dort abgeleiteten Gleichungen auf die Straßenbrücken übertragen, wenn die Fuhrwerke durch Spurplatten (vergl. Taf. XXVII, Fig. 226) auf bestimmte Wege gewiesen sind, andernfalls hat man für die einzelnen Trägerquerschnitte die ungünstigsten Laststellungen bezüglich der Momente und Querkräfte zu ermitteln und aus diesen jene Größtwerte zu berechnen. Schließen sich an die Querträger Zwischenträger, so genügt es, diese Rechnungen für die Anschlußstellen der Zwischenträger durchzuführen und die fraglichen Werte für die übrigen Querschnitte durch Zwischenschaltung gemäß einer Geraden zu bestimmen. Im nachfolgenden sollen die erforderlichen Ermittelungen für die beiden Fälle gemacht werden, in welchen die Brückentafel nur durch Querträger oder durch Quer- und Zwischenträger unterstützt wird. Die Querträger nehmen wir dabei als Blechbalkenträger an.

Fig. 433.



1. Die Brückentafel trägt sich zwischen den Querträgern frei.

a) Ermittelung der größten Biegungsmomente des Querträgers. In einem beliebigen Trägerquerschnitte tritt unter den gegebenen Verhältnissen das größte Biegungsmoment ein, wenn von den Raddrücken, welche auf dem Querträger Platz finden, einer über

dem gegebenen Querschnitte oder doch so nahe als möglich daran liegt. Welcher der Raddrücke hier in Frage kommt, ergiebt sich aus folgendem, sofern bezeichnet, Fig. 433 (s. v. S.):

b die Stützweite des Querträgers, in Metern;

v den Abstand des gegebenen Querschnittes vom linken Auflager, in Metern;

Q den Raddruck über dem gegebenen Querschnitte, in Tonnen;

R_1, R_2 die Mittelkraft aus den Raddrücken links, bezw. rechts von Q, in Tonnen;

c_1, c_2 den Abstand der Kraft R_1, bezw. R_2 vom rechten Auflager, in Metern;

M das Biegungsmoment im Abstande v, in Metertonnen:

$$M = \frac{v}{b}\,[R_1 c_1 + R_2 c_2 + Q\,(b - v)] - R_1\,(v + c_1 - b).$$

Befindet sich nun M im Zustande des Gröfstwertes, so mufs bei einer Verschiebung der gesamten Lasten um die kleine Länge Δx nach rechts oder links eine Abnahme des Momentes eintreten, mithin:

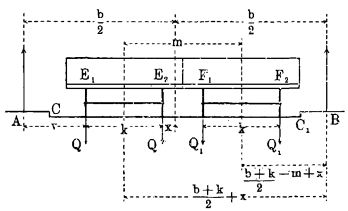
$$\begin{cases} -\frac{v}{b}\,(R_1 + R_2 + Q) + R_1 \Delta x < 0 \\ +\frac{v}{b}\,(R_1 + R_2 + Q) - R_1 \Delta x - Q \Delta x < 0, \text{ oder} \end{cases}$$

264 . . . . . $\dfrac{R_1}{v} < \dfrac{R_2}{b - v} + \dfrac{Q}{b - v}$

$$\frac{R_1}{v} > \frac{R_2}{b - v} - \frac{Q}{v}.$$

Es mufs also die auf die Längeneinheit zu beiden Seiten des gegebenen Querschnittes kommende Last möglichst dieselbe sein. Wenn die Achse $E_1 E_2$, Fig. 434, eines sehr schweren Wagens und die daneben stehende $F_1 F_2$ eines schweren Wagens die mafsgebende Belastung des Querträgers bilden, ergiebt sich zufolge der vorstehenden Regel das gröfste Moment für einen Querschnitt, dessen Abstand von der Fahrbahnkante C gleich oder gröfser als die Spurweite k der Wagen ist, wenn das sehr schwer belastete Rad E_2 über dem Querschnitte steht, vorausgesetzt, dafs die für die Verschiebung der Wagen erforderliche Fahrbahnbreite vorhanden ist. Für Querschnitte in geringerem Abstande von C ist dagegen das sehr schwer belastete Rad E_1 auf den Querschnitt selbst, bezw. an die Fahrkante C oder so nahe als möglich an dieselbe zu schieben. Auf den Querschnitt gehört das Rad E_1, wenn

Fig. 434.



$$0 \geqq \frac{R_2}{b - v} - \frac{Q}{v}, \qquad \text{mithin} \qquad v \leqq \frac{Q}{Q + R_2}\,b$$

oder, da $R_2 = Q + 2\,Q_1$ ist:

265 . . . . . $v \leqq \dfrac{1}{2}\,\dfrac{Q}{Q + Q_1}\,b.$

Der Trägerquerschnitt, welcher das gröfste Moment unter dem Rade E_2 auszuhalten hat, liegt in einem Abstande x von der Fahrbahnmitte, für welchen gilt, sofern bezeichnet:

Q, Q_1 die sehr schwere, bezw. schwere Radlast, in Tonnen;

A den linken Auflagerdruck des Querträgers, in Tonnen;

m den Abstand der beiden Wagen, von Mitte zu Mitte gemessen, in Metern;
M das gesuchte Moment, in Metertonnen:

$$A = \frac{2Q}{b}\left(\frac{b+k}{2}+x\right)+\frac{2Q_1}{b}\left(\frac{b+k}{2}-m+x\right)=\frac{Q}{b}(b+k+2x)+\frac{Q_1}{b}(b+k-2m+2x)$$

$$M = A\left(\frac{b}{2}-x\right)-Qk;\ \frac{dM}{dx}=0=\left(\frac{b}{2}-x\right)\frac{dA}{dx}-A;\ \frac{dA}{dx}=\frac{2}{b}(Q+Q_1),\ \text{demnach}$$

266 . . . . . $x = \frac{1}{4}\,\frac{Q_1(2m-k)-Qk}{Q_1+Q}$.

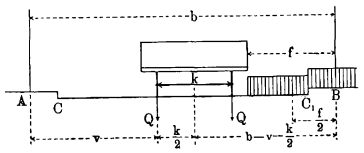
Wenn $Q = Q_1$ wird, ergiebt sich für x der einfache Ausdruck:

266a . . . . . $x = \frac{1}{4}(m-k)$.

Ein Menschengedränge neben den Wagen braucht hier nicht in Betracht gezogen zu werden, da die Querträger bei frei tragender Brückentafel höchstens einen Abstand von 1,5 m voneinander haben.

b) Ermittelung der gröfsten Querkräfte des Querträgers. Wie leicht zu ersehen, tritt in einem beliebigen Querschnitte der linken Hälfte des Querträgers die gröfste Querkraft ein, wenn sich ein Rad über dem Querschnitte befindet und auf der Strecke rechts davon so viele Räder stehen als daselbst Platz finden. Der neben den Wagen auf der rechten Seite frei bleibende Raum kann zur Sicherheit mit einem Menschengedränge bedeckt angenommen werden, während die Strecke links von dem gegebenen Querschnitte von fremder Last frei sein mufs.

Fig. 435.



Hiernach hat man z. B. für die gröfste Querkraft V in dem Querschnitte eines nach Fig. 434 angeordneten und belasteten Querträgers, wenn der Querschnitt um v Meter vom linken Auflager des Trägers absteht und neben demselben zwei Radachsen Platz finden:

267 . . . . . $V = \frac{2Q}{b}\left(b-\frac{k}{2}-v\right)+\frac{2Q_1}{b}\left(b-\frac{k}{2}-m-v\right)$.

Wegen der geringen neben den Wagen auf der rechten Seite frei bleibenden Breite braucht hier auf ein Menschengedränge keine Rücksicht genommen zu werden.

Sofern nur eine Radachse für den Querschnitt in Frage kam, hat man für die Querkraft, wenn bezeichnet (Fig. 435):

a den Querträgerabstand, in Metern;
f die für das Menschengedränge frei bleibende Breite, in Metern;
q die dem Menschengedränge entsprechende Belastung, in Tonnen für 1 qm:

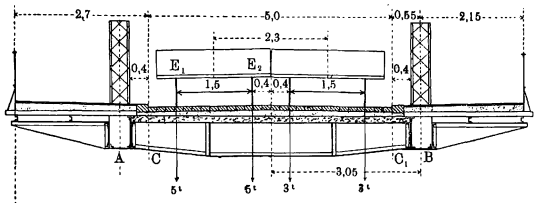
268 . . . . . $V = \frac{2Q}{b}\left(b-\frac{k}{2}-v\right)+\frac{qaf^2}{2b}$.

Beispiel. Es sind die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte des mittleren Querträgers einer städtischen Straßenbrücke zu berechnen, deren Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt und gemäfs Fig. 436 angeordnet ist. Die sich an die 5 m breite Fahrbahn zu beiden Seiten schliefsenden erhöhten Fufswege haben je 2,7 m Breite und lassen vor den Ständern der Hauptträger einen je 0,4 m breiten Bordstreifen frei. Als Brückendecke dient ein 0,12 m starkes Granitpflaster auf einer 0,05 m starken Sandschicht. Dieselbe ruht auf 10 mm starken Hängeblechen, welche auf die, 1,5 m voneinander entfernten Querträger genietet,

und mit Beton ausgefüllt sind. Die Brückendecke der Fufswege ist nach Fig. 249, Taf. XXX, aus einer 20 mm starken Asphaltschicht auf Beton als Unterlage gebildet und auf Zoreseisen gelagert, welche durch Konsolen an den Querträgern unterstützt werden. An fremder Last sind für den Querträger schwere und sehr schwere Wagen von 3, bezw. 5 Tonnen Raddruck, sowie ein Menschengedränge von 0,5 Tonnen für 1 qm in Betracht zu ziehen.

a) Die gröfsten Biegungsmomente. Die Stützweite des Querträgers setzen wir gleich dem Abstande der Hauptträger, von Mitte zu Mitte gerechnet, also $b = 5 + 2 \cdot 0{,}55 = 6{,}1$ m und stellen zur Erzielung der gröfsten Momente einen sehr schweren und einen schweren Wagen auf den Querträger, gemäfs Fig. 436. Nehmen wir nun die Spurweite der Wagen $k = 1{,}5$ m (von Mitte zu Mitte der Radfelgen gerechnet) und die Ladebreite $m = 2{,}3$ m an, so gilt für die ungünstigsten Laststellungen hinsichtlich der Momente das Folgende:

Fig. 436.



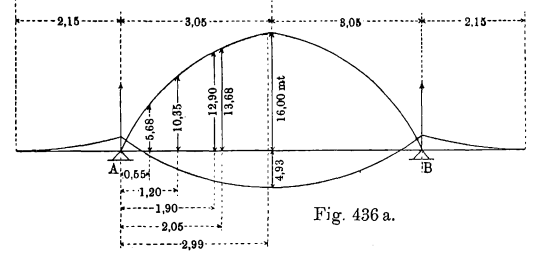


Fig. 436a.

1. Für Querschnitte in einem Abstande vom linken Auflager des Querträgers: $v = 0{,}55$ bis $\frac{1}{2}\frac{Q}{Q + Q_1} b = \frac{1}{2}\frac{5}{5+3} \cdot 6{,}1 = 1{,}9$ m (vergl. Gleichung Nr. 265), gehört das sehr schwer belastete Rad E_1 auf den Trägerquerschnitt. Die entsprechende Laststellung läfst sich im vorliegenden Falle nur bis $v = 1{,}75$ m ausführen, indem alsdann das äufsere Rad des schweren Wagens die Fahrbahnkante C_1 berührt. Wir wollen jedoch aus Sicherheitsrücksichten und zur Vereinfachung der Rechnung die freie Verschiebung der Wagen auch für die Querschnitte zwischen $v = 1{,}75$ und 1,90 m annehmen.

2. Für Querschnitte im Abstande $v = 1{,}9$ bis 0,55 m + der Spurweite $= 0{,}55 + 1{,}50 = 2{,}05$ m mufs das Rad E_1 an der Fahrbahnkante C stehen.

3. Für Querschnitte im Abstande $v = 2{,}05$ bis zur Trägermitte $= 3{,}05$ m tritt das gröfste Moment unter dem Rade E_2 ein.

Der Querschnitt, welcher das absolut gröfste Moment auszuhalten hat, liegt von der Trägermitte gemäfs der Gleichung Nr. 266 in dem Abstande:

$$x = \frac{1}{4}\frac{Q_1 (2m - k) - Qk}{Q_1 + Q} = \frac{1}{4}\frac{3\,(2 \cdot 2{,}3 - 1{,}5) - 5 \cdot 1{,}5}{5 + 3} = 0{,}056\text{ m, dafür } 0{,}06\text{ m.}$$

Das entsprechende Moment hat den Wert, da $A = [2\,Q \cdot 3{,}86 + 2\,Q_1\,(3{,}86 - 2{,}3)]\,\frac{1}{6{,}1}$ $= (38{,}6 + 9{,}36)\,\frac{1}{6{,}1} = 7{,}86$ Tonnen:

$$M_{max} = 7{,}86 \cdot 2{,}99 - 5 \cdot 1{,}5 = 16\text{ mt.}$$

Für die Momente der unter 1. genannten Querschnitte gilt:

$M = \frac{v}{6{,}1}\,[10\,(5{,}35 - v) + 6\,(3{,}05 - v)$, also $M_{v\,=\,0{,}55} = 5{,}68$; $M_{v\,=\,1{,}2} = 10{,}35$; $M_{v\,=\,1{,}9} = 12{,}9$ mt.

Für die Momente unter 2. hat man:

$$M = 10{,}33\,v - 5\,(v - 0{,}55), \quad \text{daher} \quad M_{v\,=\,2{,}05} = 13{,}68\,\text{mt}.$$

Endlich gilt für die Momente unter 3.:

$$M = \frac{v}{6{,}1}\,[10\,(6{,}85 - v) + 6\,(4{,}55 - v)] - 5\,.\,1{,}5, \quad \text{mithin} \quad M_{v\,=\,3{,}05} = 16\,\text{mt}.$$

Das Eigengewicht der Fahrbahn setzt sich aus folgenden Teilen zusammen:

Pflaster nebst Bettung: 25 . 12 + 19 . 5 (vergl. S. 173)	400 kg	für 1 qm
Betonausgleich der Hängebleche: 0,14 . 2000	280 „	„ „
Hängebleche nebst Aussteifung	100 „	„ „
Querträgergewicht	120 „	„ „
Summa	900 kg	für 1 qm.

Das Eigengewicht des Fußsteges beträgt rund 400 kg für 1 qm und dem entsprechend das von der Konsole auf den Querträger übertragene Moment $0{,}4\,.\,1{,}5\cdot\frac{2{,}15^2}{2} = 1{,}39$ mt.

Letzteres Moment ist von demjenigen abzuziehen, welches das auf den Querträger kommende Eigengewicht hervorruft; mithin ergiebt sich für einen im Abstande v von dem linken Auflager liegenden Trägerquerschnitt für das durch die Eigenlast der Fahrbahn und Fußsteges erzeugte Moment:

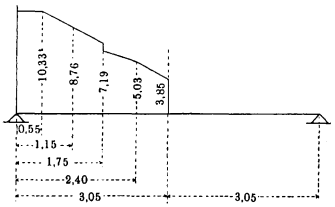
$$M_g = \frac{0{,}9\,.\,1{,}5}{2}\,v\,(6{,}1 - v) - 1{,}39 = 0{,}68\,v\,(6{,}1 - v) - 1{,}39\,\text{mt}.$$

In der Trägermitte ist hiernach $M_g = 4{,}93$ mt und in dem Abstande $v = 0{,}36$ m gleich Null.

Die vorstehenden Ergebnisse sind in Fig. 436a (s. v. S.) zusammengetragen.

b) Die größten Querkräfte. Wie man sich leicht überzeugt, finden zwei der gegebenen Lastwagen auf der Brücke nebeneinander Platz, so lange $v \leqq 1{,}75$ m ist. Für Querschnitte innerhalb der Abstände $v = 0{,}55$ bis 1,75 findet man daher die größten Querkräfte nach der Gleichung Nr. 267 zu:

Fig. 436 b.



$$V = \frac{2\,.\,5}{6{,}1}\,(6{,}1 - 0{,}75 - v) + \frac{2\,.\,3}{6{,}1}\,(6{,}1 - 0{,}75 - 2{,}3 - v)$$
$$= 11{,}77 - 2{,}62\,v.$$

Hiernach ergiebt sich für $v = 0{,}55$, 1,15, 1,75 m, $V = 10{,}33$, 8,76, 7,19 Tonnen.

Wenn die Querschnitte die Abstände $v = 1{,}75$ bis 3,05 m haben, ist für die größten Querkräfte ein sehr schwerer Wagen und Menschengedränge daneben maßgebend. Nach Gleichung Nr. 268 hat man, da $f = 4{,}2 - v$:

$$V = \frac{2\,.\,5}{6{,}1}\,(6{,}1 - 0{,}75 - v) + \frac{0{,}5\,.\,1{,}5}{2\,.\,6{,}1}\,(4{,}2 - v)^2 = 8{,}77 - 1{,}64\,v + 0{,}06\,(4{,}2 - v)^2.$$

Vorstehende Gleichung ergiebt für $v = 1.75$, 2,40, 3,05 m, $V = 6{,}26$, 5,03, 3,85 Tonnen.

Zu den im vorstehenden berechneten Querkräften kommen noch diejenigen infolge des auf dem Querträger lastenden Eigengewichtes im Betrage von:

$$V_g = \frac{0{,}9\,.\,1{,}5}{2}\,(b - 2\,v) = 0{,}68\,.\,(6{,}1 - 2\,v).$$

Den Abständen $v = 0$ und 3,05 m entsprechen daher die Querkräfte $V_g = 4{,}15$, 0,00 Tonnen. Zur besseren Übersicht sind die hier berechneten Querkräfte der Betriebs- und Eigenlast bildlich in Fig 436 b dargestellt.

2. Zur Unterstützung der Brückentafel dienen Quer- und Zwischenträger.

Einfacher als in dem eben betrachteten Falle gestaltet sich die Ermittelung der gröfsten Momente und Querkräfte, wenn sich an die Querträger Zwischenträger schliefsen. Wie bereits früher erwähnt, genügt es hier, nur die Anschlufsstellen der Zwischenträger in Betracht zu ziehen. Auf diese kann man die abgeleiteten Gleichungen unmittelbar anwenden, wenn der Achsstand der Fuhrwerke gleich oder gröfser als die Querträgerentfernung ist; ist derselbe aber kleiner, so kommen für den zu berechnenden Querträger auch die Raddrücke der nicht auf ihm stehenden Achse in Betracht. Den Einfluſs der letzteren berücksichtigt man am einfachsten dadurch, dafs man die Raddrücke nach dem Hebelarmgesetze auf die benachbarten Querträger zerlegt und die auf den zu berechnenden Querträger entfallenden Auflagerdrücke mit den gleich gelegenen Drücken der auf demselben stehenden Räder vereinigt. Betrüge z. B. der Querträgerabstand 5,4 m und der Achsstand 4,5 m, so hätte man anstatt des sehr schweren Raddruckes von 5 Tonnen, einen solchen von $5\left(1 + \frac{5{,}4 - 4{,}5}{5{,}4}\right) = 5{,}83$ Tonnen einzuführen.

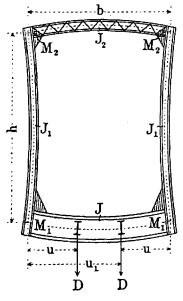
In Bezug auf die Berechnung der dem Eigengewichte entsprechenden Momente und Querkräfte des Querträgers ist zu bemerken, dafs es sich zur Vereinfachung der Rechnung empfiehlt, die gleichmäfsig über den Querträger verteilte Last auf die Anschlufsstellen der Zwischenträger zurückzuführen und zu den Auflagerdrücken dieser Träger zu zählen.

§. 81.

Berechnung der an den Enden eingespannten Querträger.

Die mit den Hauptträgern einer Brücke fest vernieteten Querträger befinden sich in einem mittleren Zustande zwischen fester Einspannung und freier Auflagerung, indem sie durch diesen Zusammenhang an der freien Durchbiegung mehr oder weniger gehindert werden.

Fig. 437.



Bei offen gebauten Brücken ist der von den Hauptträgern einer Verdrehung der Querträgerenden entgegengesetzte Widerstand im allgemeinen gering und deshalb zu vernachlässigen; bei geschlossen im Querschnitte angeordneten dagegen nicht unbeträchtlich, namentlich dann, wenn die Querträger mit den Gitterstäben der Hauptträger und den oberen Querriegeln sogenannte Steifrahmen bilden. Die in diesem Falle in den Querträgeranschlüssen auftretenden Momente lassen sich, wenn man zur Vereinfachung der Rechnung von den geringen Längenänderungen der Stäbe durch die Achsialkräfte absieht, wie folgt beurteilen:

Wir setzen voraus, dafs der Hauptträger einen geraden Untergurt und mit den Querträgern vernietete Ständer habe. Die einander gegenüber liegenden Ständer seien in Höhe der oberen Gurtungen der Hauptträger durch Querriegel verbunden und werde noch angenommen, dafs die Diagonalen einer Verbiegung rechtwinklig zur Hauptträgerwand keinen nennenswerten Widerstand entgegen-

setzen. Bezeichnen nun für einen Steifrahmen, Fig. 437, dessen Querträger durch zwei gleich weit von der Mitte abstehende Zwischenträger belastet wird:

h die Höhe des Rahmens, von Schwerpunkt zu Schwerpunkt der Endquerschnitte des Querträgers und oberen Querriegels gemessen, in Zentimetern;

b die Stützweite des Querträgers, in Zentimetern;

J, J_1, J_2 das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers, bezw. des Ständers, sowie des Querriegels, bezogen auf die zur Längenachse der Brücke parallel liegende Schwerachse des Querschnittes, in cm^4;

D den gröfsten, von zwei aufeinander folgenden Schwellenträgern auf den Querträger übertragenen Druck, in Tonnen;

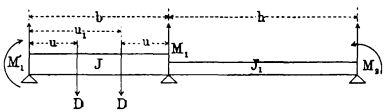
u, u_1 den Abstand der Zwischenträger vom linken Auflager des Querträgers, in Zentimetern;

M_1, M_2 die in den Anschlüssen des Querträgers an die Ständer, bezw. des Querriegels thätigen Biegungsmomente, in Zentimetertonnen;

H die Achsialkraft im Querträger oder im Querriegel, in Tonnen,

so lassen sich die Momente M_1 und M_2 mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichung für den durchgehenden Träger auf drei Stützen ohne Schwierigkeit bestimmen. Denkt man sich nämlich den Querträger in der linken, den Querriegel in der rechten Anschlufsstelle durchschnitten und in den Schnittstellen die zugehörigen Momente M_1, M_2 sowie die Achsialkräfte hinzugefügt, so erkennt man, dafs die Momente in den einzelnen Stabquerschnitten dieselben sind, wie diejenigen in den gleich gelegenen Querschnitten eines geraden, zwei Öffnungen der Stützweiten b und h ohne Unterbrechung überspannenden Balkens, welcher in der rechten Öffnung mit dem Ständer, in der linken mit dem Querträger in Form und Belastung übereinstimmt (Fig. 437 a), und an dessen Enden die genannten Achsialkräfte als Auflagerdrücke, sowie die Momente M_1 bezw. M_2 wirken. Es ergiebt sich demnach, sofern man die Momente M_1 und M_2 so hinzugefügt, dafs in den äufseren Faserschichten des Rahmens Zugspannung entsteht:

Fig. 437 a.



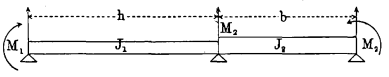


Fig. 437 b.

$$M_1 \frac{b}{J} + 2 M_1 \left(\frac{b}{J} + \frac{h}{J_1}\right) + M_2 \frac{h}{J_1} = - \frac{D}{bJ} [u(b^2 - u^2) + u_1 (b^2 - u_1^2)].$$

In ähnlicher Weise erhält man für den rechten Ständer und den oberen Querriegel, wenn man sich dieselben von dem Querträger und dem linken Ständer durch Schnitte getrennt denkt (Fig. 437 b):

$$M_1 \frac{h}{J_1} + 2 M_2 \left(\frac{h}{J_1} + \frac{b}{J_2}\right) + M_2 \frac{b}{J_2} = 0, \text{ mithin}$$

269 . . . . . $$M_2 = - \frac{1}{2 + 3 \frac{b}{h} \frac{J_1}{J_2}} M_1 = - \alpha M_1,$$

sofern man $\alpha = \frac{1}{2 + 3 \frac{b}{h} \frac{J_1}{J_2}}$ setzt.

Schaltet man den Wert von M_2 in die erste Gleichung ein und beachtet, dafs $u_1 = b - u$ ist, so erhält man nach einigen Umformungen:

$$270 \quad \ldots\ldots\ldots \quad M_1 = -\frac{u(b-u)}{b + \frac{h}{3}(2-\alpha)\frac{J}{J_1}} D.$$

Im Fall der obere Querriegel gelenkförmig an die Ständer geschlossen ist, hat M_2 den Wert Null. Für das entsprechende Moment M_1 im Querträgeranschlusse folgt aus letzterer Gleichung, indem $\alpha = 0$:

$$271 \quad \ldots\ldots\ldots \quad M_1 = -\frac{u(b-u)}{b + \frac{2}{3}\frac{J}{J_1}h} D.$$

Wenn dagegen die obere Querverbindung sehr steif angeordnet ist, so kann der Bruch $\frac{J_1}{J_2}$ angenähert gleich Null und demgemäfs $\alpha = \frac{1}{2}$ gesetzt werden, mithin:

$$272 \quad \ldots\ldots\ldots \quad M_1 = -\frac{u(b-u)}{b + \frac{1}{2}\frac{J}{J_1}h} \cdot D.$$

Für die Achsialkraft im oberen Querriegel und im Querträger ergiebt sich nach Fig. 437 c:

$$Hh + M_2 - M_1 = 0; \qquad H = \frac{1}{h}(M_1 - M_2) \text{ oder:}$$

$$273 \quad \ldots\ldots \quad H = \frac{1+\alpha}{h} M_1 = -\frac{1+\alpha}{h} \cdot \frac{u(b-u)}{b + \frac{h}{3}(2-\alpha)\frac{J}{J_1}} \cdot D.$$

Vorstehende Gleichungen lassen sich ohne Schwierigkeit auf einen Steifrahmen anwenden, dessen Querträger eine ganze Reihe symmetrisch zu seiner Mitte gelegener Zwischenträger aufnimmt. Sind z. B. in jedem Brückenfelde vier solcher Träger vorhanden, wie es bei zweigleisigen Brücken mit Querschwellen zur Unterstützung der Gleise vielfach vorkommt (Fig. 438), so folgt, wenn die äufseren Zwischenträger von dem zunächst gelegenen Auflager des Querträgers den Abstand u und die inneren den von u_1 haben, ferner auf jede Anschlufsstelle der Zwischenträger ein Druck von D Tonnen übertragen wird:

Fig. 437 c.

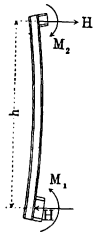
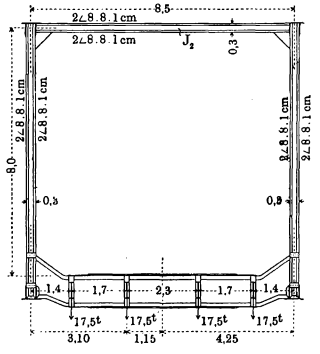


Fig. 438.



$$274 \quad \begin{cases} M_1 = -\dfrac{u(b-u) + u_1(b-u_1)}{b + \frac{h}{3}(2-\alpha)\frac{J}{J_1}} D, \\ M_2 = -\alpha M_1. \end{cases}$$

Ein in der Querträgermitte befindlicher Druck D bringt den Anschlüssen des Querträgers an die Ständer das Moment:

$$-\frac{1}{8}\frac{b^2 D}{b + \frac{h}{3}(2-\alpha)\frac{J}{J_1}}$$

hervor, so dafs also beim Vorhandensein von fünf Zwischenträgern, von denen der eine in

der Mitte liegt und die übrigen die vorhin angegebene Lage haben, in jenen Anschlüssen das Moment wirkt:

$$275 \quad \ldots \ldots \ldots \begin{cases} M_1 = -\dfrac{u(b-u) + u_1(b-u_1) + \frac{1}{8}b^2}{b + \frac{h}{3}(2-\alpha)\frac{J}{J_1}} D, \\ M_2 = -\alpha M_1. \end{cases}$$

Die in diesen Gleichungen vorkommenden mittleren Trägheitsmomente kann man wie den mittleren Querschnitt eines unregelmäfsig gebildeten Körpers bestimmen. Hat z. B. ein Stab des Rahmens auf die Längen c_1, $c_2 \ldots c_n$ die Trägheitsmomente J_1, $J_2 \ldots J_n$, so beträgt hiernach das mittlere Trägheitsmoment:

Fig. 438a.

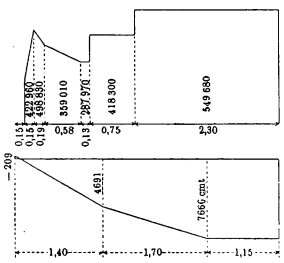


Fig. 438b.

$$276 \quad \ldots \ldots \quad J = \frac{J_1 c_1 + J_2 c_2 + \cdots J_n c_n}{\Sigma c}.$$

Beispiel. Der Steifrahmen einer zweigleisigen Brücke habe die in Fig. 438 dargestellte Form. Sein Querträger sei gemäfs Fig. 431 angeordnet und werde durch vier Zwischenträger ungünstigsten Falles in jeder Anschlufsstelle mit 17,5 Tonnen belastet. Wie grofs sind die Biegungsmomente und Achsialkräfte in den Anschlufsstellen des Querträgers und des oberen Querriegels?

Gemäfs den gegebenen Abmessungen und Belastungen des Steifrahmens hat man: $b = 850$; $h = 800$; $u = 140$; $u_1 = 310$ cm; $D = 17{,}5$ Tonnen; $J_1 = J_2 = 10\,850$ cm^4. Das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers hat nach Fig. 438a den Wert:

$$J = \frac{1}{4{,}1}(0{,}15 \cdot 422\,960 + 0{,}19 \cdot 498\,830 + 0{,}58 \cdot 359\,010 + 0{,}13 \cdot 287\,970 + 0{,}75 \cdot 418\,300 + 2{,}3 \cdot 549\,680)$$

$= 483\,380$ abger.; $\dfrac{J}{J_1} = \dfrac{483\,380}{10\,850} = 44{,}55.$

Nach Gleichung Nr. 269 ist daher der Beiwert:

$$\alpha = \frac{1}{2 + 3 \cdot \frac{8{,}5}{8}} = 0{,}193;$$

ferner nach Gleichung Nr. 274 das Moment im Querträgeranschlufs:

$$M_1 = -\frac{140(850-140) + 310(850-310)}{850 + \frac{800}{3}(2 - 0{,}193)\,44{,}55} \cdot 17{,}5 = -209 \text{ cmt.}$$

Hiernach ist das Moment im Querriegelanschlufs:

$$M_2 = 0{,}193 \cdot 209 = 40{,}3 \text{ cmt.}$$

Die Achsialkraft im Querriegel und Querträger beläuft sich auf:

$$H = -\frac{1 + 0{,}193}{800} \cdot 209{,}2 = -0{,}31 \text{ Tonnen.}$$

Durch das Moment $M_2 = 40{,}3$ cmt und den achsialen Druck von 0,31 Tonnen erleidet der Querriegel an der Innenseite eine Druckspannung von $s_1 = \dfrac{0{,}31}{F} + \dfrac{40{,}3}{W}$ t/qcm, worin bezeichnet: F den Nutzquerschnitt des Querriegels $= 78$ qcm, W das Widerstandsmoment

$= 724$ in cm³; demnach $s_1 = \frac{0{,}31}{78} + \frac{40{,}3}{724} = 0{,}06$ t/qcm. Die Beanspruchung ist also eine unbedeutende.

Das Einspannungsmoment am Querträgeranschlusse, $M_2 = -209$ cmt, wirkt vermindernd auf die bei freier Auflagerung des Querträgers eintretenden Momente, ist jedoch, wie die bildliche Darstellung in Fig. 438 b zeigt, gegenüber den Momenten in den Anschlüssen der Zwischenträger so klein, dafs es nur einen unwesentlichen Einflufs auf die Abmessungen des Querträgers ausübt. Dicht an dem Ständer ist von dem Querschnitte des Querträgers nur die Wand in einer Höhe von 143 cm vorhanden. Da nun hier das gröfste Moment den Wert 35 15 — 209 = 316 cmt hat, so erleidet derselbe ungünstigsten Falles eine Biegungsspannung von $\frac{316}{\frac{1}{6} \cdot 1{,}2 \cdot 143^2} = 0{,}08$ t/qcm, welche Spannung weit unter der zulässigen Grenze liegt.

§. 82.

Berechnung der auf Verdrehung beanspruchten Querträger.

Die Beanspruchungen, welche ein Verwindungsmoment in einem beliebigen Querschnitte eines Querträgers hervorruft, sind teils Abscherungs-, teils Biegungsspannungen. Für erstere hat man bei I-förmigem Querschnitte des Trägers, wie der Verfasser im Centralblatt der Bauverwaltung, Jahrg. 1895, S. 233, nachgewiesen hat, wenn bezeichnet:

$\mathfrak{M}$ das Verwindungsmoment, in Zentimetertonnen;

σ die stärkste, dem Momente $\mathfrak{M}$ entsprechende Abscherungsspannung, in t/qcm;

W das Widerstandsmoment des Querschnittes, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm³:

277
$$\sigma = 1{,}5 \frac{\mathfrak{M}}{W}$$

Diese Spannung ist im allgemeinen an und für sich, sowie in ihrem Einflusse auf die Hauptspannung der Trägergurtungen so klein, dafs man sie nicht zu beachten braucht; dagegen können die erwähnten Biegungsspannungen, wie weiter unten nachgewiesen werden soll, leicht eine beträchtliche Höhe erreichen, was um so mehr ins Gewicht fällt, da sie auf der einen Seite des Gurtungsquerschnittes den daselbst infolge der senkrechten Belastung des Querträgers vorhandenen Biegungsspannungen hinzuzurechnen sind.

Fig. 439.

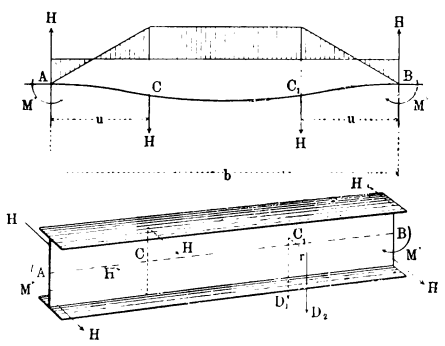


Fig. 439 a.

Wir betrachten zunächst einen vollwandigen Querträger unveränderlichen Querschnittes, dessen Wand an den Enden mit den Hauptträgern fest verbunden ist und an welchen sich beiderseits gelenkförmig oder frei beweglich aufgelagerte Zwischenträger gleicher Länge schliefsen. Sind in jedem Brückenfelde zwei derartige Zwischenträger gleich weit von der Querträgermitte gelagert und der Querschnitt des Querträgers in Bezug auf die senkrechte und wagerechte Schwerachse symmetrisch angeordnet, so hat man, wenn bezeichnen (Fig. 439):

D_1, D_2 die Auflagerdrücke zweier aufeinander folgender Zwischenträger, in Tonnen;
r den Abstand dieser Drücke von der Mitte der Querträgerwand, in Zentimetern;
$\pm H$ die Mittelkraft aus den dem Verwindungsmomente entsprechenden Abscherungsspannungen auf der oberen, bezw. unteren Hälfte des Querträgerquerschnittes, in Tonnen;
$\mathfrak{M}$ das den Auflagerdrücken D_1, D_2 entsprechende Verwindungsmoment, in Zentimetertonnen;
h_0 den Schwerpunktsabstand der Gurtungen des Querträgers, in Zentimetern:

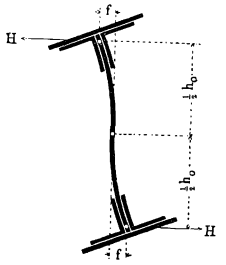
$$\mathfrak{M} = (D_2 - D_1) r = H h_0,$$

in welcher Gleichung angenommen ist, dafs die Angriffspunkte der Kräfte H mit den Gurtungsschwerpunkten zusammenfallen, was in Wahrheit nicht genau zutrifft. Für die Mittelkraft H erscheint demnach:

278 . . . . . $H = \frac{\mathfrak{M}}{h_0} = (D_2 - D_1)\frac{r}{h_0}$.

Denkt man sich den Querträger längs seiner Mittellinie $A B$, Fig. 439 a (s. v. S.) in zwei Teile zerlegt und sieht von den geringen in der Schnittstelle wirkenden Spannungen ab, so verhält sich jeder Teil wie ein an den Enden in gewisser Weise eingespannter Balken, welcher durch zwei von seiner Mitte gleich weit abstehende wagerechte Kräfte H belastet ist. Die von diesen Kräften in der Querträgergurtung erzeugte Biegungsspannung beträgt in den Anschlufsstellen C, C_1 der Zwischenträger (Fig. 439 u. 439 a), wenn bezeichnet:

Fig. 439 b.



b die Stützweite des Querträgers, in Zentimetern;
u den Abstand der Zwischenträger von dem zunächst gelegenen Querträgerende, in Zentimetern;
M' das an den Enden des Querträgers vorhandene Einspannungsmoment, in Zentimetertonnen;
W' das Widerstandsmoment der oberen oder unteren Hälfte des Querträgerquerschnittes, bezogen auf die senkrechte Schwerachse, in cm³;
s' die in den Querschnitten C oder C_1 infolge des Verwindungsmomentes auftretende stärkste Biegungsspannung, in Tonnen für 1 qcm:

$$s' = \frac{1}{W'}(Hu - M').$$

Bei vollständig festem Anschlusse des Querträgers würde das Einspannungsmoment den Wert:

$$M' = \left(1 - \frac{u}{b}\right) u H$$

haben, jedoch ist ein solcher in Wahrheit nicht vorhanden. Berücksichtigen wir den Einfluſs der Einspannung und den Umstand, dafs die beiden Trägerhälften an der im entgegengesetzten Sinne erfolgenden wagerechten Durchbiegung durch den Zusammenhang der Blechwand in gewisser Weise gehindert sind, dadurch, dafs wir M' mit drei Viertel des obigen Wertes einführen, so ergiebt sich:

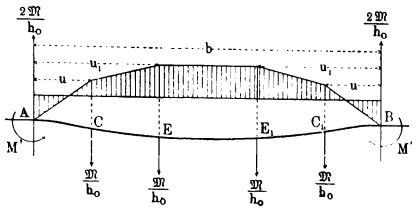
$$s' = \frac{1}{W'}\left[Hu - \frac{3}{4}\left(1 - \frac{u}{b}\right) u H\right]$$

oder:

279 . . . . . $s' = \frac{Hu}{4W'}\left(1 + 3\frac{u}{b}\right) = \frac{1}{4}\frac{\mathfrak{M}}{W'}\frac{u}{h_0}\left(1 + 3\frac{u}{b}\right)$.

Wenn in jedem Brückenfelde vier Zwischenträger vorhanden sind, welche sich in den Punkten C, E und E_1, C_1 an den Querträger anschliefsen (Fig. 440) und die Abstände u, u_1 von den zunächst gelegenen Querträgerenden haben, so beträgt das Einspannungsmoment an jedem Querträgerende bei unwandelbarer Einspannung:

Fig. 440.



$$M' = \left\{\left(1 - \frac{u}{b}\right) u + \left(1 - \frac{u_1}{b}\right) u_1\right\} H.$$

In den Anschlufsstellen C, C_1 treten daher, sofern wieder M' mit drei Viertel des vorstehenden Wertes in Rechnung gestellt wird, die Biegungsmomente auf:

$$M_C = 2Hu - \frac{3}{4}\left\{\left(1 - \frac{u}{b}\right) u + \left(1 - \frac{u_1}{b}\right) u_1\right\} H$$

oder abgekürzt:

280 $$M_C = \frac{1}{4}\left\{5u - 3u_1 + \frac{3}{b}(u^2 + u_1^2)\right\} H.$$

Ferner hat man für die Anschlufsstellen E, E_1:

$$M_E = 2Hu_1 - H(u_1 - u) - \frac{3}{4}\left\{\left(1 - \frac{u}{b}\right) u + \left(1 - \frac{u_1}{b}\right) u_1\right\} H$$

oder:

281 $$M_E = \frac{1}{4}\left\{u + u_1 + \frac{3}{b}(u^2 + u_1^2)\right\} H.$$

Ein Gesamtbild von den auf den Querträger in wagerechter Ebene wirkenden Biegungsmomenten giebt die schraffierte Fläche der Fig. 440.

Wie bereits gesagt, setzen sich die aus den Verwindungs- und Lastmomenten entspringenden Biegungsspannungen auf der einen Seite des Gurtungsquerschnittes zusammen; man hat daher bei Ermittelung der ungünstigsten Laststellung für die Gesamtspannung eines Trägerquerschnittes auf beide Momente Rücksicht zu nehmen.

Ungünstigste Laststellung für einen, zwei und drei gleiche Raddrücke.

Falls der Querträgerabstand so bemessen ist, dafs für jeden Zwischenträger nur ein Raddruck in Frage kommen kann, gehört dieser bei eng liegenden Querschwellen offenbar so nahe an den Querträger, als es dessen Gurtung gestattet, bei weit liegenden Schwellen dagegen auf die dem Querträger zunächst gelegene Schwelle.

Sind zwei Raddrücke zu berücksichtigen, so müssen beide in demselben Brückenfelde liegen und der eine derselben, wie eben für eng- und weitliegende Schwellen angegeben.

Bei drei Raddrücken endlich ist zu untersuchen, ob das Vorder- oder das Mittelrad an den Querträger zu stellen ist. Bezeichnet (Fig. 441):

Q den Raddruck, in Tonnen;

w den Radstand, in Zentimetern;

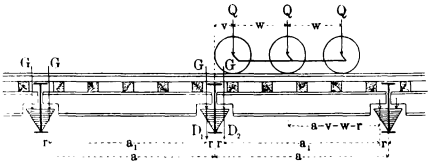
a, a_1 die Feldlänge, bezw. die Stützweite der Zwischenträger, in Zentimetern;

v den Abstand des Vorder- bezw. Mittelrades von dem Querträger bei den in Rede stehenden beiden Laststellungen, in Zentimetern;

G das auf jeden Zwischenträgeranschlufs kommende Eigengewicht des Brückenfeldes, in Tonnen,

so hat man, wenn aufserdem die früheren Bezeichnungen gelten und das Vorderrad am Querträger steht:

Fig. 441.



$$D_1 = G;\ D_2 = G + \frac{3\,Q}{a_1}(a - v - w - r);$$

$$H = \frac{\mathfrak{M}}{h_0} = (D_2 - D_1)\frac{r}{h_0} = \frac{3\,Q\,r}{a_1 h_0}(a - v - w - r).$$

In einem gemäfs Fig. 439 durch zwei Zwischenträger belasteten Querträger wird demnach in den Anschlufsstellen C, C_1, entsprechend der Gleichung Nr. 279, durch die Kräfte H die stärkste Biegungsspannung

282 $$s' = \frac{3}{4}\frac{r}{h_0}\frac{u}{a_1}\left(1 + 3\frac{u}{b}\right)(a - v - w - r)\,\frac{Q}{W'}$$

erzeugt. Hierzu kommt noch infolge des Belastungsmomentes $u(D_1 + D_2)$ die Biegungsspannung

$$s = \frac{u}{W}(D_1 + D_2) = \frac{u}{W}\left\{2\,G + \frac{3\,Q}{a_1}(a - v - w - r)\right\},$$

so dafs in dem gegebenen Querschnitte die gröfste Gesamtspannung beträgt:

283 $$s + s' = \frac{2\,u}{W}G + 3\frac{u}{a_1}\frac{Q}{W}(a - v - w - r)\left\{1 + \frac{1}{4}\frac{r}{h_0}\left(1 + \frac{3\,u}{b}\right)\frac{W}{W'}\right\}$$

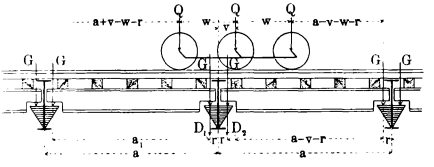
Für die Laststellung, bei welcher das mittlere Rad am Querträger steht, hat man laut der Fig. 442:

$$D_1 = G + \frac{Q}{a_1}(a + v - w - r); \qquad D_2 = G + \frac{Q}{a_1}(2a - 2v - w - 2r);$$

$$H = (D_2 - D_1)\frac{r}{h_0} = \frac{Q\,r}{a_1 h_0}(a - 3v - r).$$

Hieraus hat man für die durch die Kräfte H in den Anschlufsstellen C, C_1 hervorgerufenen Biegungsspannungen gemäfs der Gleichung Nr. 279:

Fig. 442.



284 $$s' = \frac{1}{4}\frac{r}{h_0}\frac{u}{a_1}\left(1 + 3\frac{u}{b}\right)(a - 3v - r)\frac{Q}{W'}$$

Die dem Lastmomente $(D_1 + D_2)u$ entsprechende Biegungsspannung hat die Gröfse:

$$s = \frac{u}{W}\left\{2\,G + \frac{Q}{a_1}(3a - v - 2w - 3r)\right\};$$

es beläuft sich daher die Gesamtspannung auf:

285 $$s + s' = \frac{2\,u}{W}G + \frac{u}{a_1}\frac{Q}{W}\left\{3a - v - 2w - 3r + \frac{1}{4}\frac{r}{h_0}\left(1 + 3\frac{u}{b}\right)(a - 3v - r)\frac{W}{W'}\right\}$$

Auf Grund der Gleichungen Nr. 283 und 285 läfst sich leicht entscheiden, welche von beiden Laststellungen die mafsgebende ist. Die erstere, bei welcher das Vorderrad am Querträger steht (Fig. 441), hat man in Betracht zu ziehen, wenn die Gleichung Nr. 283 einen gröfseren Wert als Nr. 285 liefert, d. i. wenn:

286 $$\frac{W}{W'} > \frac{4}{1 + 3\frac{u}{b}}\,\frac{2v + w}{2a - 3w - 2r}\,\frac{h_0}{r},$$

worin vorausgesetzt ist, dafs der Nenner $2a - 3w - 2r$ einen positiven Wert hat. Erfüllen die gewählten Abmessungen die Ungleichung Nr. 286 nicht, so gehört das Mittelrad an den Querträger.

Zum Schlufs wollen wir noch die Änderungen berechnen, welche die von den Verwindungsmomenten erzeugten Biegungsspannungen der Querträgergurtungen erleiden, wenn eine oder beide Gurtungen an den Enden eine Neigung zur Wagerechten haben. Wir betrachten einen Querträger, welcher die Belastungs- und Längenverhältnisse der Fig. 439 hat, dessen Enden aber gemäfs der Fig. 443 abgeschrägt sind. Bezeichnet nun:

Fig. 443.

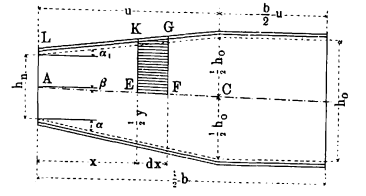
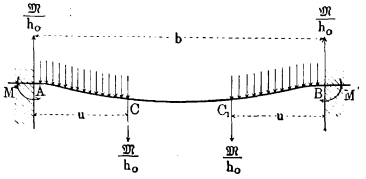


Fig. 443a.



α, α_1 den Neigungswinkel des Unter- bezw. Obergurtes;

h_n, y den Schwerpunktsabstand der Gurtungen an den Enden, bezw. im Abstande x von denselben, in Zentimetern;

M, M_u das auf den über der Schwerlinie AC liegenden Trägerteil im Abstande x, bezw. u_1 von A in wagerechter Ebene wirkende Moment, in Zentimetertonnen;

M' das an den Trägerenden wirkende Einspannungsmoment, in Zentimetertonnen,

so folgt für das Trägerelement $EFGK$ unter Berücksichtigung der zu Anfang gemachten Bezeichnungen:

$$dM = \frac{\mathfrak{M}}{y}\,dx; \qquad M_u = \mathfrak{M}\int_0^u \frac{dx}{y} - M'.$$

Da nun $y = h_n + (tan\,\alpha + tan\,\alpha_1)\,x$ und $(tan\,\alpha + tan\,\alpha_1)\,u = h_0 - h_n$, also $y = h_n + \frac{h_0 - h_n}{u}x$, so folgt:

$$M_u = \mathfrak{M}\int_0^u \frac{dx}{h_n + \frac{h_0 - h_n}{u}x} - M' = \mathfrak{M}\,\frac{u}{h_0 - h_n}\,log\,nat\,\frac{h_0}{h_n} - M'$$

oder in gewöhnlichen Logarithmen:

$$M_u = 2{,}3 \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h_0}\,u\,\frac{h_0}{h_0 - h_n}\,log\,\frac{h_0}{h_n} - M'.$$

Auf die Berechnung des Einspannungsmomentes M' sind die in der Schnittfläche AC rechtwinklig zur Trägerwand wirkenden Schubkräfte von nicht unwesentlichem Einflusse. Legen wir zur Vereinfachung der Rechnung eine mittlere Schubkraft

$$t = \left(\frac{\mathfrak{M}}{h_n} - \frac{\mathfrak{M}}{h_0}\right)\frac{1}{u} = \frac{\mathfrak{M}}{h_0 u}\left(\frac{h_0}{h_n} - 1\right)$$

für 1 cm Länge des abgeschrägten Trägerteiles zu Grunde, so können wir das Einspannungsmoment wie dasjenige eines an den Enden wagerecht eingespannten Balkens berechnen, welcher in den Punkten C und C_1, Fig. 443a, mit dem Drucke $\frac{\mathfrak{M}}{h_0}$ und auf den Strecken AC, BC_1 mit der Kraft t gleichmäfsig belastet ist. Dem gemäfs findet man:

$$M' = \frac{\mathfrak{M} u}{h_0}\left(1 - \frac{u}{b}\right) + t u \left(\frac{u}{2} - \frac{1}{3}\frac{u^2}{b}\right)$$

oder, weil $t u = \frac{\mathfrak{M}}{h_0}\left(\frac{h_0}{h_n} - 1\right)$ ist:

$$M' = \frac{1}{2}\frac{\mathfrak{M}}{h_0}\left\{1 - \frac{4}{3}\frac{u}{b} + \frac{h_0}{h_n}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{u}{b}\right)\right\} u.$$

Führen wir von diesem Werte aus den zu Anfang angegebenen Gründen nur drei Viertel in die Gleichung für M_u ein, so ist das Ergebnis:

$$M_u = \frac{\mathfrak{M} u}{h_0}\left\{2{,}3\frac{h_0}{h_0 - h_n}\, log\frac{h_0}{h_n} - \frac{3}{8} + \frac{1}{2}\frac{u}{b} - \frac{h_0}{h_n}\left(\frac{3}{8} - \frac{1}{4}\frac{u}{b}\right)\right\}.$$

Aus vorstehender Gleichung folgt für die stärkste Biegungsspannung der Querträgergurtung in den Punkten C und C_1, sofern die Abschrägung mit Ausrundung in den mittleren parallelen Teil des Trägers übergeht oder letzterer Teil um einige Zentimeter über C, C_1 hinausgeführt ist (so dafs also die Schräge nicht die volle Länge AC, bezw. BC hat):

287 . . . . $s' = \frac{\mathfrak{M} u}{W' h_0}\left\{2{,}3\frac{h_0}{h_0 - h_n}\, log\frac{h_0}{h_n} - \frac{3}{8} + \frac{1}{2}\frac{u}{b} - \frac{h_0}{h_n}\left(\frac{3}{8} - \frac{1}{4}\frac{u}{b}\right)\right\}.$

Liegt dagegen der Knick der Gurtungen lotrecht unter C, C_1 (Fig. 443), so ist für die obere Gurtung die letztere Gleichung durch $cos\,\alpha_1$, für die untere durch $cos\,\alpha$ zu teilen, um die stärkste Biegungsspannung s' zu erhalten, also:

288 .
$$\begin{cases} \text{Obergurt } s' = \frac{\mathfrak{M} u}{W' h_0}\left\{2{,}3\frac{h_0}{h_0 - h_n}\, log\frac{h_0}{h_n} - \frac{3}{8} + \frac{1}{2}\frac{u}{b} - \frac{h_0}{h_n}\left(\frac{3}{8} - \frac{1}{4}\frac{u}{b}\right)\right\}\frac{1}{cos\,\alpha_1} \\ \text{Untergurt } s' = \frac{\mathfrak{M} u}{W' h_0}\left\{2{,}3\frac{h_0}{h_0 - h_n}\, log\frac{h_0}{h_n} - \frac{3}{8} + \frac{1}{2}\frac{u}{b} - \frac{h_0}{h_n}\left(\frac{3}{8} - \frac{1}{4}\frac{u}{b}\right)\right\}\frac{1}{cos\,\alpha}. \end{cases}$$

Für $h_0 = h_n$ wird $\frac{1}{h_0 - h_n}\, log\frac{h_0}{h_n} = \frac{0}{0} = \frac{1}{2{,}3\,h_0}$ und es geht die Gleichung Nr. 287 in die von Nr. 279 über.

In den meisten Fällen genügt es, nicht blofs das Einspannungsmoment M', sondern das gesamte Moment M_u auf Grund der mittleren Schubspannung

$$t = \frac{\mathfrak{M}}{h_0 u}\left(\frac{h_0}{h_n} - 1\right)$$

zu berechnen; es ergiebt sich bei dieser Annahme:

$$M_u = \frac{\mathfrak{M}}{h_n} u - \frac{t u^2}{2} - M'$$

oder, wenn man für t den angegebenen Wert und

$$M' = \frac{3}{8}\frac{\mathfrak{M} u}{h_0}\left\{1 - \frac{4}{3}\frac{u}{b} + \frac{h_0}{h_n}\left(1 - \frac{2}{3}\frac{u}{b}\right)\right\} \text{ setzt:}$$

289 . . . . . .
$$\begin{cases} M_u = \frac{1}{8}\frac{\mathfrak{M} u}{h_0}\left\{1 + 4\frac{u}{b} + \frac{h_0}{h_n}\left(1 + 2\frac{u}{b}\right)\right\} \\ s' = \frac{1}{8}\frac{\mathfrak{M}}{W'}\frac{u}{h_0}\left\{1 + 4\frac{u}{b} + \frac{h_0}{h_n}\left(1 + 2\frac{u}{b}\right)\right\}. \end{cases}$$

Im Falle $h_0 = h_n$, geht dieser Ausdruck in Gleichung Nr. 279 über.

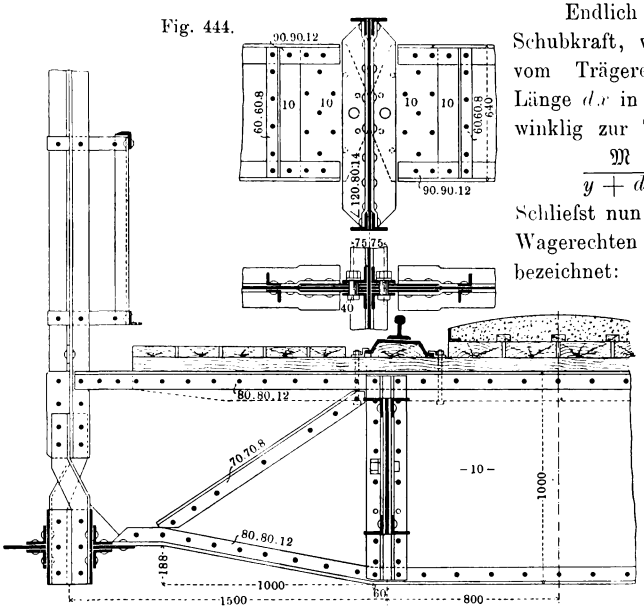
Die Laststellung anlangend, welche eine dreiachsige Lokomotive gleicher Raddrücke einnehmen mufs, um die in den Punkten C und C_1 von den senkrechten und wagerechten Biegungsmomenten erzeugten Spannungen zu einem Gröfstwerte zu machen, so findet man auf

Grund der für den Parallelträger gemachten Untersuchungen ohne Schwierigkeit, dafs die Vorderachse an den Querträger gehört, wenn

290 $$\frac{W}{W'} > \frac{8}{1 + 4\frac{u}{b} + \frac{h_0}{h_n}\left(1 + 2\frac{u}{b}\right)} \quad \frac{2v + w}{2a - 3w - 2r} \quad \frac{h_0}{r},$$

worin $2a - 3w - 2r > 0$ sein mufs und für s' die Annäherungsgleichung Nr. 289 benutzt ist.

Fig. 444.



Mainbrücke bei Wertheim. 1 : 30.

Endlich ergiebt sich noch für die Schubkraft, welche in der Entfernung x vom Trägerende auf die wagerechte Länge dx in der Schnittfläche AC rechtwinklig zur Trägerwand thätig ist:

$$\frac{\mathfrak{M}}{y + dy} - \frac{\mathfrak{M}}{y} = -\frac{\mathfrak{M}}{y^2} dy.$$

Schliefst nun die Schwerlinie AC mit der Wagerechten den Winkel β ein und bezeichnet:

δ die Wanddicke, in Zentimetern;

τ die in der Schnittfläche AC δ im Abstande x von A rechtwinklig zur Wand thätige Schubspannung, in Tonnen für 1 qcm,

so folgt:

$$\tau = -\frac{\mathfrak{M}}{y^2}\frac{dy}{dx}\quad\frac{\cos\beta}{\delta}$$

oder, weil $\frac{dy}{dx} = \tan\alpha + \tan\alpha_1$:

291 $$\tau = -\frac{\mathfrak{M}}{y^2}(\tan\alpha + \tan\alpha_1)\frac{\cos\beta}{\delta}$$

Am Trägerende wird τ am gröfsten und beträgt:

291 a $$\tau_A = -\frac{\mathfrak{M}}{h_n^2}(\tan\alpha + \tan\alpha_1)\frac{\cos\beta}{\delta}.$$

Beispiel. Die Schwellenträger der eingleisigen Brücke über den Main bei Wertheim sind auf Bolzen gelagert, welche 7,5 cm von der Mitte der Querträgerwand abstehen. Die Querträger sind (abgesehen von den in der Schiefe liegenden Endquerträgern) 4,8 m voneinander entfernt und haben die in Fig. 444 dargestellte Form. Zur Unterstützung der auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen dienen weit liegende Querschwellen, welche an den Querträgern 45 cm von diesen im Mittel abstehen. Wie grofs ist die stärkste Biegungsspannung der Querträger, wenn angenommen wird, dafs dreiachsige Lokomotiven von 7 Tonnen Raddruck und 1,3 m Radstand auf der Brücke verkehren? Den in Fig. 444 angegebenen Abmessungen zufolge ist hier:

$b = 460$; $u = 150$; $h_0 = 95$; $h_n = 65$; $\delta = 1$; $a = 480$; $v = 45$; $r = 7{,}5$; $w = 130$; $a_1 = 480 - 15 = 465$ cm. Ferner ist: $J' = 510$ cm^4; $W' = 60$; $W = 4328$ cm^3.

Ungünstigste Laststellung. Gemäfs der Ungleichung Nr. 290 gehört die Vorderachse auf die dem Querträger zunächst gelegene Schwelle, wenn

$$\frac{W}{W'} > \frac{8}{1+4\frac{u}{b}+\frac{h_0}{h_n}\left(1+2\frac{u}{b}\right)} \quad \frac{2v+w}{2a-3w-2r} \quad \frac{h_0}{r} = \frac{8}{1+4\frac{150}{460}+\frac{95}{65}\left(1+\frac{2.150}{460}\right)}$$

$$\frac{2.45+130}{2.480-3\ 130-2\ 7{,}5} \quad \frac{95}{7{,}5}, \text{ d. i. } \frac{W}{W'} > 8{,}51.$$

Diese Forderung wird von dem Querschnitte des Querträgers erfüllt, indem

$$\frac{W}{W'} = \frac{4328}{60} = 72;$$

es ist demnach die erwähnte Laststellung mafsgebend.

Gröfste Biegungsspannung der Querträgergurtungen in den Punkten C oder C_1.

Durch das in senkrechter Ebene wirkende Lastmoment

$$(D_1 + D_2)u = \left\{2G + \frac{3Q}{a_1}(a - v - w - r)\right\} u$$

wird in den Punkten C, C_1 die Biegungsspannung

$$s = \left\{2G + \frac{3Q}{a_1}(a - v - w - r)\right\} \frac{u}{W}$$

erzeugt, mithin, da $Q = 7$, $G = 1{,}3$ Tonnen:

$$s = \left\{2\ 1{,}3 + \frac{3\ 7}{465}(480 - 45 - 130 - 7{,}5)\right\} \frac{150}{4328} = 0{,}556 \text{ t/qcm.}$$

Die in den Punkten C und C_1 thätigen Verwindungsmomente haben die Gröfse

$$\mathfrak{M} = \frac{3Q}{a_1}(a - v - w - r)r = \frac{3.7}{465}(480 - 45 - 130 - 7{,}5)\,7{,}5 = 100{,}8 \text{ cmt.}$$

Nach Gleichung Nr. 287 entspricht diesen Momenten die Biegungsspannung:

$$s' = \frac{\mathfrak{M}u}{W'h_0}\left\{2{,}3\frac{h_0}{h_0 - h_n}\,log\,\frac{h_0}{h_n} - \frac{3}{8} + \frac{1}{2}\frac{a}{b} - \frac{h_0}{h_n}\left(\frac{3}{8} - \frac{1}{4}\frac{u}{b}\right)\right\} = \frac{100{,}8\ 150}{60\ 95}\left\{2{,}3\ \frac{95}{30}\ \ 0{,}165\right.$$

$$\left. - \frac{3}{8} + \frac{150}{920} - \frac{95}{65}\ \ 0{,}294\right\}; \qquad s' = 1{,}485 \text{ t/qcm.}$$

Die Annäherungsgleichung Nr. 289 liefert: $s' = 1{,}564$ t/qcm. Der Einflufs der verwindenden Momente ist also im vorliegenden Falle ganz erheblich, denn während die in den Anschlufsstellen der Schwellenträger wirkenden Drücke von je 16,03 Tonnen an diesen Stellen eine Biegungsspannung von 0,556 t/qcm erzeugen, bedingen die an eben denselben Stellen auftretenden, den Verwindungsmomenten von je 100,8 cmt entsprechenden Horizontalkräfte von je $\frac{100{,}8}{95} = 1{,}14$ Tonnen eine solche von 1,485 Tonnen. Es ist deshalb bei beweglicher Auflagerung der Zwischenträger nicht zu empfehlen, die Stützpunkte so weit entfernt von den Querträgern, wie hier geschehen, anzuordnen. Die den beiden Momenten entsprechende Gesamtspannung hat den hohen Wert:

$$s + s' = 0{,}556 + 1{,}485 = 2{,}041 \text{ t/qcm.}$$

Was endlich die quer zur Wand in den abgeschrägten Teilen des Querträgers thätigen Schubspannungen anlangt, so betragen diese an den Trägerenden in der Schwerlinie des Trägers

gemäfs der Gleichung Nr. 291 a, da $tan\,\alpha = 0{,}188$; $tan\,\alpha_1 = 0$; $cos\,\beta = 0{,}995$; $\delta = 1$ cm:

$$\tau = -\frac{\mathfrak{M}}{h_n^2}(tan\,\alpha + tan\,\alpha_1)\frac{cos\,\beta}{\delta} = -\frac{100{,}8}{65^2}0{,}188\ 0{,}995 = -0{,}004\ \text{t/qcm}.$$

Die Querspannungen in der Trägerwand sind also nur unbedeutende.

Wenn der Querträger eine gegliederte Wand besitzt, ergeben sich die durch die Verwindungsmomente hervorgerufenen Biegungsspannungen gröfser, als im vorstehenden berechnet, indem die Gitterstäbe einer Verbiegung quer zur Trägerwand nur einen unbedeutenden Widerstand entgegensetzen. Zur Sicherheit wird man letzteren ganz vernachlässigen und für das an den Trägerenden bei fester Verbindung mit den Hauptträgern auftretende Einspannungsmoment nur den halben Wert desjenigen bei unwandelbarer Einspannung setzen.

Hiernach ergiebt sich das Einspannungsmoment eines gegliederten Querträgers mit geraden parallelen Gurtungen, dessen Belastungen und Hauptabmessungen mit denen des vollwandigen Trägers, Fig. 439, übereinstimmen, zu:

$$M' = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{u}{b}\right)uH = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{u}{b}\right)\frac{u}{h_0}\mathfrak{M}.$$

Ferner hat man für die dem Verwindungsmomente $\mathfrak{M}$ entsprechende Biegungsspannung der Trägergurtung im Abstande u vom Trägerende, sofern W' das Widerstandsmoment eines Gurtungsquerschnittes, bezogen auf die senkrechte Schwerachse, bezeichnet:

$$s' = \frac{1}{W'}\left\{Hu - \frac{1}{2}\left(1 - \frac{u}{b}\right)Hu\right\}$$

oder abgekürzt:

292 $$s' = \frac{1}{2}\frac{Hu}{W'}\left(1 + \frac{u}{b}\right) = \frac{1}{2}\frac{\mathfrak{M}}{W'}\frac{u}{h_0}\left(1 + \frac{u}{b}\right)$$

Für die den Belastungs- und Verwindungsmomenten entsprechende gröfste Gesamtspannung findet man leicht auf Grund der Gleichung Nr. 283, da $\mathfrak{M} = \frac{3Q}{a_1}(a - v - w - r)r$:

293 $$s + s' = \frac{2u}{W}G + 3\frac{u}{a_1}\frac{Q}{W}(a - v - w - r)\left\{1 + \frac{1}{2}\frac{r}{h_0}\left(1 + \frac{u}{b}\right)\frac{W}{W'}\right\}$$

In ähnlicher Weise findet man ohne Schwierigkeit die für die Gurtspannungen des gegliederten Querträgers sonst noch in Frage kommenden Gleichungen aus den entsprechenden des vollwandigen Trägers.

§. 83.

Fahrbahngerippe der schiefen Balkenbrücken.

Je nach dem der Überkreuzungswinkel der Längenachse des Überbaues und der Pfeilerachse — der sogen. Übergangswinkel — mit dem Rechten mehr oder weniger übereinstimmt, sind die baulichen Abweichungen des schiefen Überbaues von dem geraden kleinere oder gröfsere. Ganz so wie beim geraden Überbau kann man die Anordnung treffen, wenn der Übergangswinkel nur wenige Grade vom Rechten abweicht. Die Schildmauern der Landpfeiler sind alsdann im Grundrifs entsprechend dem rechtwinkligen Schlusse des Überbaues anzuordnen und hat man den Hauptträgern gemäfs ihrem Abstande und der Schiefe der Brücke eine gröfsere Stützweite zu geben. Bezeichnet (Fig. 445)

Δl das jedem Hauptträger zum rechtwinkligen Schlusse des Überbaues hinzuzufügende Stück, in Metern;

α den Überkreuzungswinkel der Achsen;

b den Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte, in Metern, so folgt:

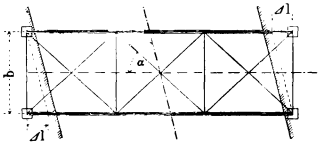
294 $$\Delta l = b \cot an \alpha.$$

Wenn im vorliegenden Falle mehr als zwei Hauptträger vorhanden sind, vereinigt man je nach der Schiefe und dem Trägerabstande je zwei oder mehrere Hauptträger zu einer von einer Schildmauer umschlossenen Gruppe.

Bei kleinem Übergangswinkel ist das vorstehende Verfahren nicht mehr anwendbar, indem es einen erheblichen Kostenzuwachs durch den Mehraufwand an Eisen für die Hauptträger und an Mauerwerk für die Landpfeiler veranlassen würde.

Besondere Vorkehrungen sind bei schiefen Eisenbahnbrücken hinsichtlich der Auflagerung der Fahrschienen an den Landpfeilern zu treffen. Ruhen die Schienen auf Querschwellen, so läfst man entweder die Schwellen von der Schildmauer ab nach beiden Seiten aus der schiefen in die rechtwinklige Lage allmälig übergehen (Taf. XLIV, Fig. 446 u. 447) oder legt alle Querschwellen rechtwinklig zur Gleisachse. Mit ersterer Anordnung ist für das Gleis der anschliefsenden Strecke der Übelstand verbunden, dafs die Spurweite über den schief liegenden Querschwellen nicht vollständig gesichert erscheint. Man hat deshalb vielfach an die Unterseite der Querschwellen eine Langschwelle gebolzt, jedoch wird hierdurch die Entwässerung des Gleises erschwert, indem sich die Bettung unter der Langschwelle bald so fest fährt, dafs sie wasserundurchlässig wird.

Fig. 445.



Will man die rechtwinklige Lage der Querschwellen in den dreieckförmigen Zwickeln des Überbaues beibehalten, so empfiehlt es sich, denselben im Grundrifs so abzuschliefsen, dafs die Schwellen nur auf dem eisernen Tragwerke des Überbaues ruhen (Taf. XLIV, Fig. 448). Weniger zweckmäfsig ist es, die Querschwellen einerseits auf die Haupt- oder Zwischenträger, anderseits auf die Schildmauer oder die Gleisbettung zu lagern (Taf. XLIV, Fig. 449).

Im letzteren Falle hat man, um die gegenseitige Lage der Schwellen zu sichern, gegen die Unterseite derselben zwei Langschwellen gebolzt, von denen die eine längs der Schildmauer, die andere parallel zur Gleisachse liegt. Über die hierdurch gestörte Entwässerung des Gleises gilt das vorhin Gesagte.

Beim Langschwellenoberbau werden gewöhnlich nur die Fahrschienen über die Brücke geführt, während die Langschwellen an den Landpfeilern aufhören. Man stützt dieselben hier entweder auf eine Schwelle, welche auf oder parallel neben der Schildmauer liegt (Taf. XLIV, Fig. 450), oder lagert sie in gufseiserne, auf letzterer Mauer befestigte Schuhe (Taf. XLV, Fig. 451).

Um schief gelagerte Querschwellen auf dem Überbau zu vermeiden, hat man auch die Fahrschienen innerhalb der dreieckförmigen Abschlüsse der Fahrbahn durch Zwischenträger unter Einschaltung von Unterlagsplatten gestützt, während im übrigen gewöhnlich angeordnete Querschwellen zur Auflagerung dienen (Taf. XLIV, Fig. 450).

Die Gestaltung des eisernen Tragwerkes in den schiefen Endabschlüssen der Brücke anlangend, so hängt dieselbe, aufser von der Gröfse des Übergangswinkels, wesentlich von der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern ab. Wir wollen daher von letzterem Gesichtspunkte aus die hauptsächlichsten der getroffenen Einrichtungen näher besprechen.

I. Die Fahrbahn liegt auf den Hauptträgern.

Vielfach erfolgt die Auflagerung der Hauptträger parallel zu den Laibungsflächen der Pfeiler, welche die zu überbrückende Öffnung einschliefsen. Für die Stützweite der Hauptträger hat man dem entsprechend, wenn bezeichnet (Fig. 452):

Fig. 452.

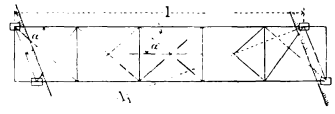


Fig. 452a.

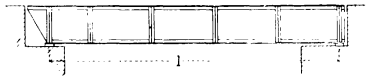
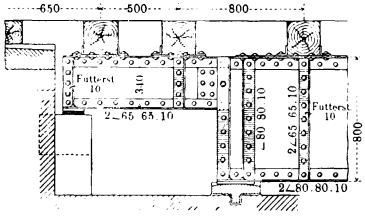


Fig. 453.



α den Winkel, welchen die Längenachse des Überbaues mit der Laibungsfläche der Pfeilers bildet;

l_1 den rechtwinkligen Abstand der beiden Lager eines Hauptträgers, in Metern;

l die gesuchte Stützweite, in Metern:

295
$$l = \frac{l_1}{\sin \alpha}$$

Will man die Querschwellen des Eisenbahngleises bei vorstehender Auflagerungsart der Hauptträger rechtwinklig anordnen und dabei nur auf Eisen stützen, so kann man dieses bei geringer Schiefe des Überbaues durch einen auskragenden Ansatz des Hauptträgers, Fig. 452a, und bei gröfserer Schiefe durch einen besonderen Träger erreichen, welcher mit dem einen Ende auf dem Landpfeiler und mit dem anderen auf dem Hauptträger ruht, Fig. 453. Der hierdurch bedingte Eisenaufwand ist erheblich kleiner als derjenige bei einer Vergröfserung der Stützweite der Hauptträger um die gleiche Länge, indem das Gewicht der Hauptträger mit dem Quadrate der Stützweite wächst.

Zur Herstellung der erforderlichen Quersteifigkeit versieht man den Überbau an den Enden mit schiefen, im übrigen aber mit rechtwinklig angeordneten Querversteifungen.

II. Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern.

Wir wollen hier die beiden Fälle unterscheiden, in welchen das Fahrbahngerippe nur aus Querträgern, bezw. aus Quer- und Zwischenträgern besteht.

1. Es sind nur Querträger vorhanden, welche das Gleis oder die Brückentafel unmittelbar stützen. Die hauptsächlichsten der getroffenen Anordnungen sind hier folgende:

a) Sämtliche Querträger sind parallel zur Schiefe der Brücke gelegt. Ein Beispiel dieser Art ist die Sandbrücke in Hamburg (Taf. XXXI, Fig. 250a). Der Anschlufs der Quer-

träger an die Hauptträger machte im vorliegenden Falle keine grofse Schwierigkeiten, indem der Winkel der Schiefe 86° 40′ 35″ beträgt, also vom Rechten nicht viel abweicht.

b) Die Querträger gehen an den Enden der Brücke aus der rechtwinkligen Lage allmählich in die schiefe über. Vorstehende, bei der Unterführung der Schöneberger Uferstrafse am Bahnhofe Berlin der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn getroffene Anordnung, Taf. XLV, Fig. 454, empfiehlt sich nur bei vollwandigen Hauptträgern, weil man bei diesen freie Wahl in der Lage der Querträgeranschlüsse hat.

c) Die Hauptträger sind an den Enden durch schiefe Endquerträger verbunden, alle übrigen Querträger liegen rechtwinklig zur Längenachse der Brücke, Taf. XLV, Fig. 455. Von letzteren schliefsen sich die innerhalb der dreieckförmigen Zwickel des Überbaues liegenden Querträger einerseits an den Haupt-, anderseits an den schiefen Endquerträger. Ist nun der Übergangswinkel vom Rechten nur wenig verschieden, so gestalten sich die Anschlüsse an die schiefen Endquerträger sehr spitzwinklig und damit schwierig für die Ausführung.

Besondere Mafsregeln kommen für die Queraussteifung des Überbaues in Betracht, wenn bei breiter Fahrbahn der Übergangswinkel ein sehr spitzer ist, indem alsdann nur wenige der Querträger an beide Hauptträger angeschlossen werden können und obere Querverbindungen, genügende Höhe der Hauptträger vorausgesetzt, nur in beschränkter Zahl möglich sind. Zur Sicherung gegen Umkanten empfiehlt es sich im vorliegenden Falle, den Hauptträgern eine möglichst grofse Breite zu geben. Bei der Überführung der Boylston-Strafse in Boston über die Boston- und Albany-Eisenbahn, welche einen Übergangswinkel von rund 20° 1′ besitzt, sind zu dem Ende zu jeder Seite der Fahrbahn zwei gegeneinander abgesteifte Hauptträger in 1,829 m (6′ engl.) Abstand angebracht (Taf. XLVI, Fig. 456).

2. Das Fahrbahngerippe besteht aus Quer- und Zwischenträgern.

Beim Vorhandensein von Quer- und Zwischenträgern hat man gewöhnlich den Überbau an den Enden durch schiefe Endquerträger geschlossen oder die zu Anfang und Ende der Fahrbahn befindlichen Quer- bezw. Zwischenträger auf den Landpfeilern in besondere Schuhe gelagert. Hiernach kann man folgende Anordnungen unterscheiden:

a) Die Hauptträger sind an den Auflagern durch schiefe Endquerträger verbunden. An letztere schliefsen sich je nach der Gröfse des Übergangswinkels und der Anordnung des Bahngerippes die Zwischenträger (Taf. XLIV, Fig. 446; Taf. XLVI, Fig. 457) oder die Querträger, soweit sie über den Pfeilern liegen (Taf. XLIV, Fig. 449), oder endlich bei eng liegenden Zwischenträgern, wie sie bei Brückentafeln aus Buckelplatten oder Tonnenblechen u. s. w. vorkommen, die Querträger und einige der Zwischenträger (Taf. XLVI, Fig. 458). Die Zwickel, welche bei den vorstehenden Anordnungen in der Brückentafel an den schiefen Endquerträgern entstehen, deckt man durch dreieckige oder trapezförmige Buckelplatten (Taf. XLVI, Fig. 457), oder durch Blechplatten (Taf. XLVI, Fig. 458), oder durch Wellblech ab.

Wenn der schiefe Endquerträger eine grofse Länge erhält, stützt man ihn auf einen oder mehrere Auflagerschuhe, um an Eisen zu sparen (Taf. XLIV, Fig. 449; Taf. XLVI, Fig. 458). Selbstverständlich hat die Auflagerung so zu erfolgen, dafs der Endquerträger am beweglichen Ende des Überbaues an den Bewegungen der Hauptträger teilnehmen kann.

b) Zur Vermeidung der schiefen Anschlüsse der Quer- bezw. Zwischenträger, welche der vorstehenden Bauweise anhaften, hat man die über den Pfeilern liegenden Querträger an

dem einen Ende durch das Pfeilermauerwerk, an dem andern durch den einen Hauptträger gestützt. Beispiele dieser Art sind die eingleisigen, in Kurven liegenden Unterführungen der Gotha-Leinefelder-Eisenbahn unter die Bahn Nordhausen-Wetzlar (Taf. XLVI, Fig. 459), sowie der Eisenbahn Halle-Kassel unter die Bahn Berlin-Blankenheim am Bahnhofe Blankenheim (Taf. XLV, Fig. 451).

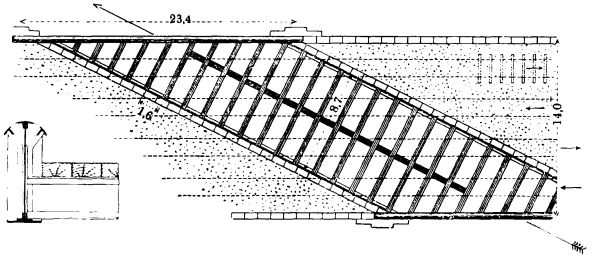
Die erstere besitzt zwei Öffnungen, je 8 m rechtwinkliger und 15,13 m schiefwinkliger lichter Weite, welche Längen einem Übergangswinkel von 31° 55′ 53″ entsprechen. Das Gleis wird durch hölzerne, rechtwinklig zu den Zwischenträgern liegende Querschwellen unterstützt, von denen je eine auf den Schildmauern der Landpfeiler, die übrigen auf Zwischenträgern ruhen, welche als Blechträger ausgebildet und in 1930 mm Abstand voneinander an die Querträger genietet sind.

Die Unterführung am Blankenheimer Bahnhofe (Taf. XLV, Fig. 451) hat einen erheblich kleineren Übergangswinkel als das eben betrachtete Bauwerk. Derselbe beträgt nur 19° und dem entsprechend die lichte Weite der Öffnung in Richtung der Bogensehne 24,6 m bei 8 m rechtwinkliger Weite. Die Fahrschienen ruhen auf den mit Unterlagsplatten versehenen Zwischenträgern und sind an den Enden des Überbaues in gufseiserne, auf den Schildmauern der Landpfeiler befestigte Stühle gelagert, welche gleichzeitig die Langschwellen des Oberbaues der angrenzenden Strecke aufnehmen.

Da die Hauptträger um 14,6 m gegeneinander verschoben liegen und deshalb nur teilweise durch die Querträger gegeneinander abgesteift werden konnten, hat man den Endvertikalen ein breites Auflager gegeben und dieselben in der Höhe beschränkt.

Ein drittes Beispiel bildet eine zweigleisige, mit Buckelplatten abgedeckte Eisenbahnüberführung des Bahnhofes Erfurt (Taf. XLVII, Fig. 460). Entsprechend der Schiefe sind die Endquerträger in ihrer Länge so bestimmt, dafs sie einer Buckelplatte Platz bieten, während die übrigen Querträger zwei nebeneinander liegende Reihen solcher Platten stützen. Die Schildmauern der Landpfeiler folgen im Grundrifs den Endquer- und Zwischenträgern und sind oben mit je einem Flacheisen von 150 . 13 mm gesäumt. Auf dieses stützt sich ein ebenfalls 13 mm dickes, mit der Brückentafel vernietetes Flacheisen, welches den Zweck hat, den zwischen den abschliefsenden Buckelplatten und der Schildmauer verbleibenden Zwischenraum zu überdecken.

Fig. 461.



Unterführung der französischen Westbahn über die Strafse von Paris nach Argenteuil bei Clichy. 1 : 500.

c) Von den Querträgern, welche sämtlich rechtwinklig zur Längenachse des Überbaues liegen, schliefsen sich die Endquerträger einerseits an das Ende des einen Hauptträgers, anderseits an den gegenüber liegenden Knotenpunkt des zweiten Hauptträgers, bezw. an die Wand bei vollwandigen Trägern. Die Zwischenträger der schiefen Endfelder sind in ihren Längen gemäfs der Schiefe bemessen oder rechtwinklig abgeschlossen (Taf. XLIV, Fig. 448), in welchem Falle die rechtwinklige Lage der Querschwellen auch in den Endfeldern beibehalten werden kann. Ihre Auflagerung erfolgt in der Regel auf dem Landpfeiler und dem zunächst

gelegenen Querträger, ausnahmsweise auch bei geringer Schiefe des Überbaues am Querträger allein, so dafs sie wie Kragträger wirken. Zur Erzielung der erforderlichen Quersteifigkeit verbindet man die in Rede stehenden Zwischenträger meistens unter sich und mit den Hauptträgern durch Streben.

Mit der vorstehenden Bauweise ist der Vorteil verbunden, dafs schiefe Anschlüsse, abgesehen von den schräg liegenden Streben, welche die äufseren Zwischenträger gegen die Hauptträger absteifen, nicht vorkommen.

d) Wenn die Breite des Überbaues zu seiner Spannweite sehr grofs und genügende Bauhöhe vorhanden ist, hat man auch die Fahrbahn auf rechtwinklig zu den Wangenmauern der Brücke angeordnete Träger gelegt. Von diesen stützen sich die den dreieckförmigen Zwickeln angehörigen auf einen der beiden äufseren Hauptträger und den einen Landpfeiler, während die andern auf beiden Landpfeilern ruhen, Fig. 461 (a. v. S.).

Einzelheiten der schiefen Anschlüsse.

Die Form der spitzwinkligen Anschlüsse hängt wesentlich davon ab, ob man die Wand des schief anzuschliefsenden Trägers gerade läfst oder an den Enden so weit umbiegt, dafs sie zur Anschlufsfläche rechtwinklig steht.

Bei gerader Wand führt man die Verbindung durch schiefwinklige Winkeleisen (Fig. 462) aus oder durch Blechstreifen, welche ein- oder zweimal geknickt sind (Fig. 463).

Fig. 462.

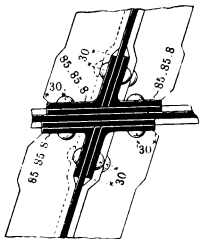
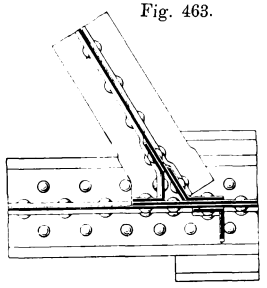
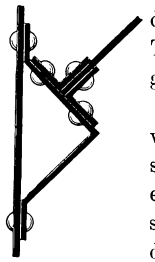


Fig. 463.



Unterführung der Strafse Alt-Moabit.
Berliner Stadtbahn, 1 : 15.

Fig. 464.



Ausnahmsweise hat man auch zwischen die zu verbindenden Träger einen dreifach geknickten Blechstreifen eingeschaltet, welcher dem anzuschliefsenden Träger eine rechtwinklige Anschlufsfläche bietet, so dafs die Verbindung mit gewöhnlichen Winkeleisen möglich wird (Fig. 464). Als Nachteil dieser Ausführungsweise ist anzuführen, dafs in den Anschlüssen verhältnismäfsig grofse Biegungsmomente auftreten und zwischen der Trägerwand und dem daran liegenden Blechstreifen ein schwer zu überwachender und in Anstrich zu haltender Hohlraum entsteht. Letzterer Übelstand ist auch bei dem zweifach geknickten Blechstreifen vorhanden.

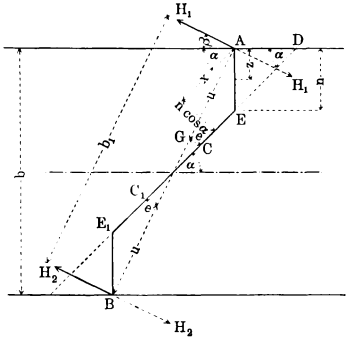
Die schiefwinkligen Winkeleisen stellt man meistens in der Weise her, dafs man gewöhnliche Winkeleisen der in Frage kommenden Abmessungen im rotglühenden Zustande in Gesenke presst, deren Höhlung der Form des vorgeschriebenen Winkeleisens gleichkommt. Das Walzverfahren empfiehlt sich nur bei grofsem Bedarfe ein und desselben schiefen Kalibers, indem die Anfertigung der zugehörigen Walzen grofse Kosten verursacht.

Zweifach geknickte Blechstreifen (Fig. 463) wendet man bei sehr spitzwinkligen Anschlüssen an, um die Nietarbeit regelrecht ausführen zu können.

Was die zweite Art der Ausführung des schiefen Anschlusses anlangt, so biegt oder knickt man die Wand sowie die Gurtungswinkeleisen, je nach der Gröfse des vorgeschriebenen Winkels und der Art des verwandten Materiales, im kalten oder warmen Zustande. Die Gurtungsplatten läfst man womöglich gerade, indem sie der Biegung nach der hohen Kante einen beträchtlichen Widerstand entgegensetzen.

Ein Vorteil der vorstehenden Verbindungsweise besteht darin, dafs sie sich auch bei sehr spitzem Übergangswinkel regelrecht ohne besondere Winkeleisen ausführen läfst; dagegen bedingt sie in den Anschlüssen Verwindungsmomente, welche unter Umständen die Beanspruchung des Trägers nicht unwesentlich erhöhen. Für einen schiefen Querträger, welcher nach Fig. 465 angeschlossen und im Punkte C durch einen Raddruck belastet ist, kann man annehmen, dafs an jedem Trägerende aufser dem Auflagerdrucke ein Kräftepaar thätig ist, welches in einer Ebene rechtwinklig zur Verbindungsgeraden AB der Schwerpunkte der Endquerschnitte des Trägers wirkt. Bezeichnen nun (Fig. 465):

Fig. 465.



α den Übergangswinkel;

b_1 die Länge des schiefen Querträgers zwischen den Punkten A und B, in Zentimetern;

h_0 den Schwerpunktsabstand der Gurtungen, in Zentimetern;

n den Abstand des Knickes E der Trägerwand von A, in Zentimetern;

Q den auf den Träger wirkenden Raddruck, in Tonnen;

$e = GC$ das Lot von C auf die Gerade AB, in Zentimetern;

$u = GA$ den Abstand des Fufspunktes G des Lotes CG von A, in Zentimetern;

$\pm H_1$ bezw. $\pm H_2$ das bei A, bezw. B in einer Ebene rechtwinklig zu AB thätige Kräftepaar, in Tonnen;

β den Winkel der Kräfte H_1 und H_2 mit der Längenachse des Überbaues;

M das auf einen beliebigen Querschnitt der Trägerteile AE oder EC in der Ebene der Blechwand wirkende Biegungsmoment, in Zentimetertonnen;

$\mathfrak{M}$ das für den Querschnitt in Frage kommende Verwindungsmoment, in Zentimetertonnen;

s_1, s' die dem Momente M, bezw. $\mathfrak{M}$ in dem Trägerquerschnitte entsprechende stärkste Biegungsspannung, in Tonnen für 1 qcm;

W das als unveränderlich angenommene Widerstandsmoment des Querträgers, bezogen auf die wagerechte Schwerachse, in cm³;

W' das Widerstandsmoment der oberen, bezw. unteren Hälfte des Trägerquerschnittes, bezogen auf die senkrechte Schwerachse, in cm³,

so hat man für die in A und B wirkenden Auflagerdrücke:

$$A = Q\frac{b_1 - u}{b_1}; \qquad B = Q\frac{u}{b_1};$$

ferner kann man für die Horizontalkräfte H_1 und H_2 setzen:

$$H_1 h_0 = Q\frac{b_1 - u}{b_1}e; \quad H_1 = Q\frac{b_1 - u}{b_1}\frac{e}{h_0} = A\frac{e}{h_0}; \quad H_2 = Q\frac{u}{b_1}\frac{e}{h_0} = B\frac{e}{h_0}.$$

Sehen wir von der Ausrundung des Trägers bei E ab, so ergiebt sich für einen Querschnitt des Trägerteiles AE, welcher um die Länge z von A absteht:

$$M = Az - H_1 h_0 \sin\beta = A(z - e\sin\beta).$$
$$\mathfrak{M} = H_1 h_0 \cos\beta = Ae\cos\beta.$$

Das Verwindungsmoment $\mathfrak{M}$ hat in dem gegebenen Querschnitte Abscherungs- und Biegungsspannungen zur Folge. Erstere sind im allgemeinen unbedeutend und können vernachlässigt werden (vergl. §. 82, S. 339), während letztere unter Umständen einen verhältnismäfsig grofsen Wert haben können. Wie früher erörtert (vergl. §. 82, S. 340), entspricht dem Momente $\mathfrak{M}$ in der oberen wie unteren Querschnittshälfte eine wagerechte Querkraft $\frac{\mathfrak{M}}{h_0}$, welche als im Gurtungsschwerpunkte angreifend angenommen werden kann. In wagerechter Ebene wirkt daher auf jede Querschnittshälfte das Moment $\frac{\mathfrak{M}}{h_0} z$ und erzeugt die Biegungsspannung:

296 . . . . . $s' = \frac{\mathfrak{M}}{h_0}\frac{z}{W'} = \frac{A}{W'}\frac{e}{h_0} z\cos\beta.$

Zu dieser Spannung, welche auf der einen Seite der Gurtung eine Zug-, auf der anderen eine Druckspannung ist, tritt noch die von dem Momente M hervorgerufene Inanspruchnahme

$$s_1 = \frac{M}{W} = \frac{A}{W}(z - e\sin\beta),$$

so dafs die Gesamtspannung beträgt:

297 . . . . . $s_1 + s' = \frac{A}{W} z\left(1 - \frac{e}{z}\sin\beta \pm \frac{W}{W'}\frac{e}{h_0}\cos\beta\right).$

Meistens kann man ohne nennenswerten Fehler $\beta = 90 - \alpha$ setzen und hat dann

297 a . . . . . $s_1 + s' = \frac{A}{W} z\left(1 - \frac{e}{z}\cos\alpha \pm \frac{W}{W'}\frac{e}{h_0}\sin\alpha\right).$

In ähnlicher Weise erhält man für einen beliebigen Querschnitt des Trägerteiles CE, sofern mit x das Lot von A auf die Ebene des Querschnittes bezeichnet wird:

$$M = Ax + H_1 h_0\cos(\alpha+\beta) = Ax\left\{1 + \frac{e}{x}\cos(\alpha+\beta)\right\}.$$

$$\mathfrak{M} = An\cos\alpha - Ae\sin(\alpha+\beta) = A\left\{n\cos\alpha - e\sin(\alpha+\beta)\right\}.$$

Für die Biegungsspannung infolge des Verwindungsmomentes $\mathfrak{M}$ genügt es, zu schreiben:

298 . . . . . $s' = \frac{\mathfrak{M}}{h_0}\frac{x}{W'} = \frac{A}{W'}\frac{x}{h_0}\left\{n\cos\alpha - e\sin(\alpha+\beta)\right\}.$

Das Moment M hat die Spannung:

$$s_1 = \frac{Ax}{W}\left\{1 + \frac{e}{x}\cos(\alpha+\beta)\right\}$$

im Gefolge und ergiebt sich daher für die Gesamtspannung:

299 . . $s_1 + s' = \frac{A}{W} x\left[1 + \frac{e}{x}\cos(\alpha+\beta) \pm \frac{W}{W'}\frac{n}{h_0}\left(\cos\alpha - \frac{e}{n}\sin(\alpha+\beta)\right)\right].$

Führt man in vorstehende Gleichung für $\angle\,\beta$ den Annäherungswert $90 - \alpha$ ein, so ist das Ergebnis:

$$s_1 + s' = \frac{A}{W} x\left[1 \pm \frac{W}{W'}\frac{n}{h_0}\left(\cos\alpha - \frac{e}{n}\right)\right].$$

Im Querschnitte des Lastpunktes C ist die Gesamtspannung am gröfsten und ergiebt sich mit genügender Genauigkeit, wenn man $x = u$ setzt, zu:

300 . . . . . $s_1 + s' = \frac{A}{W} u \left[1 \pm \frac{W}{W'} \frac{n}{h_0} \left(\cos\alpha - \frac{e}{n}\right)\right]$.

Wenn aufser dem Raddrucke Q eine zweite Last $Q_1 \leqq Q$ auf den Querträger wirkt, welche von dem Auflager B den Abstand u und in Bezug auf die Gerade AB den Hebelarm $-e$ hat, so erzeugt Q_1 bei A einen Auflagerdruck $A_1 = \frac{Q_1 u}{b_1}$ und in einem beliebigen Querschnitte von CE die Momente:

$$M_1 = A_1 x \left\{1 - \frac{e}{x} \cos(\alpha + \beta)\right\}; \qquad \mathfrak{M}_1 = A_1 \left\{n \cos\alpha + e \sin(\alpha + \beta)\right\}$$

oder, wenn angenähert $\angle \beta = 90 - \alpha$ gesetzt wird:

$$M_1 = A_1 x; \qquad \mathfrak{M}_1 = A_1 (n \cos\alpha + e).$$

Beide Lasten haben daher zusammengenommen für den gegebenen Querschnitt die Momente im Gefolge:

$$M + M_1 = (A + A_1) x; \quad \mathfrak{M} + \mathfrak{M}_1 = (A + A_1) \left\{n \cos\alpha - \left(1 - \frac{2 A_1}{A + A_1}\right) e\right\}.$$

Diesen Momenten entsprechen in dem Querschnitte des Lastpunktes C die gröfste, bezw. kleinste Gesamtspannung:

301 . . . . $s_1 + s' = \frac{A + A_1}{W} u \left\{1 \pm \frac{W}{W'} \frac{n}{h_0} \left[\cos\alpha - \left(1 - \frac{2 A_1}{A + A_1}\right) \frac{e}{n}\right]\right\}$.

Für $Q_1 = 0$ geht vorstehender Ausdruck in den von Nr. 300 über.

Nietteilung der Gurtungen zwischen den Punkten A und C.

Die Schubspannungen, welche die Gurtungsniete des Querträgers zu übertragen haben, werden durch die in der Ebene der Blechwand und rechtwinklig dazu wirkenden Biegungsmomente erzeugt. Erstere Spannungen lassen sich nach §. 77 ermitteln, während letztere eine besondere Untersuchung erfordern. Bezeichnet (Fig. 466):

Fig. 466.

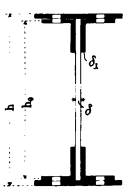
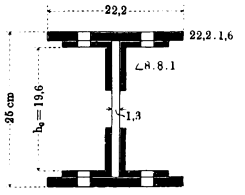


Fig. 467.



S' das statische Moment des Nutzquerschnittes eines Winkeleisens, bezogen auf die senkrechte Schwerachse des Trägers, in cm³;

J' das Trägheitsmoment der oberen oder unteren Gurtung, bezogen auf letztere Schwerachse, in cm⁴;

v_m die infolge des Verwindungsmomentes $\mathfrak{M}$ von den wagerechten Gurtungsnieten auf ein Winkeleisen zu übertragende Schubkraft, in Tonnen für 1 cm der Länge;

δ_1 die Schenkeldicke der Winkeleisen, in Zentimetern;

d den Nietdurchmesser, in Zentimetern;

s die zulässige Zugspannung, in Tonnen für 1 qcm;

t die den Momenten M und $\mathfrak{M}$ entsprechende Nietteilung, in Zentimetern,

so ergiebt sich auf Grund der Gleichung Nr. 231:

$$v_m = \frac{S'}{J'} \frac{\mathfrak{M}}{h_0},$$

indem das Verwindungsmoment in der oberen wie unteren Hälfte des Trägerquerschnittes die Querkraft $\frac{\mathfrak{M}}{h_0}$ erzeugt. Vorstehende Schubkraft ist auf der einen Seite des Gurtungsquerschnittes positiv, auf der andern negativ und setzt sich mit der von dem Momente M hervorgerufenen Schubkraft zusammen. Nach Gleichung Nr. 231 beträgt letztere für eine Gurtung:

$$v = \frac{S}{J} V = \frac{S}{J} A \text{ in Tonnen für 1 cm der Länge.}$$

Die wagerechten Gurtungsniete übertragen daher auf jedes der beiden Winkeleisen die Schubkraft

$$\frac{v}{2} = \frac{1}{2} \frac{S}{J} A \text{ für 1 cm der Länge,}$$

und folgt daher für die Gesamtschubkraft:

$$v_m + \frac{1}{2} v = \frac{S'}{J'} \frac{\mathfrak{M}}{h_0} + \frac{1}{2} \frac{S}{J} A.$$

Lassen wir auf die Lochwandungen der Niete den Druck $1{,}5\, s$ für 1 qcm zu, so erscheint für die gesuchte Nietteilung die Gleichung:

$$t \left(v_m + \frac{v}{2} \right) = 1{,}5\, d\, \delta_1 s,$$

mithin:

302 . . . . . $t = \dfrac{1{,}5\, d\, \delta_1 s}{\dfrac{S'}{J'} \dfrac{\mathfrak{M}}{h_0} + \dfrac{1}{2} \dfrac{S}{J} A}$.

In Rücksicht auf den Druck, welchen die Wandungen der Nietlöcher in der Blechwand auszuhalten haben, gilt für die Nietteilung nach Gleichung Nr. 233, da das Verwindungsmoment hier nicht in Frage kommt:

$$t = 1{,}5\, d\, \delta \frac{J}{S} \frac{s}{A}.$$

Gewöhnlich ist

$$\frac{S'}{J'} \frac{\mathfrak{M}}{h_0} < \frac{1}{2} \frac{S}{J} A$$

und daher letztere Gleichung für die Berechnung der Nietteilung maßgebend.

Beispiel 1. Wie groß ist die stärkste Beanspruchung der Endquerträger der Schöneberger-Ufer-Straßenunterführung am Potsdamer Bahnhofe in Berlin (Taf. XLV, Fig. 454), wenn angenommen wird, daß der Überbau mit Lokomotiven von 7,5 Tonnen Raddruck befahren wird?

Auf Grund der gemachten Angaben und der Zeichnungen auf Taf. XLV, Fig. 454, sowie der Fig. 467 (s. v. S.), deren eingeschriebene Maße auf Metermaß abgerundet sind, hat man:

$Q = 7{,}5$ Tonnen; $\angle \alpha = 53^0\, 48'$; $\cos \alpha = 0{,}59$; $b_1 = 421$; $u = 120$; $n = 9$; $e = 2{,}6$; $h_0 = 19{,}6$ cm; $W = 1114$; $W' = 150$ cm³ (in jeder Gurtung sind zwei Niete von 2 cm abgezogen).

Berücksichtigen wir das Eigengewicht des Querträgers, indem wir dem Auflagerdrucke bei A eine Kraft von 0,24 Tonnen hinzusetzen, so erhalten wir:

$$A = \frac{421 - 120}{421} \cdot 7{,}5 + 0{,}24 = 5{,}6 \text{ Tonnen;}$$

ferner gemäß der Gleichung Nr. 300:

$$s_1 + s' = \frac{A}{W} u \left[1 \pm \frac{W}{W'} \frac{n}{h_0} \left(\cos \alpha - \frac{e}{n} \right) \right] = \frac{5{,}6}{1114} \cdot 120 \left[1 \pm \frac{1114}{150} \cdot \frac{9}{19{,}6} \left(0{,}59 - \frac{2{,}6}{9} \right) \right] = 0{,}603\, (1 \pm 1{,}026).$$

Der größte Wert von $s + s'$ beträgt daher:

$s_1 + s' = 1{,}222$ Tonnen für 1 qcm oder rund 1220 kg für 1 qcm.

Für die Nietteilung der Gurtungen des Trägertheiles EC folgt, da:

$S' = 46$; $J' = 1663$; $S = 610$; $J = 13\,923$; $\mathfrak{M} = A(n\cos\alpha - e) = 5{,}6\,(9\,.\,0{,}59 - 2{,}6)$ $= 15{,}2$ cmt (abger.); $\frac{S'}{J'}\frac{\mathfrak{M}}{h_0} = \frac{46}{1663}\cdot\frac{15{,}2}{19{,}6} = 0{,}021$; $\frac{1}{2}\frac{S}{J}A = \frac{1}{2}\frac{610}{13\,923}\cdot 5{,}6 = 0{,}122$;

es ist mithin:

$$\frac{S_1}{J'}\frac{\mathfrak{M}}{h_0} < \frac{1}{2}\frac{S}{J}A$$

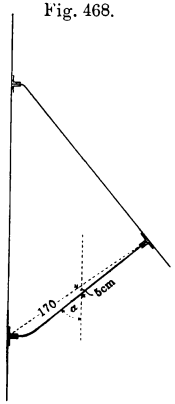
und gilt für die Nietteilung die Gleichung, wenn $s = 0{,}7$ Tonnen für 1 qcm:

$$t = 1{,}5\,d\,\delta\,\frac{J}{S}\frac{s}{A} = 1{,}5\,.\,2\,.\,1{,}3\cdot\frac{13\,923}{610}\cdot\frac{0{,}7}{5{,}6} = 11{,}1\text{ cm};$$

ausgeführt sind 9,4 cm.

Beispiel 2. Welche Abmessungen hat man dem Zwischenträger der Brückentafel einer Strafsenfahrbahn zu geben, wenn derselbe gemäfs Fig. 438 (vergl. Taf. XLVI, Fig. 458) zwischen einem schief- und einem rechtwinklig zur Längenachse des Überbaues gelegenen Querträger so befestigt werden soll, dafs er sich an den erst genannten Querträger kreisbogenförmig, an den letzteren in gewöhnlicher Weise schliefst? Der gröfste Raddruck betrage 5 Tonnen, das auf den Zwischenträger kommende Eigengewicht 0,8 Tonnen für 1 m und die zulässige Beanspruchung 0,7 Tonnen für 1 qcm; ferner sei: $\angle\alpha = 50^0\ 17'$, $\cos\alpha = 0{,}64$; $b_1 = 170$; $e = 5$; $n = 12$ cm.

Fig. 468.



Der Zwischenträger wird nahezu am stärksten beansprucht, wenn der gröfste Raddruck über seiner Mitte steht. Es ist alsdann $u = \frac{1}{2}b_1 = 85$ cm und ergiebt sich für den Auflagerdruck A, sofern man das Eigengewicht dadurch berücksichtigt, dafs man den Raddruck um $\frac{1}{2}\cdot 1{,}7\ .\ 0{,}8 = 0{,}68$ Tonnen vergröfsert:

$$A = \frac{5}{2} + \frac{1}{2}0{,}68 = 2{,}84 \text{ rund } 2.9 \text{ Tonnen.}$$

Da nun $s_1 + s' = 0{,}7$, so folgt aus der Gleichung Nr. 300:

$$0{,}7 = \frac{2{,}9}{W}\cdot 85\left[1 + \frac{W}{W'}\frac{12}{h_0}\left(0{,}64 - \frac{5}{12}\right)\right]; \qquad W = \frac{246{,}5}{0{,}7 - \frac{659{,}6}{h_0 W'}}.$$

Geben wir nun dem Träger eine 1 cm starke Blechwand und bilden den Ober- und Untergurt aus je 2 Winkeleisen von 8.8.1 cm, so können wir für das Widerstandsmoment W' mit ausreichender Genauigkeit setzen:

$$W' = \frac{1}{12}(17^3 + 7\,.\,3^3)\frac{2}{17} = 50,$$

daher:

$$W = \frac{246{,}5}{0{,}7 - \frac{13{,}19}{h_0}}.$$

Dieser Gleichung leistet der Träger bei 38 cm Genüge. Entsprechend dieser Höhe ist $h_0 = 29$ cm, ferner $W = 1005$, während die unmittelbare Ausrechnung des Widerstandsmomentes nach Abzug eines 2 cm starken Nietes in jedem Gurte den Wert $W = 1000$ in cm³ ergiebt. Die gröfste Beanspruchung erleidet der Zwischenträger, wenn der Raddruck den Abstand $u = 115{,}9$ cm von dem Querträger linker Hand hat. Dieselbe beträgt (in dem Quer-

schnitte unter dem Rade) 0,76 t/qcm und ergiebt sich aus der Gleichung Nr. 300, wenn man $A = \frac{170 - u}{170} \cdot 5$; $W = 1000$; $W' = 50$; $e = (170 - u)\,\frac{1}{17}$ setzt und darauf die Gleichung auf den Gröfstwerth untersucht.

Für die Nietteilung der Gurtungen gilt, da $J = 19\,002$; $S = 593$:

$$t = 1{,}5 \,.\, 2 \,.\, 1 \cdot \frac{19\,002}{593} \cdot \frac{0{,}7}{2{,}9} = 23{,}2\,\text{cm},$$

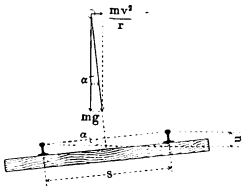
wofür wir in Rücksicht auf dichten Schlufs der Nietverbindung $5\,d = 10$ cm nehmen.

§. 84.

Fahrbahngerippe der Eisenbahnbrücken in der Kurve.

Bei den Fahrbahnen der Eisenbahnbrücken in der Kurve hat man der Überhöhung des äufseren Schienenstranges Rechnung zu tragen. Die Überhöhung wird auf Grund der Forderung berechnet, dafs für eine bestimmte Fahrgeschwindigkeit die Mittelkraft aus Zentrifugal- und Schwerkraft der Eisenbahnfahrzeuge rechtwinklig zur Querneigung des Gleises steht. Bezeichnet (Fig. 469):

Fig. 469.



s den Abstand der Fahrschienen von Mitte zu Mitte, in Metern;

u die Überhöhung der äufseren Schiene über die innere, in Metern;

r den mittleren Krümmungshalbmesser des Gleises, in Metern;

v, g die Fahrgeschwindigkeit, bezw. die Erdbeschleunigung, in Sekundenmetern;

m die Masse des Zuges für das laufende Meter;

α den Neigungswinkel, welchen das Gleis der Quere nach mit der Wagerechten bildet, so folgt unter der Voraussetzung der freien Beweglichkeit sämtlicher Achsen:

$$\frac{mv^2}{r} : mg = u : s \cos\alpha,$$

mithin, da $\cos\alpha$ wegen der Kleinheit des Winkels α angenähert gleich 1 gesetzt werden kann:

303 . . . . . $u = \frac{v^2 s}{rg} = \frac{v^2 s}{9{,}81\,r}$

oder, wenn man v in Kilometern für die Stunde und u in Millimeter ausdrückt:

304 . . . . . $u_{mm} = \frac{v^2 s}{127} \cdot \frac{1000}{r}$.

Abgekürzt kann man hierfür schreiben, sofern der Ausdruck $\frac{v^2 s}{127}$ durch den Beiwert ζ ersetzt wird:

304a . . . . . $u_{mm} = \zeta \cdot \frac{1000}{r}$.

Führt man eine mittlere Geschwindigkeit ein, so werden bei der gröfsten zulässigen Geschwindigkeit die äufseren Schienen, bei der kleinsten die inneren Schienen von den Spurkränzen hauptsächlich angegriffen. Es schadet aber weniger, wenn die inneren Schienen von den Spurkränzen getroffen werden, weil der Winkel, unter welchem das innere Hinterrad eines Eisenbahnfahrzeuges die innere Schiene trifft, viel kleiner ist als derjenige des äufseren Vorderrades zur äufseren Schiene; ferner ist das Aufsteigen des Spurkranzes auf die Schiene fast nur am äufseren Vorderrade möglich. Es empfiehlt sich daher, der Berechnung der

Überhöhung die gröfste zulässige Geschwindigkeit zu Grunde zu legen. Erfahrungsgemäfs kann man etwa annehmen:

$\zeta = 35$ bis 45 für Hauptbahnen mit flachen Krümmungen und sehr rasch fahrenden Zügen;
$\zeta = 30$ für Hauptbahnen mit schärferen Krümmungen, auf denen Schnellzüge nicht verkehren;
$\zeta = 25$ bis 20 für vollspurige Nebenbahnen;
$\zeta = 15$ für Bahnstrecken mit Krümmungen unter 150 m Halbmesser.

Hiernach hat man folgende Tabelle für die Überhöhung auf Bahnen mit Vollspur:

Beiwert $\zeta =$	45	40	35	30	25	20
$r =$ 300 m; $u =$	150	133	117	100	83	67
$r =$ 500 m; $u =$	90	80	70	60	50	40
$r =$ 1000 m; $u =$	45	40	35	30	25	20
$r =$ 2000 m; $u =$	23	20	18	15	—	—

Die Überhöhung pflegt man auf Hauptbahnen bei Halbmessern über 2000 bis 2500, auf Nebenbahnen bei solchen über 1000 m wegzulassen und eine Ermäfsigung der Überhöhung eintreten zu lassen in Einlaufskrümmungen zu Bahnhöfen, wo alle Züge halten.

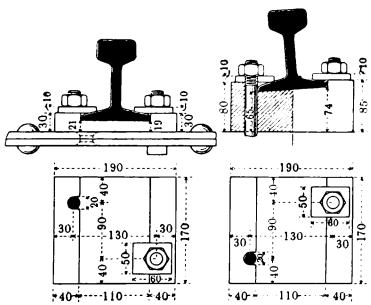
Ausführung der Überhöhung. Die hauptsächlichsten Anordnungen zur Herstellung der Überhöhungen sind die folgenden:

I. Man giebt der Fahrbahn die gewöhnliche Form und hebt nur die äufsere Schiene um das vorgeschriebene Mafs.

1. Querschwellenoberbau.

Bei geringer Überhöhung läfst man die Schienen verschieden tief in die (hölzernen) Querschwellen ein, bei gröfserer versieht man dagegen die Schienen mit verschieden dicken Unterlagsplatten oder lagert die äufsere Schiene auf besondere Stühle (Fig. 470) oder Holzklötze, welche mit den Querschwellen gut verbolzt und in dieselbe eingelassen sind.

Fig. 470.



Hannoversche Staatsbahn. 1 : 10.

2. Langschwellenoberbau.

Wenn die Langschwellen aus Holz bestehen und sich zwischen den Querträgern frei tragen, genügt es bei geringer Überhöhung, die Schwellen mit den Querträgern verschieden tief zu verkämmen; gröfsere Überhöhungen stellt man durch verschieden hohe Langschwellen her.

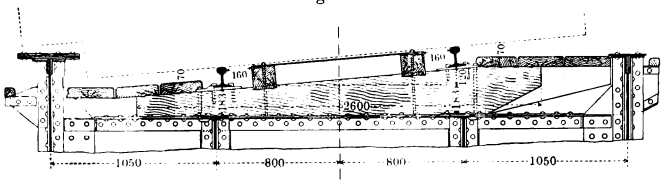
II. Die Fahrbahn wird um einen gewissen Winkel geneigt, die Hauptträger behalten jedoch ihre senkrechte Lage bei.

1. Querschwellenoberbau.

a) Man giebt den Schwellen keilförmige Gestalt (Fig. 471).
b) Man läfst in die Querschwelle an der Unterseite ein Sattelstück ein und verbolzt

es mit derselben. Zur Verhinderung der Verschiebung des Sattelstückes in der Längenrichtung der Querschwelle hat man auch beide Hölzer miteinander verdübelt oder verzahnt, welche Vorsichtsmafsregel jedoch entbehrlich erscheint (Taf. XLVII, Fig. 472).

Fig. 471.



c) Die Schwellenträger werden in verschiedener Höhe angeordnet. Um bei dieser Anordnung mit den äufseren Schwellenträgern unterhalb der oberen Gurtungswinkeleisen der Querträger zu bleiben, hat man zwischen den Querschwellen und den Schwellenträgern Polsterklötze eingeschaltet (Taf. XLVII, Fig. 473).

2. Langschwellenoberbau.

a) Im Fall sich die Langschwellen zwischen den Querträgern frei tragen, giebt man den Querträgern im ganzen oder nur in ihrer oberen Begrenzung eine geneigte Lage.

b) Beim Vorhandensein von Zwischenträgern erhalten diese eine verschiedene Höhenlage oder aufserdem noch die Langschwellen eine verschiedene Dicke.

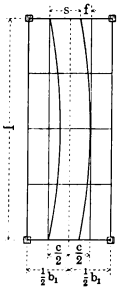
III. Der ganze Überbau wird der Quere nach geneigt (Taf. XLVII, Fig. 474).

Diese Anordnung ist nur für kleine Brücken zu empfehlen, da das Eigengewicht der überhängenden Teile des Überbaues bei gröfseren Brücken, namentlich wenn dieselben offen gebaut sind, höchst ungünstige Formänderungen und hierdurch starke Beanspruchungen in den Hauptträgern hervorrufen würde; auch ist das Aussehen einer derartig geneigten Brücke ein recht unvorteilhaftes.

Anordnung der Zwischenträger in der Kurve.

Den aufeinander folgenden Zwischenträgern eines Gleises in der Kurve giebt man bei Verwendung von Querschwellen entweder gleiche Abstände von der Längenachse des Überbaues (Taf. XLVII, Fig. 472), oder läfst die Zwischenträger der Gleiskurve staffelförmig folgen (Taf. XLVII, Fig. 475). Beim Langschwellenoberbau ordnet man die Zwischenträger in der Regel in gleichen Abständen von der Bogensehne des Gleises in dem zugehörigen Brückenfelde an und erhält daher schiefwinklige Anschlüsse der Zwischenträger an die Querträger (Taf. XLV, Fig. 451).

Fig. 476.



Damit die Fahrschienen bei gleich weit von der Längenachse des Überbaues entfernten Zwischenträgern nicht über die Wand derselben hinauszuliegen kommen, mufs man den zu einem Gleise gehörigen Zwischenträgern einen Abstand geben, welcher mindestens gleich ist der Entfernung von Mitte zu Mitte der Fahrschienen, vermehrt um die Pfeilhöhe des zu der Stützweite des Überbaues gehörigen Bogens. Zu dem so bestimmten Mafse wird man in Rücksicht auf Ausführungsfehler und elastisches Befahren der Querschwellen einige Zentimeter zusetzen. Bezeichnen (Fig. 476) in Metern:

l die Stützweite des Überbaues; r den mittleren Kurvenhalbmesser; f die Pfeilhöhe des Bogens der Sehnenlänge l; s den Abstand der Fahrschienen des Gleises,

von Mitte zu Mitte; c den erforderlichen Abstand der Zwischenträger eines Gleises,

so folgt, da mit ausreichender Genauigkeit $f = \frac{1}{8}\frac{l^2}{r}$ gesetzt werden kann:

305 . . . . . $c_{min} = s + \frac{1}{8}\frac{l^2}{r}$.

Für eine vollspurige Bahn ist im Mittel $s = 1{,}5$ m, daher:

305a . . . . . $c_{min} = 1{,}5 + \frac{1}{8}\frac{l^2}{r}$.

Wäre z. B., wie beim Thalübergange von Lengenfeld (Taf. XLVII, Fig. 472): $r = 400$, $l = 32{,}2$ m, so ergäbe sich:

$$c_{min} = 1{,}5 + \frac{1}{8}\frac{32{,}2^2}{400} = 1{,}824 \text{ m};$$

ausgeführt hat man $c = 2$ m.

Bei der staffelförmigen Anordnung haben die zu einem Gleise gehörigen Zwischenträger gleichen Abstand voneinander und sind in den aneinander grenzenden Brückenfeldern entsprechend der Gröfse des Krümmungshalbmessers und der Feldlänge im Grundrifs gegeneinander versetzt oder auch in einzelnen Feldern in gerader Linie aneinander geschlossen. In den mittleren Feldern des Überbaues ist letzteres Verfahren stets möglich, indem hier der Bogen von der Scheiteltangente nur um ein geringes abweicht. So sind z. B. die 4 m langen Schwellenträger des Überganges über das Mölkethal (Taf. XLVII, Fig. 475), welcher in einer Kurve von 450 m Halbmesser liegt und vier Öffnungen je 40 m Stützweite besitzt, in den vier mittleren Feldern jeder Öffnung geradlinig durchgehend angeordnet, in den zu beiden Seiten anschliefsenden drei äufseren Feldern jedoch um je 0,11 m gegeneinander versetzt. Der Abstand der Zwischenträger beträgt in allen Feldern 1,75 m.

Inanspruchnahme der Zwischen- und Querträger in der Kurve.

1. Die Zwischenträger des Gleises stehen gleich weit von der Längenachse des Überbaues ab (Taf. XLVII, Fig. 472a). Der Druck der Eisenbahnfahrzeuge auf die Zwischenträger hängt im vorliegenden Falle von der Lage des Durchgangspunktes der Mittelkraft aus Zentrifugal- und Schwerkraft in der durch die Schienenoberkanten des Gestänges bestimmten Gleisebene ab. Bezeichnet (Fig. 477):

Fig. 477a.

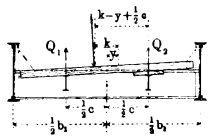
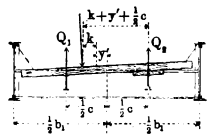


Fig. 477 b.



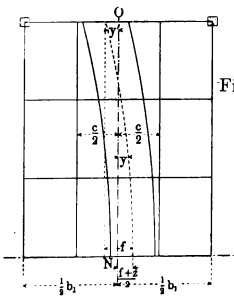


Fig. 477.

y die Ordinate eines beliebigen Punktes der Mittellinie des Gleises in Bezug auf die Längenachse NO des Überbaues als X-Achse, in Metern;

k den Abstand des genannten Durchgangspunktes von der Gleismitte, in Metern;

b_1 den Abstand der Hauptträger, von Mitte zu Mitte, in Metern;

Q den Druck eines Rades auf den Zwischenträger beim Vorhandensein eines geraden Gleises, in Tonnen;

Q_1, Q_2 den Druck der Räder einer Achse auf den inneren, bezw. äufseren Zwischenträger während der Fahrt, in Tonnen,

so ergiebt sich, wenn y von der Längenachse NO nach aufsen zu liegt (Fig. 477 u. 477 a):

$$Q_1 = \frac{2\,Q}{c}\left(k - y + \frac{c}{2}\right)$$

oder

306 . . . . . $Q_1 = \left(1 - 2\,\frac{y-k}{c}\right)Q; \quad Q_2 = \left(1 + 2\,\frac{y-k}{c}\right)Q.$

Wenn y nach der inneren Seite der Kurve zu liegt (Fig. 477 b), hat man:

$$Q_1 = \frac{2\,Q}{c}\left(k + y' + \frac{c}{2}\right)$$

oder

307 . . . . . $Q_1 = \left(1 + 2\,\frac{y'+k}{c}\right)Q; \quad Q_2 = \left(1 - 2\,\frac{y'+k}{c}\right)Q.$

Der innere Zwischenträger erhält nach Gleichung Nr. 307 den gröfsten Druck, wenn y' und k möglichst grofs sind, d. i., wenn der Zug sich am Anfang oder Ende des Überbaues befindet und mit geringer Geschwindigkeit fährt. Nehmen wir zur Sicherheit die Geschwindigkeit zu Null an und setzen angenähert die Höhe des Schwerpunktes der Lokomotive über Schienenoberkante gleich dem Abstande der Fahrschienen von Mitte zu Mitte $= s$, so wird $k = u$. Für y' genügt es, einen Mittelwert einzusetzen, den wir wie folgt bestimmen: Wir nehmen an, dafs die Breite des Querprofiles des Überbaues in Rücksicht auf die Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes um z Meter gegenüber dem Überbau in der Geraden zu vergröfsern ist und dass die nach dem Halbmesser r gekrümmte Mittellinie des Gleises im Scheitel um $y = \frac{1}{2}(f + z)$ und am Ende um $y' = \frac{1}{2}(f - z)$ von der Längenachse NO absteht. Als Mittelwert von y' können wir dem entsprechend setzen:

$$y' = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}(f - z) = \frac{1}{3}(f - z)$$

und erhalten somit für den Gröfstwert des Druckes auf den inneren Zwischenträger:

$$Q_{1\,max} = \left(1 + 2 \cdot \frac{\frac{1}{3}(f-z) + u}{c}\right)Q$$

oder:

308 . . . . . $Q_{1\,max} = \left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{f + 3\,u - z}{c}\right)Q.$

Auf den äufseren Zwischenträger wirkt gemäfs der Gleichung Nr. 306 der gröfste Druck, wenn y möglichst grofs und k möglichst klein ist, d. i., wenn der Zug den mittleren Teil der Brücke mit der gröfsten zulässigen Geschwindigkeit befährt; es ist alsdann $k = 0$ und der Mittelwert von

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}(f + z) = \frac{1}{3}(f + z),$$

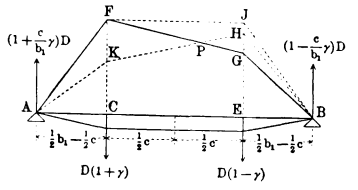
mithin:

309 . . . . . $Q_{2\,max} = \left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{f+z}{c}\right)Q.$

Wenn die Fahrbahn auf den Hauptträgern ruht, hat die Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes nur auf die Stellung des Geländers Einfluss und ist daher $z = 0$; bei der Fahrbahnlage zwischen den Hauptträgern wächst dagegen z, wie auf S. 10 näher auseinandergesetzt, bis zu einem gewissen Grade mit der Höhe der Hauptträger über Schienenoberkante.

Die Abmessungen der Zwischenträger in der Kurve bestimmt man nach §. 74 oder 75, indem man anstatt des Raddruckes Q den von $Q_{1\,max}$, bezw. $Q_{2\,max}$ in die Gleichungen für die gröfsten Momente und Querkräfte einführt. Der Einfachheit in der Ausführung wegen wird man den inneren und äufseren Zwischenträgern denselben Querschnitt geben, wenn die Werte von $Q_{1\,max}$ und $Q_{2\,max}$ nur wenig voneinander verschieden sind.

Fig. 478.



Inanspruchnahme der Querträger. Infolge der Raddrücke $Q_{1\,max}$ und $Q_{2\,max}$ wächst der von zwei aufeinander folgenden Zwischenträgern auf den Querträger übertragene Druck gegenüber demjenigen bei geradlinigem Gleise in dem Verhältnisse $\frac{Q_{1\,max}}{Q}$, bezw. $\frac{Q_{2\,max}}{Q}$. Ist nun der gröfste von der Betriebslast in der Anschlufsstelle zweier Zwischenträger erzeugte Druck bei geradem Gleise gleich D, so folgt für diesen Druck bei gekrümmtem Gleise:

$$D_1 = \left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{c}\right)D \text{ in der Anschlufsstelle der inneren Zwischenträger;}$$

$$D_2 = \left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + z}{c}\right)D \text{ in der Anschlufsstelle der äufseren Zwischenträger.}$$

Hinsichtlich der gröfsten, in den genannten Anschlufsstellen (C, E Fig. 478) auftretenden Biegungsmomenten ist zu bedenken, dafs, wenn die innere Anschlufsstelle C den Druck

$$\left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{c}\right)D$$

auszuhalten hat, die äufsere denjenigen von

$$\left(1 - \frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{c}\right)D$$

erhält; es folgt daher für den Auflagerdruck bei A, sofern die Bahn eingleisig ist und der Wert

$$\frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{c} = \gamma$$

gesetzt wird:

$$A = \frac{b_1 + c\gamma}{b_1}D = \left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{b_1}\right)D;$$

ferner hat man für das Biegungsmoment bei C:

310 . . . . . $M_C = \frac{b_1 - c}{2}\left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + 3u - z}{b_1}\right)D.$

Der besseren Übersicht wegen sind die gesamten, auf den Querträger bei vorstehender Belastung wirkenden Biegungsmomente in Fig. 478 durch den Linienzug $AFGB$ dargestellt. Der punktierte Linienzug $AKHB$ entspricht den Momenten, welche entstehen, wenn die äufseren Zwischenträger ihren gröfsten Druck auf den Querträger übertragen und dem gemäfs in E und C die Betriebslasten

$$D_2 = \left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + z}{c}\right)D = (1 + \gamma)D, \text{ bezw. } D_1 = \left(1 - \frac{2}{3}\frac{f + z}{c}\right)D = (1 - \gamma_1)D$$

thätig sind. Das zugehörige, in der Anschlufsstelle E wirksame Moment beträgt:

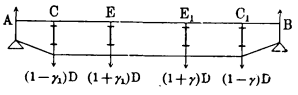
311 . . . . . $M_E = \frac{b_1 - c}{2}\left(1 + \frac{2}{3}\frac{f + z}{b_1}\right)D.$

Die Abmessungen des Querträgers sind so zu wählen, dafs die einzelnen Querschnitte mindestens die durch den umgrenzenden Linienzug $AFPHB$ bestimmten Biegungsmomente

übertragen können. Gewöhnlich wird man zur Vereinfachung der Ausführung anstatt der letzteren Umgrenzung die strichpunktirte $AFJB$ zu Grunde legen. Zu den so gefundenen Momenten kommen noch diejenigen infolge des Eigengewichtes. Dieselben sind in Fig. 478 unter AB abgetragen.

Wenn der in der Kurve liegende Überbau zweigleisig ist, genügt es im allgemeinen, die Querträger ebenso zu berechnen als läge der Überbau in der Geraden. Die denkbar ungünstigste Belastung hinsichtlich der Biegungsmomente tritt ein, wenn das innere Gleis CE von einem Güterzuge mit Schnellzugsgeschwindigkeit befahren wird, während auf dem äufseren Gleise C_1E_1 ein eben solcher Zug hält. Die alsdann in den einzelnen Anschlüssen wirkenden Betriebslasten sind in Fig. 479 zusammengestellt. Von dieser Annahme kann aber mit Fug und Recht abgesehen werden, da sie wahrscheinlich nie eintreffen wird und, wenn sie wirklich einmal statthätte, die Spannung im mittleren Teile des Querträgers bei einem Krümmungshalbmesser der Gleisachse von z. B. 500 m nur um etwa 6 v. H. gegenüber derjenigen erhöhen würde, welche die gleichmäfsige Belastung der Anschlufsstellen mit je D Tonnen erzeugte.

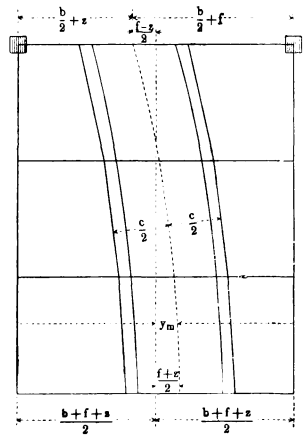
Fig. 479.



2. Die Zwischenträger folgen der gekrümmten Mittellinie des Gleises staffelförmig oder haben von der Bogensehne jedes Brückenfeldes gleichen Abstand.

a) Beanspruchung der Zwischenträger. Im vorliegenden Falle ist es zulässig, die Abweichungen der Gleisachse von den Mittellinien der zu dem Gleise gehörigen Zwischenträger zu vernachlässigen. Die gröfsten Raddrücke auf die inneren und äufseren Zwischenträger ergeben sich daher aus den Gleichungen Nr. 308 und 309, indem man $y = y' = 0$ setzt, mithin:

Fig. 480.



312 . . . . . $\begin{cases} Q_{1\,max} = \left(1 + \dfrac{2u}{c}\right) Q \\ Q_{2\,max} = Q. \end{cases}$

b) Beanspruchung der Querträger. Von den Querträgern sind die in der Mitte des Überbaues befindlichen den gröfsten Biegungsmomenten ausgesetzt, indem hier die Anschlüsse der inneren Zwischenträger den Mitten der Querträger am nächsten liegen. Setzen wir eine eingleisige Brücke voraus und führen wir für die veränderlichen Ordinaten der Gleisachse an den mittleren Querträgern den früher berechneten Wert $y_m = \frac{1}{3}(f + z)$ ein, so haben wir für das gröfste Biegungsmoment in den Anschlufsstellen C (Fig 481) der inneren Zwischenträger, wenn bezeichnen:

D den gröfsten der Betriebslast entsprechenden Druck in der Anschlufsstelle C oder E bei geradlinigem Gleise, in Tonnen;

A den der Anschlufsstelle C zunächst gelegenen Auflagerdruck des Querträgers, in Tonnen:

$$A = \left(1 + 2\,\frac{u - y_m}{b_1}\right) D; \quad M_C = \left(\frac{b_1}{2} + y_m - \frac{c}{2}\right) A$$

oder:

$$M_C = \frac{1}{2}\,(b_1 + 2\,y_m - c)\left(1 + 2\,\frac{u - y_m}{b_1}\right) D.$$

Schaltet man in vorstehende Gleichung den Wert

$$y_m = \frac{1}{3}\,(f + z)$$

ein, so ist das Ergebnis:

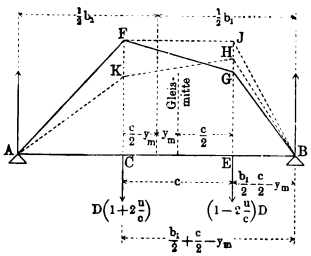
313 . . . . . $M_C = \frac{1}{2}\left(b_1 + \frac{2}{3}\,(f + z) - c\right)\left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{3\,u - f - z}{b_1}\right) D.$

Das gröfste Moment in der Anschlufsstelle E hat statt, wenn beide Anschlufsstellen mit je D Tonnen belastet sind; daher:

314 . . . . . $M_E = \frac{1}{2}\left(b_1 - \frac{2}{3}\,(f + z) - c\right)\left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{f + z}{b_1}\right) D.$

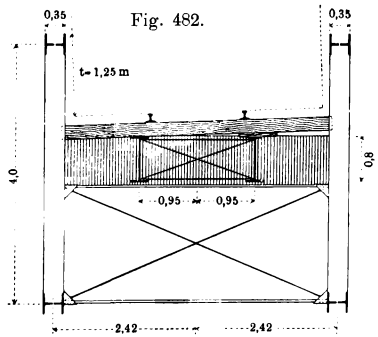
Der Vollständigkeit halber sind in den Linienzügen $AFGB$ und $AKHB$ (Fig. 481) die gleichzeitig mit M_C und M_E auftretenden Biegungsmomente dargestellt. Für die Ausführung wird es sich in der Regel empfehlen, den Linienzug $AFJB$, dessen Seite $FJ \parallel AB$ ist, als Momentenlinie anzusehen.

Fig. 481.



Beispiel. Es ist das Fahrbahngerippe eines eingleisigen, in einer Hauptbahn von 500 m Krümmungshalbmesser liegenden Überbaues von 32 m Stützweite zu entwerfen. Der Überbau hat acht Felder von je 4 m Länge und den in Fig. 482 dargestellten Querschnitt. Seine Hauptträger sind Fachwerkträger, deren gerade parallele Gurtungen einen Schwerpunktsabstand von 4 m haben. Das Gleis ruht auf hölzernen, 0,8 m voneinander entfernten Querschwellen, welche in jedem Brückenfelde von zwei Zwischenträgern getragen werden. Als Baustoff ist Flufseisen, als Betriebslast eine dreiachsige Lokomotive von 7 Tonnen Raddruck und 1,3 m Achsstand und als zulässige Beanspruchung die Spannung von 0,7 Tonnen für 1 qcm zu nehmen.

Fig. 482.



Dem vorstehenden zufolge hat man für die Überhöhung des Gleises, da der Krümmungshalbmesser $r = 500$ m ist, $u = 0{,}09$ m (vergl. die Tabelle auf S. 359); ferner ist die Pfeilhöhe der Mittellinie des Gleises

$$f = \frac{1}{8}\,\frac{l^2}{r} = \frac{1}{8} \cdot \frac{32^2}{500} = 0{,}256,$$

dafür 0,26 m. Den Zwischenträgern geben wir gleichen Abstand von der Längenachse des Überbaues und haben daher nach Gleichung Nr. 305 a:

$$c_{min} = 1{,}5 + \frac{1}{8} \cdot \frac{l^2}{r} = 1{,}5 + 0{,}26 = 1{,}76,$$

wofür wir aus praktischen Rücksichten $c = 1{,}9$ m setzen.

Wegen der Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes ist der Querschnitt des Überbaues zu verbreitern um: $z = \frac{u}{s} t$ (vergl. S. 10) $= \frac{0{,}09}{1{,}5} \; 1{,}25 = 0{,}075$, dafür 0,08 m. Der Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte würde bei geradem Gleise betragen: $b = 4 + 0{,}35 + 0{,}15 = 4{,}50$ m, worin für die Breite des Obergurtes 0,35 m und für den die Ausführungsfehler berücksichtigenden Zusatz zur Umgrenzung des lichten Bahnraumes 0,15 m genommen sind; nach Gleichung Nr. 3 ergiebt sich daher für den Abstand der Hauptträger des in Rede stehenden Überbaues, von Mitte zu Mitte:

$$b_1 = 4{,}50 + 0{,}26 + 0{,}08 = 4{,}84 \text{ m}.$$

Berechnung der Zwischenträger. Die gröfsten Raddrücke auf die inneren Zwischenträger betragen nach Gleichung Nr. 308:

$$Q_{1\,max} = \left(1 + \frac{2}{3} \frac{f + 3u - z}{c}\right) Q = \left(1 + \frac{2}{3} \; \frac{0{,}26 + 3 \; 0{,}09 - 0{,}08}{1{,}9}\right) Q = 1{,}16 \, Q.$$

Für die äufseren Zwischenträger hat man gemäfs Gleichung Nr. 309:

$$Q_{2\,max} = \left(1 + \frac{2}{3} \frac{f + z}{c}\right) Q = \left(1 + \frac{2}{3} \; \frac{0{,}26 + 0{,}08}{1{,}9}\right) Q = 1{,}12 \, Q.$$

Beide Zwischenträger stimmen in ihren Längenverhältnissen und den Abständen der Querschwellen mit den in Fig. 355 für ein gerades Gleis dargestellten und auf S. 259 bis 263 berechneten getrennten Schwellenträgern überein. Man findet daher die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte der inneren Zwischenträger bei derselben Auflagerungsweise, wenn man anstatt des Raddruckes Q den von 1,16 Q in die betreffenden Gleichungen einsetzt; für die äufseren Zwischenträger gilt entsprechend der Druck von 1,12 Q.

Das in der Mitte des äufseren Zwischenträgers infolge der Betriebslast auftretende gröfste Biegungsmoment hat nach Gleichung Nr. 188 den Wert:

$$M_3 = 170 \; 1{,}16 \, Q = 197{,}2 \, Q = 197{,}2 \; 7 = 1380 \text{ cmt}.$$

Hierzu kommen noch durch das Eigengewicht $M'_3 = 65$ cmt, so dafs das Gesamtmoment beträgt:

$$M = 1380 + 65 = 1445 \text{ cmt}.$$

Diesem Biegungsmomente entspricht bei der zulässigen Beanspruchung von 0,7 Tonnen für 1 qcm das Widerstandsmoment:

$$W = \frac{1445}{0{,}7} = 2064 \text{ in cm}^3.$$

In ähnlicher Weise findet man für den äufseren Zwischenträger:

$$M = 170 \; 1{,}12 \; 7 + 65 = 1398 \text{ cmt}; \quad W = \frac{1398}{0{,}7} = 1997 \text{ in cm}^3.$$

Die Widerstandsmomente der beiden Zwischenträger unterscheiden sich um ein so geringes, dafs es sich nicht lohnt, den Trägern einen verschiedenen Querschnitt zu geben; wir bestimmen daher den Querschnitt derselben auf Grund des Widerstandsmomentes $W = 2064$ und wählen die Trägerhöhe, da einschränkende Vorschriften nicht gemacht sind, möglichst gleich derjenigen, welche dem kleinsten Stoffaufwande entspricht. Letztere hat nach Gleichung Nr. 222 die Gröfse:

$$h = 1{,}95 \sqrt{M} = 1{,}95 \sqrt{1445} = 74 \text{ cm}.$$

In Rücksicht auf die Aussteifung des Obergurtes und die Vernietung mit 2 cm starken Nieten empfiehlt es sich, mit den Gurtungswinkeleisen nicht unter das Mafs von 6,5 6,5 1 cm

herabzugehen. Bei Verwendung dieser erreicht der Trägerquerschnitt bei $h = 72$ cm das vorgeschriebene Widerstandsmoment von 2064 (nach Abzug eines wagerechten Nietes von 2 cm im Ober- und Untergurte).

Nietteilung der Gurtungen. Die hier in Frage kommenden Querkräfte ergeben sich aus den auf S. 262 berechneten, indem man für die den Betriebslasten entsprechenden Querkräfte V_1, V_2 u. s. w. die Werte 1,16 V_1, 1,16 V_2 u. s. w. einführt und diesen die durch das Eigengewicht erzeugten Querkräfte zusetzt; so hat man z. B. für die Trägerenden:

$$1{,}16\ V_1 + V' = 1{,}16\ \ 12{,}08 + 0{,}63 = 14{,}6 \text{ Tonnen.}$$

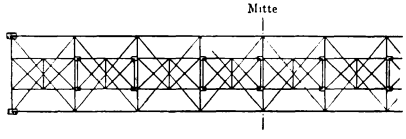
Für die zugehörige Nietteilung ergiebt sich nach Gleichung Nr. 233, da $d = 2$; $\delta = 1$ cm; $J = 74\,304$ cm^4; $S = 687$ cm^3; $s = 0{,}7$ Tonnen für 1 qcm:

$$t = 1{,}5\ \ 2\ \ \frac{74\,304}{687}\ \ \frac{0{,}7}{14{,}6} = 15{,}5 \text{ cm.}$$

Des dichten Schlusses der Nietverbindungen wegen wählen wir hierfür $t = 12$ cm.

Auflagerung der Zwischenträger und gegenseitige Aussteifung derselben. Um zu erreichen, dafs sich die Zwischenträger möglichst wie frei aufgelagerte Träger verhalten und dabei die Querträger gegeneinander in genügender Weise aussteifen, lagern wir die Zwischenträger gemäfs Fig. 482 a (vergl. Fig. 341 auf S. 253) auf. Die seitlich auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte nehmen wir durch einen Horizontalverband zwischen den Schwellenträgern jedes Feldes in Höhe der oberen Gurtungen derselben auf. Beim Fehlen dieses Verbandes würde jeder Schwellenträger bei seitlichen Drücken der Eisenbahnfahrzeuge eine wagerechte Ausbiegung für sich erleiden, wodurch seine Spannung einen wesentlichen Zuwachs erhielte.

Fig. 482 a.



Berechnung der Querträger. Gemäfs der Gleichung Nr. 310 wirkt auf die Anschlufsstelle der inneren Schwellenträger infolge der Betriebslast das gröfste Biegungsmoment:

$$M_C = \frac{b_1 - c}{2}\left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{f + 3u - z}{b_1}\right)D = \frac{4{,}84 - 1{,}90}{2}\ \ 1{,}16\ \ D = 1{,}705\,D$$

oder, da D nach Gleichung Nr. 257 den Wert

$$D = \frac{Q}{a}\,(3a - 2w - v) = \frac{7}{4}\,(3\ \ 4 - 2\ \ 1{,}3 - 0{,}4) = 15{,}75 \text{ Tonnen}$$

hat:

$$M_C = 1{,}705\ \ 15{,}75 = 26{,}85 \text{ mt} = 2685 \text{ cmt.}$$

Durch das Eigengewicht wird vorstehendes Moment um 215 cmt vergröfsert; so dafs für das gesamte Moment erscheint:

$$M_C + M_C = 2685 + 215 = 2900 \text{ cmt.}$$

Für die Anschlufsstelle der äufseren Zwischenträger ergiebt sich aus der Gleichung Nr. 311:

$$M_E = \frac{b_1 - c}{2}\left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{f + z}{b_1}\right)D = \frac{4{,}84 - 1{,}90}{2}\ \ 1{,}12\ \ 15{,}75 = 25{,}93 \text{ mt} = 2593 \text{ cmt;}$$

daher in Rücksicht auf das Eigengewicht:

$$M_E + M_E = 2593 + 215 = 2808 \text{ cmt.}$$

Die geringe Abweichung beider Momente läfst es als zulässig erscheinen, dafs gröfsere derselben den Abmessungen des Querträgers zu Grunde zu legen. Diesem Momente entspricht nach Gleichung Nr. 222 bei einer Blechwandstärke $\delta = 1$ cm die günstigste Trägerhöhe:

$$h = 1{,}95\sqrt{M} = 1{,}95\sqrt{2900} = 105 \text{ cm.}$$

Diese Höhe können wir nicht ganz zur Ausführung bringen, indem der Querträger, wenn man seine Gurtungen, wie es der Steifigkeit wegen wünschenswert ist, aus je zwei Winkeleisen von 9 . 9 . 1,1 cm herstellt, schon bei 95 cm Höhe ein Widerstandsmoment von 4179 in cm³ (vergl. die Tabellen von Böhm und John, S. 15) hat, während nur $\frac{2900}{0,7} = 4143$ erforderlich sind.

§. 85.

Günstigste Feldlänge des Fahrbahngerippes in Bezug auf den Eisenaufwand der Quer- und Zwischenträger.

Der Eisenaufwand für die Quer- und Zwischenträger hängt aufser von den Höhen dieser Träger, hauptsächlich von der Länge der Felder des Überbaues ab; man wird daher, wenn besondere Verhältnisse nicht vorliegen, die Feldlänge so wählen, dafs das Gesamtgewicht der genannten Träger ein Kleinstwert ist. Hierbei hat man nicht aufser acht zu lassen, dafs sich mit der Feldlänge auch das Gewicht der Hauptträger ändert, namentlich dann, wenn dieselben gegliederte sind, indem der Rauminhalt der Gitterwand wesentlich von der Neigung der einzelnen Stäbe abhängt. Auf das Gewicht der Gurtungen der Hauptträger ist dagegen die Feldlänge nur von geringem Einflusse. In der nachfolgenden Untersuchung soll auf die Hauptträger keine Rücksicht genommen werden und die Berechnung der günstigsten Felderteilung getrennt für Eisenbahn- und Strafsenbrücken erfolgen.

1. Günstigste Feldlänge für Eisenbahnbrücken.

a) Die Brücke ist eingleisig. Wir setzen in jedem Brückenfelde zwei Zwischenträger voraus, welche die Fahrschienen unter Vermittelung von Querschwellen oder unmittelbar tragen und bezeichnen mit:

a die Feldlänge, in Metern;
b, c den Abstand der Haupt-, bezw. Zwischenträger von Mitte zu Mitte, in Metern;
Q den Raddruck, in Tonnen;
M das gröfste Biegungsmoment für den Zwischen- bezw. Querträger, in Metertonnen;
p das auf den Zwischenträger kommende Eigengewicht der Fahrbahn und des Trägers selbst, in Tonnen für 1 m;
g, g_1 das metrische Gewicht eines Zwischen- bezw. Querträgers, in Kilogrammen;
s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen für 1 qm.

Auf Grund der vorstehenden Bezeichnungen ergiebt sich das metrische Gewicht eines Zwischenträgers aus der Gleichung Nr. 220 unter der allgemeinen Form:

315 . . . . . $g = A + \alpha h + \frac{\beta}{s}\frac{M}{h}$

oder, wenn man $h = \gamma a$ setzt und für die Raddrücke einen Belastungsgleichwert q, in Tonnen für 1 m, einführt, welcher das gleiche gröfste Biegungsmoment wie diese im Zwischenträger herbeiführt, also $\frac{1}{8}(p+q)a^2 = M$:

316 . . . . . $\begin{cases} g = A + \left(\alpha\gamma + \frac{1}{8}\frac{\beta}{\gamma}\frac{p+q}{s}\right)a \text{ oder abgekürzt:} \\ g = A + Ba. \end{cases}$

Der Wert A bezieht sich auf den Zuschlag zum Gurtungsquerschnitt infolge der Nietschwächung und auf etwaige Platten oder Winkeleisen zur Befestigung der Querschwellen. Derselbe schwankt zwischen 9 und 20, wenn man nur den Zuschlag für die Niete im Auge hat und ist im Mittel gleich 15 kg für 1 m.

Mit hinreichender Genauigkeit kann man ferner setzen: $\alpha = 66$;

$\beta = \frac{19\,340 + 17\,320}{2} = 18\,330$ für Träger mit unveränderlichem Querschnitt, und

$\beta = \frac{15\,440 + 13\,880}{2} = 14\,660$ bei veränderlichem Querschnitt; $p = 0{,}3$ Tonnen; $q = 0{,}85\,Q$ Tonnen für 1 m.

Das Pfeilverhältnis γ beträgt, je nach den Umständen, $\gamma = \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ und die zulässige Beanspruchung $s = 6000$ Tonnen für 1 qm bei Schweifseisen und $s = 7000$ Tonnen für 1 qm bei Flufseisen.

Für einen Zwischenträger aus Schweifseisen hat man z. B. bei unveränderlichem Querschnitt und dem Pfeilverhältnis $\gamma = \frac{1}{7}$:

$$g = 15 + \left[\frac{66}{7} + \frac{1}{8}\,\frac{18\,330}{6000} \cdot 7\,(0{,}3 + 0{,}85\,Q)\right] a = 15 + (10{,}2 + 2{,}27\,Q)\,a,$$

oder, wenn der Raddruck $Q = 7$ Tonnen ist:

$$g = 15 + 26{,}1\,a.$$

Würde man den Träger aus Flufseisen herstellen, so wäre, da $s = 7000$:

$$g = 15 + (10{,}1 + 1{,}95\,Q)\,a = 15 + 23{,}7\,a, \text{ wenn } Q = 7 \text{ Tonnen}.$$

Als untere und obere Grenzen ergeben sich für den Faktor B, welcher im vorliegenden Falle gleich 26,1, bezw. 23,7 ist, unter Einführung des Raddruckes $Q = 7$ Tonnen, die Werte:

$B = \frac{22{,}4}{30{,}4}$, durchschnittlich 26 für Schweifseisen,

$B = \frac{20{,}8}{27{,}0}$, durchschnittlich 24 für Flufseisen.

Das metrische Gewicht eines Querträgers ergiebt sich auf Grund der Gleichung Nr. 315 zu:

$$g_1 = A + \alpha_1 h + \frac{\beta}{s}\,\frac{M}{h}.$$

Setzen wir nun $h = \gamma b$ und bezeichnen den Druck in der Anschlufsstelle zweier aufeinander folgender Zwischenträger, einschliefslich des auf diese Stelle zurückgeführten Eigengewichtes des Querträgers, mit D in Tonnen, so folgt:

$$M = \frac{1}{2}\,(b - c)\,D$$

und

317 . . . . . $g_1 = A + \alpha_1 \gamma b + \frac{1}{2}\,\frac{\beta}{s}\,\frac{b - c}{b}\,\frac{D}{\gamma}$.

Der Querträger wiegt demnach $g_1 b$ Kilogramm und für das laufende Meter der Brücke:

$$\frac{g_1 b}{a} = \left\{A + \alpha_1 \gamma b + \frac{1}{2}\,\frac{\beta}{s}\,\frac{b - c}{b}\,\frac{D}{\gamma}\right\}\frac{b}{a}.$$

Schaltet man in vorstehende Gleichung für D den Annäherungswert

$$D = Q + (0{,}3 + 0{,}34\,Q)\,a,$$

so ist das Ergebnis:

318 $$\begin{cases} \frac{g_1 b}{a} = \left\{\frac{1}{2}\,\frac{\beta}{s}\,\frac{b-c}{\gamma b}\,(0{,}3 + 0{,}34\,Q) + \left(A + \alpha_1 \gamma b + \frac{1}{2}\,\frac{\beta}{s}\,\frac{b-c}{\gamma b}\,Q\right)\frac{1}{a}\right\} b \text{ oder abgekürzt:} \\ \frac{g_1 b}{a} = \left(A_1 + \frac{B_1}{a}\right) b. \end{cases}$$

Hierin ist $\beta = 18\,330$, bezw. $14\,660$ für Querträger mit unveränderlichem, bezw. veränderlichem Querschnitt; $\gamma = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{10}$; $A = 15$ im Durchschnitt; $\alpha_1 = 90$ bei den üblichen Anschlufswinkeleisen der Zwischenträger und Futterstücken unter den Winkeleisen.

Setzt man für β den Mittelwert $\beta = 16\,500$ und für den Raddruck $Q = 7$ Tonnen, so liefert die Gleichung Nr. 318 für einen Träger aus

318a
$$\begin{cases} \text{Schweifseisen} & \frac{g_1 b}{a} = \left\{3{,}68\,\frac{b-c}{b}\,\frac{1}{\gamma} + \left(15 + 90\,\gamma b + 9{,}63\,\frac{b-c}{b}\,\frac{1}{\gamma}\right)\frac{1}{a}\right\} b, \\ \text{Flufseisen} & \frac{g_1 b}{a} = \left\{3{,}15\,\frac{b-c}{b}\,\frac{1}{\gamma} + \left(15 + 90\,\gamma b + 8{,}25\,\frac{b-c}{b}\,\frac{1}{\gamma}\right)\frac{1}{a}\right\} b. \end{cases}$$

Vorstehende Gleichungen geben unter der Annahme von $\frac{b-c}{b} = 0{,}6$; $b = 4$ m; $\gamma = \frac{1}{4}$, bezw. $\frac{1}{10}$ folgende Werte für A_1 und B_1:

Schweifseisen $\begin{cases} A_1 = \frac{8{,}8}{22{,}0}, & \text{durchschnittlich } 15, \\ B_1 = \frac{128{,}1}{108{,}8}, & \text{„ } 118, \end{cases}$

Flufseisen $\begin{cases} A_1 = \frac{7{,}6}{18{,}9}, & \text{„ } 13, \\ B_1 = \frac{124{,}8}{100{,}5}, & \text{„ } 113. \end{cases}$

Das metrische Gewicht des eingleisigen Fahrbahngerippes hat hiernach die Gröfse:

319 . . . . . $2g + \frac{g_1 b}{a} = 2A + 2Ba + \left(A_1 + \frac{B_1}{a}\right) b$

und gilt daher für die dem Kleinstwerte desselben entsprechende Feldlänge:

$$d\,\frac{2g + g_1 b : a}{da} = 0 = 2B - \frac{B_1 b}{a^2},$$

mithin:

320 . . . . . $a = \sqrt{\frac{B_1 b}{2B}}$.

Benutzt man die abgeleiteten Mittelwerte von B_1 und B, so erhält man als günstigste Feldlänge für ein eingleisiges Bahngerippe aus:

Schweifseisen $a = \sqrt{\frac{118}{2.26}\,b} = 1{,}51\sqrt{b}$,

Flufseisen $a = \sqrt{\frac{113}{2.24}\,b} = 1{,}53\sqrt{b}$,

man hat daher für beide Eisenarten mit hinreichender Genauigkeit:

321 . . . . . $a = 1{,}52\sqrt{b}$.

Auf Grund dieser Gleichung sind in nachfolgender Tabelle für verschiedene Hauptträgerabstände die entsprechenden günstigsten Feldlängen berechnet:

$b =$	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	Meter
$a =$	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	„

Es ist noch von Wichtigkeit, sich Klarheit darüber zu verschaffen, wie viel Eisen man mehr braucht, wenn man von der günstigsten Feldlänge abweicht. Zur Entscheidung dieser Frage wollen wir das metrische Gewicht eines eingleisigen Bahngerippes für die günstigste und verschiedene kleinere und gröfsere Feldlängen berechnen. Legen wir die Mittelwerte der Gröfsen A, B, A_1 und B_1 zu Grunde, ferner als Hauptträgerabstand das Mafs $b = 4{,}5$ m und als Baustoff Flufseisen, so ergiebt sich das gesuchte Gewicht zu:

$$30 + 48\,a + \left(13 + \frac{113}{a}\right) 4{,}5\,\text{kg}$$

oder

322 . . . . . $2g + \frac{g_1 b}{a} = 89 + 48\,a + \frac{508}{a}$.

Für nachfolgende Feldlängen hat man:

$a =$	2,0	2,5	3,2*	3,5	4,0	5,0	Meter
$2g + g_1 b : a =$	439	412	401	402	408	431	kg für 1 m

Der Mehraufwand an Eisen ist daher nicht erheblich, wenn man von der günstigsten Feldlänge um nicht mehr als etwa $\pm$ 1 m abweicht.

b) Die Brücke ist zweigleisig. Wir machen die Voraussetzung, dafs in jedem Brückenfelde vier Zwischenträger vorhanden sind, von denen je zwei die Fahrschienen unter Vermittelung von Querschwellen oder unmittelbar tragen. Auf eine Feldlänge sind daher vier Zwischenträger und ein Querträger zu rechnen. Das metrische Gewicht des zweigleisigen Fahrbahngerippes beträgt somit nach Gleichung Nr. 319, wenn das Gewicht des zweigleisigen Querträgers mit

$$g_2 b = \left(A_2 + \frac{B_2}{a}\right) b$$

bezeichnet wird:

323 . . . . . $4g + \frac{g_2 b}{a} = 4A + 4Ba + \left(A_2 + \frac{B_2}{a}\right) b$.

Nun gilt nach Gleichung Nr. 315, wenn α_2 für α und $\gamma b = h$ gesetzt wird:

$$g_2 = A + \alpha_2 \gamma b + \frac{\beta}{s} \frac{M}{\gamma b}$$

oder, da das gröfste auf den zweigleisigen Querträger wirkende Biegungsmoment unter Benutzung der früheren Bezeichnungen zu $M = \frac{1}{2} D b$ angenommen werden kann:

324 . . . . . $g_2 = A + \alpha_2 \gamma b + \frac{1}{2} \frac{\beta}{s} \frac{D}{\gamma}$.

Aus der Vergleichung des vorstehenden Ausdruckes mit dem von Nr. 317 erkennt man leicht, dafs die für den eingleisigen Querträger abgeleiteten Gleichungen auf den zwei-

gleisigen übertragen werden können, wenn man in dieselben für α_1 den Beiwert α_2 und für $b - c$ den Wert b einschaltet. Demgemäfs ergiebt sich das auf 1 m der Stützweite des Überbaues zurückgeführte Gewicht des zweigleisigen Querträgers zu:

325 . . $$\begin{cases} \frac{g_2 b}{a} = \left\{\frac{1}{2}\frac{\beta}{s}\frac{1}{\gamma}(0{,}3 + 0{,}34\,Q) + \left(A + \alpha_2 \gamma b + \frac{\beta}{s}\frac{Q}{\gamma}\right)\frac{1}{a}\right\} b \text{ oder abgekürzt:} \\ \frac{g_2 b}{a} = \left(A_2 + \frac{B_2}{a}\right) b. \end{cases}$$

Für die zu bestimmenden Werte von A_2 und B_2 hat man: $\beta = 14\,660$, indem der Gurtungsquerschnitt in der Regel ein veränderlicher ist; $\gamma = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$; $A = 15$; $\alpha_1 = 100$, in Rücksicht auf den Stofs der Blechwand. Nimmt man noch den Raddruck $Q = 7$ Tonnen und die zulässige Beanspruchung für Schweifs- bezw. Flufseisen zu $s = 6000$, bezw. 7000 Tonnen für 1 qm, so ergiebt die Gleichung Nr. 324 für einen Träger aus:

325 a . . . $$\begin{cases} \text{Schweifseisen } \frac{g_2 b}{a} = \left\{3{,}27 \cdot \frac{1}{\gamma} + \left(15 + 100\gamma b + 17{,}1 \cdot \frac{1}{\gamma}\right)\frac{1}{a}\right\} b, \\ \text{Flufseisen } \frac{g_2 b}{a} = \left\{2{,}81 \cdot \frac{1}{\gamma} + \left(15 + 100\gamma b + 14{,}66 \cdot \frac{1}{\gamma}\right)\frac{1}{a}\right\} b. \end{cases}$$

Führt man in diese Gleichungen die Grenzwerte $\gamma = \frac{1}{7}$, bezw. $\frac{1}{10}$ ein und setzt in dem Gliede $100\gamma b$ die Stützweite des Querträgers $b = 8$ m durchschnittlich, so entstehen für A_2 und B_2 die Werte:

Schweifseisen $\begin{cases} A_2 = \begin{matrix}22{,}9 \\ 32{,}7\end{matrix} \text{ durchschnittlich } 28, \\ B_2 = \begin{matrix}249{,}0 \\ 300{,}3\end{matrix} \quad \text{„} \quad 275, \end{cases}$

Flufseisen $\begin{cases} A_2 = \begin{matrix}19{,}7 \\ 28{,}1\end{matrix} \quad \text{„} \quad 24, \\ B_2 = \begin{matrix}231{,}9 \\ 275{,}9\end{matrix} \quad \text{„} \quad 254. \end{cases}$

Für die günstigste Feldlänge des zweigleisigen Bahngerippes hat man aus Gleichung Nr. 323:

$$d\,\frac{4g + g_2 b : a}{da} = 4B - \frac{B_2 b}{a^2},$$

mithin:

326 . . . . . $$a = \sqrt{\frac{B_2 b}{4B}}.$$

Hieraus folgt unter Zugrundelegung der Mittelwerte von B_2 und B:

327 . . . . . $$\begin{cases} \text{Schweifseisen } a = \sqrt{\frac{275}{4.26}\,b} = 1{,}63\sqrt{b}, \\ \text{Flufseisen } a = \sqrt{\frac{254}{4.24}\,b} = 1{,}63\sqrt{b}. \end{cases}$$

In nachfolgender Tabelle sind für einige Hauptträgerabstände die zugehörigen günstigsten Feldlängen angegeben:

$b =$	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	Meter
$a =$	4,0	4,2	4,3	4,5	4,6	4,8	„

Um festzustellen, wie sich das Gewicht des zweigleisigen Bahngerippes mit der Feldlänge verändert, wollen wir für ein solches aus Flufseisen unter Zugrundelegung des Hauptträgerabstandes $b = 8{,}5$ m und der Mittelwerte $A = 15$; $B = 24$; $A_2 = 24$; $B_2 = 254$ das auf ein Gleis zurückgeführte metrische Gewicht berechnen. Wir erhalten:

$$2g + \frac{1}{2}\frac{g_2 b}{a} = 2A + 2Ba + (A_2 + B_2)\frac{b}{2} = 2\ 15 + 2\ 24a + \left(24 + \frac{254}{a}\right)\frac{8{,}5}{2}\,\text{kg}$$

oder

328 . $$2g + \frac{1}{2}\frac{g_2 b}{a} = 132 + 48a + \frac{1080}{a}$$

Vorstehende Gleichung liefert folgende Tabelle:

$a =$	3,0	3,5	4,0	4,8*	5,0	6,0	Meter
$2g + g_2 b : 2a =$	636	609	594	587	588	600	kg für 1 m u. Gleis

Es ist also auch bei dem zweigleisigen Bahngerippe der Mehraufwand an Eisen nicht bedeutend, wenn man von der günstigsten Feldlänge um nicht mehr als etwa $\pm$ 1 m abweicht.

2. Günstigste Feldlänge für Strafsenbrücken.

Bei den Strafsenbrücken hat das auf die Fahrbahnträger zu rechnende Eigengewicht des Überbaues, verglichen mit der Betriebslast, eine gröfsere Bedeutung als bei den Eisenbahnbrücken und ist, wie nachfolgende Tabelle zeigt, je nach Art der Brückendecke und Brückentafel sehr verschieden.

Lfde. Nr.	Art der Fahrbahn	Fahrbahngewicht einschl. der Quer- und Zwischenträger. Raddruck in Tonnen		
		1,5	3,0	5,0
		Tonnen für 1 qm		
1	Doppelter eichener Bohlenbelag, 14 cm stark . .	0,19	0,20	0,23
2	Steinschlag, 20 cm stark, auf Zoreseisen, Tonnenblechen, Buckelplatten, Wellblech u. s. w.	0,52	0,53	0,56
3	Steinpflaster in Sand, 1 qm 500 kg schwer, auf eiserner Brückentafel	0,62	0,64	0,66
4	Steinschlag, 20 cm stark, auf Ziegelgewölben von 1 Stein Dicke	1,17	1,19	1,21

a) Gewicht der Zwischenträger. Gemäfs der Gleichung Nr. 315 hat man für das metrische Gewicht eines Zwischenträgers, wenn man $h = \gamma a$ setzt:

$$g = A + \alpha\gamma a + \frac{\beta}{s}\frac{M}{\gamma a}$$

Die einzelnen Buchstabengrößen dieser Gleichung kann man wie folgt annehmen: $A = 10$; $\alpha = 0{,}78\ (8 + 70\,\delta)$, worin die Wanddicke in Zentimetern auszudrücken ist, also bei $\delta = 1$ cm: $\alpha = 61$; $\beta = 18\,330$, bezw. 14 660 bei unveränderlichem, bezw. veränderlichem Querschnitt; $\gamma = \frac{1}{10}$ im Durchschnitt; $s = 0{,}8$, bezw. 0,7 Tonnen für 1 qm für Fluß- bezw. Schweißeisen, sofern die Brückendecke aus Steinschlag oder Pflaster und $s = 0{,}7$, bezw. 0,6, sofern dieselbe aus einem Bohlenbelage besteht.

Das größte Biegungsmoment tritt in dem Zwischenträger ein, wenn sich ein schwerer Raddruck über seiner Mitte befindet. Dasselbe beträgt, wenn man das Einheitsgewicht der Fahrbahn einschl. der Fahrbahnträger mit p_0 in Tonnen für 1 qm bezeichnet:

$$M = \frac{1}{4} Q a + \frac{1}{8} c p_0 a^2.$$

Das metrische Gewicht eines Zwischenträgers läßt sich daher durch die Gleichung ausdrücken:

329 . . . . $\begin{cases} g = 10 + \frac{1}{4}\frac{\beta}{s}\frac{Q}{\gamma} + \left(61\gamma + \frac{1}{8}\frac{\beta}{s}\frac{c p_0}{\gamma}\right) a \text{ oder abgekürzt:} \\ g = A + Ba. \end{cases}$

Nehmen wir den Querschnitt des Zwischenträgers als unveränderlich an und demnach $\beta = 18\,330$, ferner $\gamma = \frac{1}{10}$ und den Zwischenträgerabstand $c = 1$ m, so folgt für A bei Verwendung von:

Schweißeisen $A = 10 + \frac{1}{4}\frac{18\,330 . 10}{7000} Q = 10 + 6{,}55\ Q$,

Flußeisen $A = 10 + \frac{1}{4}\frac{18\,330 . 10}{8000} Q = 10 + 5{,}73\ Q$.

Für den Wert B ergiebt sich:

Schweißeisen $B = 6{,}1 + \frac{1}{8}\frac{18\,330 . 10}{7000} p_0 = 6{,}1 + 3{,}27\ p_0$,

Flußeisen $B = 6{,}1 + \frac{1}{8}\frac{18\,330 . 10}{8000} p_0 = 6{,}1 + 2{,}86\ p_0$.

Die vorstehenden Gleichungen liefern für A und B bei einem Überbau mit eiserner Brückentafel und Steinschlagbahn, auf welcher leichte, bezw. schwere oder sehr schwere Fuhrwerke verkehren, da $p_0 = 0{,}52$, 0,53, 0,56 Tonnen für 1 qm und $Q = 1{,}5$, 3,0 5,0 Tonnen:

Baustoff	Wert A	Raddruck in Tonnen			Wert B	Eigengewicht p_0 in Tonnen		
		1,5	3,0	5,0		0,52	0,53	0,56
Schweißeisen	$A =$	20	30	43	$B =$	7,8	7,8	7,9
Flußeisen		19	27	39		7,6	7,6	7,7

Den Wert B kann man hiernach für Schweiß- und Flußeisen in runder Zahl zu $B = 8$ annehmen. Das metrische Gewicht des Zwischenträgers einer Fahrbahn mit eiserner Brückentafel und Steinschlagoberbau, auf welcher Wagen von 5 Tonnen Raddruck verkehren, hat daher im Mittel die Größe:

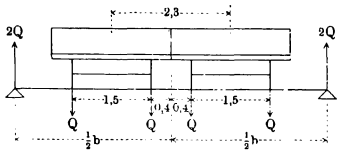
330 . . . . . $\begin{cases} g = 43 + 8a \text{ bei Schweißeisen, Kilogramm für 1 m,} \\ g = 39 + 8a \text{ bei Flußeisen, Kilogramm für 1 m.} \end{cases}$

b) Gewicht der Querträger. Für das metrische Gewicht des Querträgers erhält man aus der Gleichung Nr. 315, wenn man $h = \gamma b$ und $\alpha = \alpha_1$ setzt:

$$g_1 = A + \alpha_1 \gamma b + \frac{\beta}{s} \frac{M}{\gamma b}$$

Um das gröfste Moment im Querträger zu erzeugen, denken wir uns zwei schwere Wagen mit ihren Vorder- oder Hinterachsen so über den Querträger gestellt, dafs sich die Ladungen in der Mitte der Fahrbahn berühren (Fig. 483). Unter jedem der beiden inneren Räder tritt dann infolge der vier Radlasten das Moment:

Fig. 483.



$$M = 2\,Q\left(\frac{b}{2} - 0{,}4\right) - Q\ 1{,}5 = Q\ (b - 2{,}3)\ \text{mt}$$

ein, sofern die Spurweite gleich 1,5 m, die Ladebreite gleich 2,3 m und die Feldlänge nicht gröfser als der Achsstand der Wagen ist. Letzterer beträgt nach den Figuren auf S. 264 für leichte, schwere und sehr schwere Wagen: $w = 2{,}8,\ 3{,}5,\ 4{,}5$ m. Übersteigt die Feldlänge diese Werte, so hat man für Q den Ausdruck

$$Q\left(1 + \frac{a - w}{a}\right) = Q\left(2 - \frac{w}{a}\right)$$

zu nehmen.

Das gröfste Moment tritt unter dem inneren Rade jedes der beiden Wagen ein, wenn dasselbe gemäfs der Gleichung Nr. 266a von der Trägermitte um $x = \frac{1}{4}(2{,}3 - 1{,}5) = 0{,}2$ m absteht; das betreffende Moment unterscheidet sich aber von dem vorhin berechneten so wenig, dafs wir darauf nicht weiter einzugehen brauchen.

Das dem Eigengewichte entsprechende Moment können wir mit hinreichender Genauigkeit unter dem inneren Rade zu $\frac{1}{8} p_0 a b^2$ annehmen und haben daher für das in die Gleichung für g_1 einzusetzende Moment:

$$M = \frac{1}{8} p_0 a b^2 + Q\ (b - 2{,}3)$$

und

331 $$g_1 = A + \alpha_1 \gamma b + \frac{\beta}{s\gamma}\left(\frac{1}{8} a b p_0 + \left[1 - \frac{2{,}3}{b}\right] Q\right)$$

Der Querträger wiegt demnach, auf das laufende Meter des Überbaues zurückgeführt:

332 $$\begin{cases} \dfrac{g_1 b}{a} = \left\{\dfrac{1}{8}\dfrac{\beta}{s}\dfrac{b}{\gamma} p_0 + \left(A + \alpha_1 \gamma b + \dfrac{\beta}{s\gamma}\left[1 - \dfrac{2{,}3}{b}\right] Q\right)\dfrac{1}{a}\right\} b \text{ oder abgekürzt:} \\ \dfrac{g_1 b}{a} = \left(A_1 + \dfrac{B_1}{a}\right) b. \end{cases}$$

Zur Bestimmung der Gröfsen A_1 und B_1 hat man: $\beta = 18\,330$, bezw. $14\,660$ bei veränderlichem Querschnitt; $\gamma = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$; $A = 15$; $\alpha_1 = 100$. Insbesondere ergiebt sich für eine Fahrbahn mit Steinschlagoberbau, wenn $\beta = 14\,660$, $\gamma = \frac{1}{8}$ und $s = 7000$, bezw. 8000 Tonnen für 1 qm angenommen wird:

$$\text{Schweifseisen } \frac{g_1 b}{a} = \left\{2{,}09\, b\, p_0 + \left(15 + 12{,}5\, b + 16{,}75\left[1 - \frac{2{,}3}{b}\right] Q\right)\frac{1}{a}\right\} b,$$

$$\text{Flufseisen } \frac{g_1 b}{a} = \left\{1{,}83\, b\, p_0 + \left(15 + 12{,}5\, b + 14{,}66\left[1 - \frac{2{,}3}{b}\right] Q\right)\frac{1}{a}\right\} b.$$

Auf Grund dieser Gleichungen sind die Werte von A_1 und B_1 für die Hauptträgerabstände $b = 6$ und $b = 8$ m, und die Raddrucke $Q = 1{,}5,\ 3{,}0,\ 5{,}0$ in nachfolgender Tabelle berechnet:

Baustoff	Hauptträgerabstand b in Metern	Wert A	Eigengewicht p_0			Wert B_1	Raddruck in Tonnen		
			0,52	0,53	0,56		1,5	3,0	5,0
Schweifseisen	6	$A_1 =$	6,5	6,6	7,0	$B_1 =$	105,5	121,0	141,7
Flufseisen			5,7	5,8	6,1		103,6	117,1	135,2
Schweifseisen	8	$A_1 =$	8,7	8,9	9,4	$B_1 =$	132,9	150,7	174,5
Flufseisen			7,6	7,8	8,2		130,7	146,3	167,2

c) Metrisches Gewicht des Fahrbahngerippes. Sofern n Zwischenträger vorhanden sind, hat man für das metrische Gewicht des Fahrbahngerippes:

$$ng + \frac{g_1 b}{a} = nA + nBa + \left(A_1 + \frac{B_1}{a}\right) b,$$

mithin für den Kleinstwert:

$$d\,\frac{ng + g_1 b : a}{da} = 0 = nB - \frac{B_1}{a^2}\, b,$$

333 . . . . . $a = \sqrt{\frac{B_1 b}{nB}}$.

Aus vorstehender Gleichung folgt für eine aus Flufseisen gebaute Straſsenbrücke, deren Fahrbahn aus einer 20 cm dicken Steinschlagbahn auf Buckelplatten besteht, bei einem Abstand der Hauptträger $b = 6$, bezw. 8 m und $n = 6$, bezw. 8 Zwischenträgern in jedem Brückenfelde:

	$b = 6;\ n = 6$			$b = 8;\ n = 8$		
	Raddruck in Tonnen			Raddruck in Tonnen		
	1,5	3,0	5,0	1,5	3,0	5,0
B_1	104	117	135	131	146	167
B	7,6	7,6	7,7	7,6	7,6	7,7
a	3,7	3,9	4,2	4,2	4,4	4,7

Das Bahngerippe der in Rede stehenden Straſsenbrücken hat bei $b = 6$; $n = 6$; $Q = 5$ Tonnen das metrische Gewicht, da $A = 39$ und $A_1 = 6{,}1$:

334 . . . . . $6g + \frac{6g_1}{a} = 270 + 46{,}2\,a + \frac{810}{a}$ in Kilogramm für 1 m.

Hiernach ergiebt sich für die Feldlänge von:

$a =$	2,0	3,0	3,5	4,2*	5,0	6,0	Meter
$6g + \frac{6g_1}{a} =$	767	679	663	657	663	682	kg für 1 m

Es gilt also auch hier der für das Bahngerippe der Eisenbahnbrücken gefundene Satz, wonach man von der günstigsten Feldlänge um $\pm$ 1 m abweichen kann, ohne einen erheblichen Mehraufwand an Eisen zu erhalten. Der für die Feldlängen über 4,5 m in Frage

kommende Druck der zweiten Wagenachse braucht im vorliegenden Falle nicht berücksichtigt zu werden, da die sehr ungünstige Annahme gemacht wurde, daſs zwei sehr schwer belastete Achsen über dem Querträger stehen.

§. 86.

Anschluſs der Fahrbahn der Eisenbahn- und Straſsenbrücken an die Landpfeiler.

Die Landpfeiler der eisernen Brücken bestehen gewöhnlich aus Stein, indem die Erde des angrenzenden Dammes am einfachsten und dauerhaftesten durch Mauerwerk abgegrenzt wird. Zur Aufnahme des Überbaues spart man im oberen Teile des Pfeilers entweder eine Kammer aus (Taf. XLVIII, Fig. 484) oder versieht den Pfeiler mit einer Vorlage (Taf. XLVIII, Fig. 485). Die am Damme gelegene Abschluſsmauer dieser Kammer heiſst Schild- oder Rückenmauer, während die beiden seitlichen Mauern Brüstungsmauern genannt werden. Letztere, aus Schönheitsrücksichten aufgeführte Mauern, hat man vielfach weggelassen, um besser zu den Brückenauflagern gelangen zu können.

Was den Anschluſs der Eisenbahnbrücken an die Landpfeiler anlangt, so hängen die erforderlichen Anordnungen wesentlich davon ab, ob das Gleis der Brücke unmittelbar auf den Fahrbahnträgern oder in einer Schotterbettung ruht, welche von letzteren unter Vermittelung einer Brückentafel getragen wird. Bei einer Straſsenbrücke kommt dagegen in Frage, ob die Brückendecke aus einem Bohlenbelage, einem Steinschlagkörper oder aus Pflaster besteht. Dem entsprechend wollen wir die verschiedenen Fahrbahnanschlüsse getrennt nach Eisenbahn- und Straſsenbrücken, sowie nach den verschiedenen Oberbauarten der überzuführenden Wege besprechen.

I. Anschluſs der Eisenbahnbrücken.

Wir unterscheiden die folgenden Ausführungen:

1. Überführung des Querschwellenoberbaues ohne Schotterbett.

a) Die Schildmauer erhält oben eine Aussparung zur Aufnahme einer Querschwelle des Gleises (Taf. XLVIII, Fig. 485). Durch diese Anordnung erreicht man, daſs die den Pfeilern zunächst gelegene Querschwelle der freien Strecke von der Schildmauer einen für das gute Unterstopfen nötigen Zwischenraum erhält. Wenn hierbei der Endquerträger des Überbaues von der Schildmauer weiter absteht als es der freitragenden Weite der Fahrschiene entspricht, so versieht man denselben in Richtung der Zwischenträger mit Konsolen. Statt dessen kann man auch die Zwischenträger bis zur Schildmauer verlängern und hier fest oder beweglich auflagern, je nachdem dieselben dem festen oder beweglichen Ende des Überbaues angehören.

Mit der Anordnung der Schwelle auf der Schildmauer ist der Übelstand verbunden, daſs die von den Eisenbahnfahrzeugen hervorgerufenen Erschütterungen leicht den Steinverband unter der Schwelle lockern, namentlich dann, wenn die Querschwelle auf einer Reihe verhält-

nismäfsig dünner Quader ruht; weniger hat dagegen die Schildmauer zu leiden, wenn die Querschwelle nur an den Überkreuzungsstellen mit den Fahrschienen durch je einen kräftigen, sorgfältig in die Schildmauer eingefügten Quader unterstützt wird, im übrigen aber frei liegt, so dafs sie also nicht von den Abdeckungsplatten des Mauerwerks neben und zwischen den beiden Quadern berührt wird (Taf. XLVIII, Fig. 484). Damit die Schildmauer den Quadern den nötigen Halt bietet, mufs dieselbe bei Ausführung in Ziegel mindestens zwei Stein, bei Ausführung in Bruchstein, je nach der Lagerhaftigkeit der Steine, 0,60 bis 0,70 m Dicke haben.

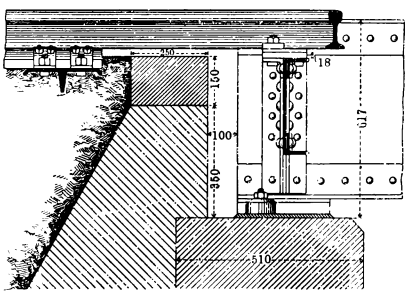
b) Die Schildmauer wird nicht zur Unterstützung der Fahrschienen herangezogen. Um die Schildmauer den unmittelbaren Einwirkungen der Eisenbahnfahrzeuge zu entziehen, hat man derselben eine so geringe Dicke oder eine derartige Abschrägung an der Hinterseite gegeben, dafs es möglich wird, auf die Unterstützung der Fahrschienen durch die Schildmauer zu verzichten, ohne die zulässige freitragende Weite der Schienen zu überschreiten. Hierbei kommt allerdings die in der Bettung liegende Querschwelle in vielen Fällen so dicht an die Schildmauer zu liegen, dafs ein regelrechtes Unterstopfen sehr erschwert wird.

Die Endquerschwellen des Überbaues legt man in thunlichste Nähe der Schildmauern, gegebenenfalls unter Anbringung von Konsolen an den Endquerträgern (Taf. XLVIII, Fig. 486) oder Verlängerungerung der Zwischenträger bis auf die Landpfeiler, wie vorhin angegeben.

2. Überführung des Langschwellenoberbaues ohne Schotterbett.

Gewöhnlich läfst man die Langschwellen an den Landpfeilern aufhören und führt nur die Fahrschienen in einer der vorhin beschriebenen Weisen über die Brücke. Unter die Langschwellenenden legt man an der Schildmauer eine Querschwelle, um das Gleis möglichst am Versacken zu verhindern (Fig. 487). Behält man die Langschwelle unter der Fahrschiene auf der Brücke bei, so erfolgt deren Auflagerung wie in §. 47 angegeben.

Fig. 487.



Wegeunterführung Dittersbach-Glatz. 1:20.

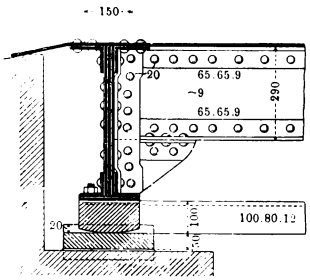
3. Überführung des Gleises mit Schotterbettung.

Es handelt sich im vorliegenden Falle darum, die zwischen dem Ende des Überbaues und der Schildmauer verbleibenden Lücke so zu überdecken, dafs der Schotter weder nach unten, noch seitwärts abfliefsen kann; weiter kommt in Betracht, dafs die genannte Lücke am festen Auflager des Überbaues eine unveränderliche, am beweglichen dagegen eine veränderliche Weite hat, je nach der Luftwärme und den Belastungen, sofern die Fahrbahnoberkante, bezw. die Brückentafel, nicht in Höhe der Neutralen der Hauptträger liegt. Diesen Umständen hat man durch folgende Anordnungen Rechnung getragen:

a) Man überdeckt die Lücke durch ein Flacheisen, welches mit dem Endquerträger oder der Endquerverbindung der Zwischenträger vernietet ist. Den Blechstreifen legt man am festen Brückenauflager meistens unmittelbar auf die Schildmauer

(Taf. XXXII, Fig. 274 a), am beweglichen aber auf ein Flacheisen, welches mit letzterer durch Steinschrauben verbunden ist. Um zu verhindern, daſs Schotterstücken unter den Überdeckungsstreifen gelangen können, hat man denselben am freien Ende umgebogen (Taf. XXIX, Fig. 240 a) oder schräg angeordnet (Fig. 488). Zu beiden Seiten wird der Bettungskörper über der Brücke durch lotrecht oder geneigt stehende Flacheisen abgeschlossen, welche mit dem Überdeckungsstreifen und den Hauptträgern (Taf. XLVIII, Fig. 489), bezw. mit den Aussteifungsdreiecken des Endquerträgers vernietet sind.

Fig. 488.



Wupperbrücke bei Rittershausen. 1:20.

b) Die Brückentafel wird bis auf die Schildmauer verlängert und hier unmittelbar oder unter Vermittelung von Flacheisen aufgelagert. Die seitliche Abgrenzung der Bettung erfolgt auf der Brücke, wie eben angegeben. Diese Ausführungsart zeigen die in Fig. 275 a, Taf. XXXII und in Fig. 490, Taf. XLVIII dargestellten Fahrbahnen, von denen die erstere eine Brückentafel aus Zoreseisen, die andere eine solche aus Wellblech besitzt.

Bei all den beschriebenen Anschlüssen ist in das Gleis am beweglichen Brückenende ein Schienenauszug zu legen, sofern die Hauptträger eine gröfsere Stützweite als etwa 30 m haben. Das Nähere hierüber ist in §. 49 gesagt.

II. Anschluſs der Straſsenbrücken.

Die Einrichtung des Fahrbahnanschlusses der Straſsenbrücken an die Landpfeiler ist eine ähnliche oder die gleiche wie bei den Eisenbahnbrücken. Nach der Art der Brückendecke wollen wir die folgenden Anordnungen unterscheiden:

a) Die Brückendecke besteht aus einem doppelten Bohlenbelage. Im Fall beide Beläge der Quere nach liegen, läſst man die Endbohle des oberen Belages am beweglichen Brückenende auf die Schildmauer herübergreifen und lagert sie hier auf eine hölzerne oder steinerne Schwelle. Die Holzschwelle ist vorzuziehen, weil auf derselben in einfacher Weise eine Bohle befestigt werden kann, welche den erforderlichen Zwischenraum zur freien Bewegung des Überbaues frei hält. Derselbe bedarf, wenn er kleiner als etwa 10 mm ist, keiner Überdeckung (Taf. XLVIII, Fig. 491), andernfalls schlieſst man ihn gewöhnlich durch ein Riffelblech, welches mit der Endbohle der Fahrbahn durch Holzschrauben oder Nägel verbunden und in dieselbe vielfach so tief eingelassen ist, daſs es bündig mit der Fahrbahnoberfläche liegt. Am festen Brückenende kann man die beiden übereinander liegenden Endbohlen der Fahrbahn stumpf gegen die Schwelle der Schildmauer stoſsen lassen.

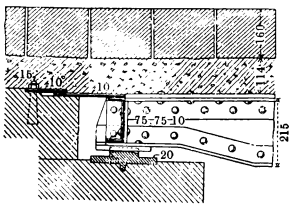
Wenn der untere Belag der Länge nach zur Fahrrichtung liegt, führt man denselben entweder unmittelbar auf die Schildmauer oder unterstützt ihn hier durch eine hölzerne Querschwelle (Taf. XLVIII, Fig. 492). Die Hirnenden des Längsbelages schützt man vor dem Anfaulen durch ein gegen dieselben genageltes Brett, welches von der Endbohle des Oberbelages überdeckt wird.

Bei Brücken kleinerer Spannweite kann man diese Anordnung sowohl am festen wie am beweglichen Auflager treffen, indem der Steinschlag oder das Pflaster der anschlieſsenden

Strafse geringfügigen Bewegungen des Überbaues nachgiebt, dagegen ist bei gröfserer Spannweite der Strafsenoberbau an der Schildmauer durch eine Holz- oder Steinschwelle abzuschliefsen und für eine entsprechende Lücke zwischen letzterer und der Brückenfahrbahn, sowie für deren Überdeckung Sorge zu tragen.

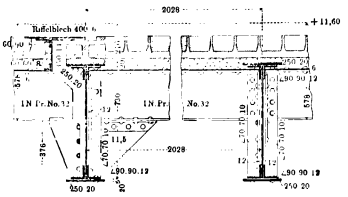
b) Die Brückendecke besteht aus Steinschlag oder Pflaster. Sofern im vorliegenden Falle die Spannweite der Brücke nicht gröfser als etwa 20 bis 30 m ist, kann man

Fig. 493.



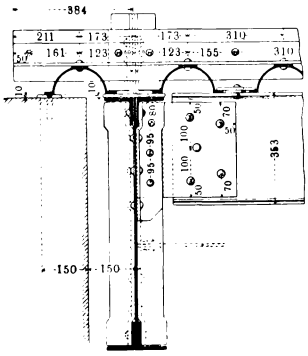
Badbrücke in Berlin. 1:20.

Fig. 496.



Hamburger Elbbrücke. 1:40.

Fig. 495.



Strafsenbrücke über den Lauterbach bei Engenfelden. 1:20.

Fig. 497

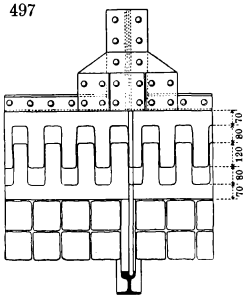
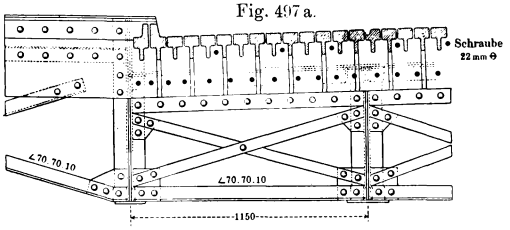


Fig. 497a.

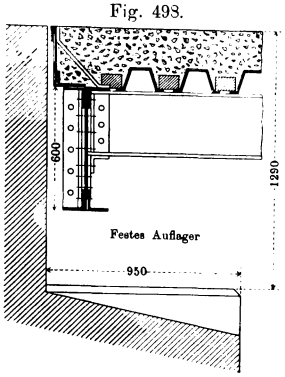


Entwurf der Aktiengesellschaft Harkort. 1:30.

am beweglichen Auflager die Verbindung zwischen dem Überbau und der Schildmauer des Landpfeilers ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken unter der Brückendecke durch Flacheisen (Fig. 493) oder durch Weiterführung der Brückentafel bis auf die Schildmauer herstellen (Taf. XLVIII, Fig. 494; Fig. 495). Für gröfsere Spannweiten ist das vorstehende Verfahren nicht mehr anwendbar, indem der Steinschlag oder das Pflaster durch die Bewegungen des Überbaues gelockert werden würden. Es ist hier vielmehr der Strafsenoberbau an der Schildmauer durch eine Holz-, Stein- oder Eisenschwelle (Fig. 496) und am Ende des Überbaues durch ein einfaches oder verstärktes stehendes Flacheisen abzugrenzen. Zwischen beiden Abschlüssen

ist eine Lücke von hinreichender Weite zu lassen und durch ein Riffelblech oder zwei gezahnte, miteinander in Eingriff stehende Platten (Fig. 497) oder in sonst geeigneter Weise zu überdecken. Die Zahnlücken letzterer Platten dürfen nicht breiter als die schmalsten Radfelgen sein, damit die Räder der Fuhrwerke nicht in dieselben gelangen können.

Fig. 498.



Weserbrücke bei Bodenwerder. 1:30.

Am festen Auflager der Brücke hat man den Endabschluſs der Fahrbahn oft so dicht an die Schildmauer gelegt, daſs eine Überdeckung des verbleibenden schmalen Schlitzes nicht erforderlich erscheint (Fig. 498).

Was endlich noch den Anschluſs der Fuſswege an den Landpfeiler am beweglichen Brückenende anlangt, so genügt zur Überdeckung der Lücke zwischen der Schildmauer und der Fuſswegdecke, je nach den Umständen, ein Flacheisen, Winkeleisen oder Riffelblech. Am festen Brückenende sind besondere Anordnungen für die Verbindung der Fuſswege mit dem Landpfeiler nicht erforderlich.

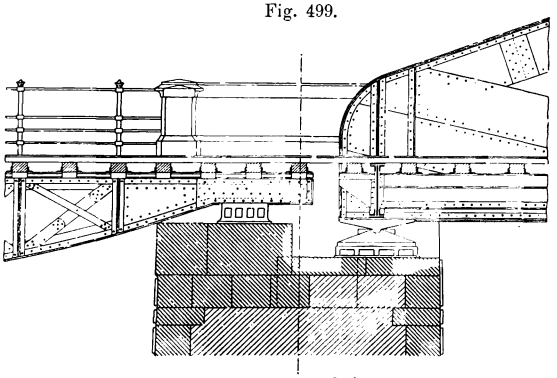
§. 87.

Überführung der Fahrbahn der Eisenbahn- und Straſsenbrücken über die Mittelpfeiler.

I. Überführung der Fahrbahn der Eisenbahnbrücken.

Während bei Brücken kleinerer Spannweiten die auf den Mittelpfeilern zusammentreffenden Überbaue meistens einen so kleinen Abstand haben, daſs besondere Vorrichtungen zur Überführung des Gleises nicht gemacht zu werden brauchen, ist bei gröſseren Spannweiten der Abstand der Auflager der benachbarten Hauptträger meistens so groſs, daſs eine Zwischenunterstützung nicht entbehrt werden kann. Von den in dieser Beziehung getroffenen Anordnungen wollen wir die folgenden näher betrachten:

Fig. 499.



Rheinbrücke bei Germersheim. 1:100.

1. Überführung des Querschwellenoberbaues ohne Schotterbett.

a) Bei oben liegender Fahrbahn hat man den einen oder beide Hauptträger über die Auflager hinaus soweit verlängert, daſs die regelmäſsige Schwellenteilung beibehalten werden kann (Fig. 499).

b) Liegt dagegen die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, so hat man die beiden Endquerträger mit Konsolen in Richtung der Zwischenträger versehen (Taf. XLIX, Fig. 500) oder Verbindungsträger zwischen denselben angebracht, welche die Querschwellen des Gleises

aufnehmen. An dem einen Ende sind letztere Träger beweglich aufzulagern, wenn die Hauptträger des einen oder beider Überbaue auf dem Mittelpfeiler bewegliche Auflager haben; auch bei fester Auflagerung beider Überbaue empfiehlt sich der bewegliche Anschluſs der Verbindungsträger, indem denselben sonst bei groſsen Temperaturunterschieden erhebliche Druck- bezw. Zugkräfte auf die beiderseitigen Überbaue infolge der gehinderten Längenausdehnung übertragen werden. Die bewegliche Auflagerung der Verbindungsträger hat man mit Hilfe von Gleitlagern ausgeführt, welche an dem einen Endquerträger befestigt sind (Taf. XLIX, Fig. 501). Zur sicheren Führung des Trägers ordnet man zu beiden Seiten seiner Wand zwei mit dem Endquerträger vernietete Winkeleisen an und zieht durch letztere und ein längliches Loch der Trägerwand einen Schraubenbolzen, um ein strammes Anliegen der verbundenen Teile zu erzielen.

Weniger empfiehlt es sich, zur beweglichen Lagerung des Verbindungsträgers nur Schraubenbolzen anzuwenden, für welche längliche Löcher in der durch Platten verstärkten Trägerwand angebracht sind, indem alsdann in den Berührungsflächen der Bolzen- und Lochwandungen starke Beanspruchungen nicht zu vermeiden sind (Taf. XLIX, Fig. 502).

c) Man hat dem Mittelpfeiler zwischen den Enden der anschlieſsenden Überbaue einen Aufbau gegeben, welcher die Querschwellen oder den Schienenauszug des Gleises unmittelbar stützt (Taf. XLIX, Fig. 503).

Über die mit dieser Auflagerungsart verbundenen Nachteile und die Mittel, dieselben möglichst zu mildern, gilt das beim Anschluſs der Eisenbahnbrücken an die Landpfeiler unter 1 a auf S. 377 Gesagte.

2. Überführung des Langschwellenoberbaues ohne Schotterbett.

Wenn nur die Fahrschienen des Langschwellenoberbaues über die Brücke geführt werden, so dienen zur Lagerung derselben über dem Mittelpfeiler die im vorstehenden angegebenen Mittel; behält man jedoch die Langschwelle bei, so stützt man letztere mit Hilfe von eisernen Stühlen oder Holzklötzen entweder unmittelbar oder unter Zuhilfenahme von Querschwellen auf das Pfeilermauerwerk.

3. Überführung des Quer- oder Langschwellenoberbaues mit Schotterbett.

Bei fester Auflagerung beider Überbaue am Mittelpfeiler führt man die Brückentafel über letzteren, indem man zwischen den Endquerträgern Verbindungsträger anordnet oder die Zwischenträger bis zur Pfeilermitte fortsetzt und hier in Schuhe lagert. Seitlich schlieſst man das Schotterbett durch Randträger ab, welche mit der Brückentafel vernietet sind.

Hat eine bewegliche Auflagerung eines oder beider Überbaue statt, so muſs über der Pfeilermitte zwischen den Brückentafeln der Überbaue und den Randträgern eine den Längenbewegungen der Hauptträger entsprechende Lücke vorhanden sein. Zur Überdeckung derselben wählt man am einfachsten für die Brückentafel ein einseitig befestigtes Flacheisen und für die Randträger doppelte Laschen, deren Bolzen durch längliche, in der Wand letzterer Träger befindliche Löcher gezogen sind.

II. Überführung der Fahrbahn der Straſsenbrücken.

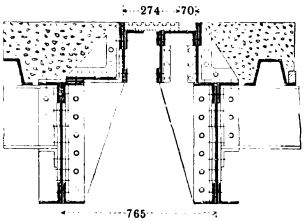
Es genügt hier, nur die Einrichtungen näher zu betrachten, welche in der Fahrbahn der beiden Überbaue über dem Mittelpfeiler bei beweglicher Auflagerung eines oder beider Überbaue zu machen sind, da diejenigen bei fester Auflagerung ohne weiteres aus den ersteren

abgeleitet werden können. Wie bei dem Anschluſs der Fahrbahn an die Landpfeiler wollen wir hier die beiden Fälle betrachten, in welchen die Brückendecke aus einem doppelten Bohlenbelage oder aus einem Steinschlagkörper, bezw. aus Pflaster besteht.

a) Die Brückendecke ist aus einem doppelten Bohlenbelage gebildet. Sofern die benachbarten Haupt- oder Endquerträger einander so nahe stehen, daſs zwischen den Bohlenbelägen beider Überbaue eine schmale Lücke verbleibt, überdeckt man letztere durch ein Riffelblech (Taf. XLIX, Fig. 504) oder läſst sie bei hinreichender Kleinheit offen; bei gröſserem Abstande hat man den Belag durch Konsol- oder Verbindungsträger in der bei Überführung des Querschwellenoberbaues ohne Schotterbett unter 1 b) auf S. 281 geschilderten Weise zu stützen und die in der Fahrbahn zu lassende Lücke durch ein Riffelblech zu schlieſsen.

b) Die Brückendecke besteht aus Steinschlag oder Pflaster. Für Straſsenbrücken unter 20 bis 30 m Stützweite genügen zur Überführung im vorliegenden Falle die bei den Eisenbahnbrücken unter I, 3 auf S. 382 beschriebenen Anordnungen; bei gröſseren Spannweiten ist jedoch die Fahrbahn jeder der beiden Überbaue über dem Mittelpfeiler durch ein Winkeleisen (Taf. XXVIII, Fig. 235 d) oder durch ein einfaches oder verstärktes Flacheisen (Fig. 505), bezw. durch eine Holz- oder Steinschwelle unter Belassung des für die Längenbewegungen erforderlichen Zwischenraumes abzuschlieſsen. Letzteren überdeckt man in der Fahrbahnoberkante durch ein Riffelblech oder in sonst passender Weise.

Fig. 505.



Weserbrücke bei Bodenwerder.
Bahnauszug über den Mittelpfeilern. 1 : 30.

Unzulässig würde es bei gröſseren Längenbewegungen der Brückenenden sein, den Steinschlagkörper oder das Pflaster ohne Unterbrechung durchgehen zu lassen und den Bahnauszug in der Brückentafel über dem Mittelpfeiler anzuordnen, indem beide Oberbauarten, wie bereits auf S. 380 bemerkt, nur geringe Längenbewegungen der Überbaue ohne Nachteil ertragen können.

Verbindung der Fuſswege über den Mittelpfeilern.

Die Fuſswege eines Überbaues werden über die Mittelpfeiler in derselben Weise wie die Fahrbahnen gleichen Oberbaues geführt; es bedürfen daher die betreffenden Anordnungen hier keiner weiteren Besprechung.

II. Abschnitt.

Bahngerippe der Fuſswege der Straſsen- und Eisenbahnbrücken.

§. 88.

Anordnung der Fuſswegträger.

Die Lage der Fuſswege zur Fahrbahn des Überbaues hängt wesentlich davon ab, ob letztere auf oder zwischen den Hauptträgern angebracht ist. Im ersteren Falle legt man die Fuſswege dicht neben die Bahn, im anderen gewöhnlich an die äuſsere Seite der Hauptträger,

indem hierdurch eine Verminderung der Breite der Mittelpfeiler sowie des Eisenaufwandes für das Bahngerippe und den zur Aussteifung nötigen Querverband herbeigeführt wird; auch hat man von den aufsen liegenden Fufswegen eine freiere Aussicht auf die umgebende Landschaft, welchem Umstande namentlich in schöner Gegend eine gewisse Bedeutung zukommt.

Anordnung der Fufswegträger.

Das Bahngerippe der Fufswege besteht entweder nur aus hölzernen oder eisernen, von den Querträgern der Fahrbahn getragenen Längsträgern (Taf. XXI, Fig. 192; Taf. XXXIV, Fig. 298) oder aus Konsolen, welche die Brückendecke unmittelbar stützen (Taf. XXXII, Fig. 274 u. 275; Taf. XXXIV, Fig. 301), oder aus beiden Trägerarten zugleich (Taf. XXVIII, Fig. 235; Fig. 297). Oft kann man bei Eisenbahnbrücken besondere Fufswegträger entbehren, indem man die Querschwellen des Gleises bei enger Lage unmittelbar und bei weiter, mit einem Bohlenbelage überdeckt, als Fufsweg mitbenutzt. Voraussetzung ist hierbei, dafs die Querschwellen mindestens die der Umgrenzung des lichten Bahnraumes entsprechende Länge haben; andernfalls mufs die erforderliche Breite durch Sonderbeläge neben den Querschwellen geschaffen werden (Taf. XXIV, Fig. 213 u. 215; Taf. XLVII, Fig. 572).

Fufswegläugsträger.

Die zur Unterstützung der Fufswegdecke verwandten Längsträger sind hauptsächlich in folgenden Formen zur Ausführung gekommen:

1. Hölzerne Langschwellen. Dieselben finden namentlich Anwendung, wenn zur Abdeckung des Fufsweges ein Bohlenbelag dient. Sie gestatten eine einfache Befestigung der Bohlen durch Nägel, Holzschrauben u. s. w. und können bis zu Feldlängen von etwa 5 m in Frage kommen (Taf. XXVIII, Fig. 235; Taf. XLIX, Fig. 506).

2. Einfache oder durch Platten verstärkte Formeisen: als I- oder ⊥-Eisen, ⌋- und Winkeleisen. Vor den Holzschwellen haben sie den Vorteil der gröfseren Dauer und dafs sie für jede beliebige Brückentafel als Träger benutzt werden können. Zur Befestigung von Bohlen auf denselben hat man angewandt: a) Holzschrauben, welche von unten durch die Flanschen der Formeisen in die Bohlen geschroben werden; b) man hat mit den Formeisen Holzschwellen verbunden und auf diese den Holzbelag genagelt oder geschraubt (Taf. XXIX, Fig. 241); c) beim Querbohlenbelage hat man einige Zentimeter von den Hirnenden ab über die Bohlen der Länge der Brücke nach je ein Bandeisen gelegt, dasselbe mit der je vierten oder fünften Bohle verbolzt und mit den dazwischen liegenden vernagelt.

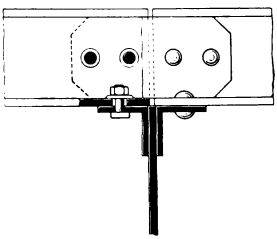
3. Blech- oder gegliederte Träger. Dieselben sind bei Brücken kleinerer Spannweite und oben liegender Fahrbahn als Saumträger der Fufswege anstatt der Hauptträger verwandt.

Auflagerung der Fufswegläugsträger.

Damit die Konsolen und Querträger von den Fufswegläugsträgern nicht an den Bewegungen gehindert werden, welche durch die Dehnungen der zunächst gelegenen Haupt-

tr\u00e4gergurtungen entstehen (vergl. S. 248), empfiehlt sich eine bewegliche Auflagerung der genannten L\u00e4ngstr\u00e4ger. Vor allem gilt dieses von den Tr\u00e4gern, welche dicht oder nahe an der Wand der Hauptträger liegen.

Fig. 507.



1 : 10.

Zur Ermöglichung der erwähnten Bewegungen vernietet man nur das eine Ende der auf einer Konsole zusammentreffenden Längsträger mit dieser, während man dem anderen ein Spiel von etwa 3 mm frei läfst. Das bewegliche Trägerende wird zu diesem Zwecke mit Bolzen befestigt, deren zugehörige Löcher im Trägerfufse entweder länglich sind oder einen entsprechend gröfseren Durchmesser als die Bolzenschäfte haben. Um die seitliche Standsicherheit der Träger zu erhöhen, kann man noch den Wandstofs durch doppelte Laschen decken, welche der beweglichen Trägerwand eine Längenbewegung von etwa 3 mm in der eben beschriebenen Weise ermöglichen (Fig. 507).

Form der Fufswegkonsolen.

Im allgemeinen hat man die Fufswegkonsolen als vollwandige oder gegliederte Kragträger von dreieckiger Grundform gebildet. Aus Schönheitsrücksichten ist man hiervon ab und zu abgewichen und hat den Untergurt der Konsole gekrümmt (Taf. XXVII, Fig. 231; Taf. XXXIV, Fig. 301), sowie die beiden Gurtungen derselben durch Zierglieder verbunden, z. B. Ringe aus Flach-⊥- oder Winkeleisen (Taf. XXVIII, Fig. 235), ferner gegossene Rosetten, ausgeschmücktes Gitterwerk und dergl. Von den mancherlei zur Ausführung gekommenen Konsolformen wollen wir die folgenden näher betrachten:

1. Blechkonsolen von I- oder ⊥-förmigem Querschnitte. Dieselben werden am einfachsten durch Verlängerung der Querträger hergestellt. Kann diese Ausführungsart nicht stattfinden, so vernietet man die fertigen Konsolen mit den Ständern, bezw. der Wand des Hauptträgers unter Einschaltung von Winkeleisen. Hiermit ist der Übelstand verbunden, dafs die in der Wand des Hauptträgers, bezw. in der Vertikalen befindlichen oberen Anschlufsniete bei Belastung der Konsole auf Zug beansprucht werden. Wie jedoch auf S. 310 nachgewiesen, tritt durch diese Zugkräfte erst dann eine Vergröfserung der infolge des Stauchens und Erkaltens in dem Nietschafte vorhandenen inneren Spannkraft ein, wenn die äufsere Zugkraft gröfser als letztere ist. In Rücksicht hierauf empfiehlt es sich, schwer belasteten Konsolen eine möglichst grofse Höhe an der Anschlufsstelle zu geben (Taf. XXXIV, Fig. 301). Um an Eisen zu sparen, sowie des gefälligeren Aussehens wegen, giebt man der Konsole möglichst die Form gleicher Festigkeit.

2. Strebenkonsolen. Im einfachsten Falle besteht die Strebenkonsole aus zwei Stäben — dem sogen. Trag- oder Zugeisen und der Strebe — welche an dem einen Ende zu einer Spitze vereinigt und an dem andern mit einem der Haupt- oder Querträger unmittelbar vernietet sind. Gewöhnlich bestehen Zugeisen und Strebe aus Winkeleisen, seltener aus ⊥- oder [-Eisen. Bei der Donaubrücke bei Steinbach (Taf. XLII, Fig. 413) hat man die beiden Stäbe der Konsole durch die Verlängerung je eines Winkeleisens der oberen und unteren Gurtung der Querträger gewonnen. An der Spitze sind dieselben mit einer Platte vernietet, welche gleichzeitig dem Geländerpfosten zum Anschlufs dient.

Wenn gröfsere Lasten auf die Konsole wirken, stellt man Zugeisen und Strebe derselben aus zwei Winkel- oder]-Eisen, bezw. aus einem kräftigen ⊥ her und strebt beide Teile durch Ringe aus Flach-, Winkel- oder ⊥-Eisen (Taf. XXVIII, Fig. 235) durch verzierte Blechwände oder durch ein Flach- oder Winkeleisen (Taf. XLIX, Fig. 506) gegeneinander aus. Besonders wichtig ist eine solche Aussteifung bei gekrümmten Streben (Taf. XXVII, Fig. 231), weil diese sonst dem Ausbiegen in der Ebene der Konsole stark ausgesetzt sind.

Die Verbindung der Strebe und des Zugeisens mit dem Hauptträger erfolgt unter Zuhilfenahme von Anschlufswinkeleisen (Taf. XXXIV, Fig. 301) oder von Anschlufswinkeleisen und Platten (Taf. XXVIII, Fig. 235; Taf. XLI, Fig. 409), seltener durch unmittelbare Vernietung (Taf. XLIX, Fig. 506). Wenn Ständer an den Knotenpunkten der Hauptträger vorhanden sind, deren Querschnitt aus Winkeleisen in Verbindung mit einer Gitter- oder Blechwand gebildet wird, so schiebt man die Anschlufsplatte für das Zugeisen der Konsole zweckmäfsig in den Ständer und vernietet sie mit demselben. Die Anschlufsniete werden alsdann nur auf Abscherung beansprucht, während die Übertragung von Zugkräften auf dieselben stattfindet, wenn man die Anschlufsplatte stumpf vor den Ständer nietet (Taf. XXVIII, Fig. 235; Taf. XLI, Fig. 409).

3. Gitterkonsolen. Bei gröfserer Ausladung versieht man die Strebenkonsole mit einem Gitterwerk, dessen obere Knotenpunkte unter den Auflagern der Fufswegl ängsträger liegen (Taf. XIX, Fig. 241). Die auf Druck beanspruchten Gitterstücke stellt man aus einfachen oder doppelten Winkeleisen, ⊥- oder [-Eisen her, die auf Zug beanspruchten aus einfachen oder doppelten Flacheisen. Der Anschlufs dieser Stäbe an die beiden Gurtungen der Konsole erfolgt meistens unter Zuhilfenahme von Anschlufsplatten, welche man in die Gurtungen einschiebt. Um hierbei enge Zwischenräume zu vermeiden, in denen man den Anstrich ungenügend oder gar nicht erneuern kann, ist es erforderlich, die Zwischenräume, wenn sie eine kleinere Weite als etwa 20 mm haben, in ganzer Länge durch Futterstücke auszufüllen. Billiger ist es im allgemeinen, den Zwischenraum 20 mm weit herzustellen und neben die Anschlufsplatten, wenn sie geringere Dicke haben, Futterstücke von der Länge der Platte und der Höhe der Winkel- oder [-Eisen der Gurtung zu legen.

Gegenseitige Absteifung der Fufswegkonsolen.

Gewöhnlich genügt zur gegenseitigen Absteifung der einzelnen Konsolen die Verbindung derselben durch die Fufswegl ängsträger. Erscheint diese nicht als ausreichend, so sind die Konsolen durch ein wagerechtes Gitterwerk miteinander zu verbinden oder durch Streben gegen die Hauptträger abzusteifen.

§. 89.

Berechnung der Fufswegträger.

Als fremde Last kann für die Fufswegträger ein Menschengedränge von 300 bis 400 kg für 1 qm bei Eisenbahnbrücken und 400 bis 600 kg für 1 qm bei Strafsenbrücken angenommen werden. Das in Frage kommende Eigengewicht ermittelt man am einfachsten durch eine überschlägliche Berechnung auf Grund der vorhandenen baulichen Verhältnisse.

Was die zulässige Beanspruchung anlangt, so richtet sich dieselbe einerseits nach der Art des verwandten Eisens, anderseits danach, ob der Fufsweg eine leichte oder schwere Brückendecke hat. Den üblichen Annahmen gemäfs kann man etwa setzen:

Zulässige Beanspruchung	Leichte Brückendecke		Schwere Brückendecke		Bezeichnung der Spannungseinheit
	Schweifseisen	Flufseisen	Schweifseisen	Flufseisen	
$s =$	650	700	720	800	kg für 1 qcm

Unter leichter Brückendecke ist im vorliegenden Falle ein Bohlenbelag, unter schwerer eine Decke aus Steinplatten, Asphalt auf Beton, Schotter oder dergl. zu verstehen.

I. Berechnung der Fufsweglängsträger.

Zur Sicherheit nehmen wir auf den Zusammenhang, den die Fufsweglängsträger über den Konsolen etwa haben, keine Rücksicht, betrachten die Träger also als Balken, die auf zwei benachbarten Konsolen frei aufliegen. Bezeichnet:

G das auf einen Längsträger kommende, gleichmäfsig über denselben verteilte Gewicht an Eigen- und Betriebslast, in Kilogrammen;

a den Abstand zweier aufeinander folgender Konsolen, in Zentimetern;

W das erforderliche Widerstandsmoment des Trägerquerschnittes, in cm³, so folgt:

$$\frac{1}{8} G a = W s,$$

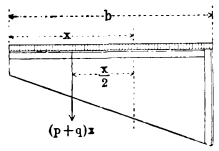
mithin

335 . . . . . $W = \frac{1}{8} \frac{G}{s} a.$

II. Berechnung der Konsolen.

Gemäfs der im vorigen Paragraphen gemachten Einteilung wollen wir die Berechnung getrennt nach Blech-, Streben- und Gitterkonsolen durchführen.

Fig. 508.



1. Blechkonsolen. Wir unterscheiden die beiden Belastungsfälle, in deren einem die Last gleichmäfsig über die Länge der Konsole verteilt und in deren anderem sie an einzelnen Punkten derselben thätig ist.

a) Die Last verteilt sich gleichmäfsig über die Konsole. Für das gröfste auf einen beliebigen Querschnitt der Konsole wirkende Biegungsmoment hat man, wenn bezeichnet (Fig. 508):

x den Abstand des gegebenen Querschnittes von der Spitze der Konsole, in Zentimetern;

W das Widerstandsmoment des Querschnittes, in cm³;

p, q die auf 1 m Länge der Konsole kommende Eigen- bezw. Betriebslast, in Kilogrammen:

$$\frac{1}{2} \frac{p+q}{100} x^2 = W s,$$

oder:

336 . . . . . $W = \frac{1}{200} \frac{p+q}{s} x^2.$

Bezeichnen wir das ganze auf die Konsole kommende Gewicht mit Q, so ist

$$\frac{p+q}{100}\,b = Q$$

und das für die Anschlufsstelle in Frage kommende Widerstandsmoment:

337 . . . . . $W = \frac{1}{2}\,\frac{Q}{s}\,b.$

Nietzahl zum Anschlufs der Konsole an den Hauptträger.

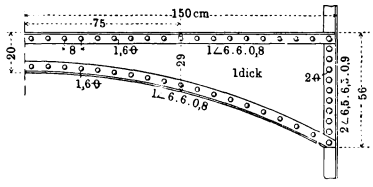
Für die in der Wand der Konsole erforderlichen Anschlufsniete gilt gemäfs der Gleichung Nr. 240:

338 . . . . . $\frac{Q}{n\,d\,\delta}\sqrt{1+\left(\frac{n\,y_m\,b}{2\,\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s,$

worin bezeichnen: n die Nietzahl; d den Nietdurchmesser; δ die Wandstärke; y_m, y den gröfsten, bezw. beliebigen Nietabstand von der wagerechten Schwerlinie des Anschlufsquerschnittes, ausgedrückt in Zentimetern.

Beispiel. Es sind die Abmessungen und Vernietungen der in Fig. 509 dargestellten Blechkonsole, deren Untergurt nach einer Parabel verläuft, unter der Voraussetzung zu berechnen, dafs die einzelnen Konsolen 3 m voneinander abstehen und auf die 1,5 m breite Fufswegbahn an Eigengewicht 300 kg und an fremder Last 400 kg für 1 qm kommen. Als zulässige Beanspruchung sind 800 kg für 1 qcm zu rechnen.

Fig. 509.



Den vorstehenden Annahmen gemäfs hat man für das Widerstandsmoment des Querschnittes an der Anschlufsstelle, bezw. in der Mitte der Konsole, da $Q = 3 \,.\, 1{,}5 \,.\, 700 = 3150$ kg und $p + q = 3\,(300 + 400) = 2100$ kg:

$$W = \frac{1}{2}\cdot\frac{3150}{800}\cdot 150 = 295; \qquad W_1 = \frac{1}{200}\cdot\frac{2100}{800}\cdot 75^2 = 74\,\text{cm}^3.$$

Der Konsole geben wir eine 1 cm starke Blechwand und ein oberes und unteres Gurtungswinkeleisen von 6 . 6 . 0,8 cm. Die Wandhöhe nehmen wir am vorderen Ende zu 20 cm und an der Anschlufsstelle in Rücksicht auf die nicht unerhebliche Zahl der Anschlufsniete zu 56 cm an. Diesen Abmessungen entsprechen am Anschlufs und in der Mitte der Konsole, nach Abzug eines 1,6 cm starken Nietes von jeder Gurtung, die Widerstandsmomente: $W = 635$ und $W_1 = 243\,\text{cm}^3$; beide sind also reichlich bemessen.

Den Anschlufs der Konsole bewirken wir mit Hilfe von zwei Winkeleisen, je 6,5 . 6,5 . 0,9 cm und 11 Nieten von 2 cm Durchmesser und 5 cm Teilung, welche durch die Winkeleisen und die Konsolenwand geschlagen werden. Für die Beanspruchung der Lochwandung des 25 cm von der wagerechten Schwerachse des Anschlufsquerschnittes abstehenden äufsersten Nietes gilt nach Gleichung Nr. 338, da $y_m = 25$; $b = 150$ cm: $\Sigma y^2 = 2 \,.\, 5^2\,(1 + 2^2 + 3^2 + 4^2 + 5^2) = 2750$; $\delta = 1$; $d = 2$ cm; $n = 11$:

$$\frac{Q}{n\,d\,\delta}\sqrt{1+\left(\frac{n\,y_m\,b}{2\,\Sigma y^2}\right)^2} = \frac{3150}{11\,.\,2}\sqrt{1+\left(\frac{11\,.\,25\,.\,150}{2\,.\,2750}\right)^2} = 1083\,\text{kg für 1 qcm},$$

welcher Wert $< 1{,}5\,s$, d. i. 1200 kg für 1 qcm ist.

Die Nietteilung der Gurtungen ergiebt sich nach Gleichung Nr. 235a erheblich weiter als es der dichte Schluſs der Verbindung verlangt; wir wählen sie deshalb $= 5\,d = 5 \cdot 1{,}6 = 8$ cm.

b) Die Belastung der Konsole findet in einzelnen Punkten statt. Wir nehmen an, daſs die Lasten P, P_1 auf die Konsole in den Abständen b, b_1, von der Anschluſsstelle ab gerechnet, übertragen werden. Auf die Anschluſsstelle wirkt alsdann das Biegungsmoment $Pb + P_1 b_1$ und es ergiebt sich für das daselbst nötige Widerstandsmoment, sofern man das Eigengewicht der Konsole vernachlässigt:

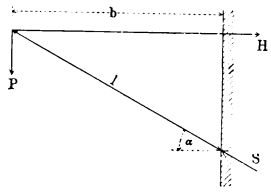
339 . . . . . $W = \frac{Pb + P_1 b_1}{s}$.

Die Zahl der Anschluſsniete berechnet sich nach der Gleichung Nr. 247, indem man $K = P + P_1$, $\alpha M_1 = Pb + P_1 b_1$ setzt, demnach:

340 . . . . . $\frac{1}{d\delta}\sqrt{\left(\frac{P + P_1}{n}\right)^2 + \left\{\frac{(Pb + P_1 b_1) y_m}{\Sigma y^2}\right\}^2} \leqq 1{,}5\,s.$

2. Strebenkonsolen. Dieselben erhalten in der Regel nur eine Belastung an der Spitze oder aufserdem noch nahe der Anschluſsstelle; seltener verteilt sich die Last stetig über das Zugeisen. In der nachfolgenden Rechnung wollen wir nur die Spitze der Konsole als belastet ansehen und hinsichtlich der Stabquerschnitte sowohl symmetrisch wie unsymmetrisch zur Wandebene der Konsole angeordnete voraussetzen.

Fig. 510.



a) Zugeisen- und Strebenquerschnitt haben symmetrische Form zur Wandebene der Konsole. Bezeichnet (Fig. 510):

P die Last an der Spitze der Konsole, in Kilogrammen;

H, S die Stabkraft in dem Zugeisen, bezw. der Strebe, in Kilogrammen;

b, l die Länge des Zugeisens, bezw. der Strebe, in Zentimetern;

α den Neigungswinkel der Strebe zur Wagerechten;

F den Nutzquerschnitt des Zugeisens, in Quadratzentimetern;

J_{min} das kleinste Trägheitsmoment des vollen Querschnittes der Strebe, in cm⁴;

E die Elastizitätszahl des verwandten Eisens, in Kilogrammen für 1 qcm,

so folgt für die Stabkräfte H und S:

$$H = P\ cotan\,\alpha; \qquad S = \frac{P}{sin\,\alpha}.$$

Das Zugeisen der Konsole mufs daher den Nutzquerschnitt haben:

341 . . . . . $F = \frac{1}{s} P\ cotan\,\alpha;$

ferner ergiebt sich für den Querschnitt der Strebe bei fünffacher Sicherheit gegen Ausbiegen:

$$S = \frac{1}{5}\frac{\pi^2 E J_{min}}{l^2}$$

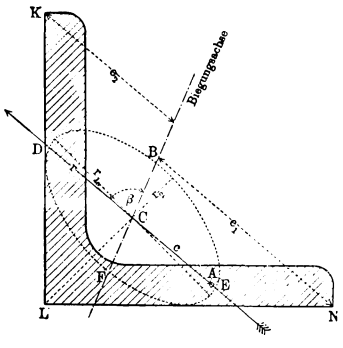
oder

342 . . . . . $J_{min} = \frac{5}{\pi^2}\frac{P}{E}\frac{l^2}{sin\,\alpha}.$

b) Zugeisen- und Strebenquerschnitt haben unsymmetrische Form zur Wandebene der Konsole. Im vorliegenden Falle sind die beiden Stäbe der Konsole einem

seitlichen Kräfteangriff ausgesetzt und werden daher auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht. Ist z. B. jeder der Stäbe aus einem gleichschenkligen Winkeleisen gebildet und findet der Kraftangriff in der Mitte A (Fig. 511) des freiliegenden Schenkels statt, so ermittelt man die stärksten, von den Stabkräften H und S in dem Zugeisen, bezw. der Strebe hervorgerufenen Biegungsspannungen wie folgt (Fig. 511):

Fig. 511.



Man zeichnet für den Winkeleisenquerschnitt die Zentralellipse. Der Mittelpunkt dieser fällt mit dem Schwerpunkte C des Querschnittes zusammen und schliefsen die grofse und kleine Achse der Zentralellipse mit der Kante LN den Winkel von 45 Grad ein. Die Verlängerung der kleinen Achse geht durch den Eckpunkt L. Zieht man nun durch A den Durchmesser DE der Centralellipse und bestimmt den zu DE gehörigen konjugierten Durchmesser FB (derselbe ist bekanntlich parallel der Berührungsgeraden in D oder E), so giebt dieser die Biegungsachse des Querschnittes bei dem gegebenen seitlichen Kräfteangriff an. Bezeichnet:

c den Abstand des Angriffspunktes A von C, in Zentimetern;

e_1, e_2 den Abstand der äufsersten Faserschicht N, bezw. K vom Durchmesser FB, parallel zu DE gemessen, in Zentimetern;

β den Winkel, welchen die beiden Durchmesser DE und FB miteinander einschliefsen;

J das Trägheitsmoment des Winkeleisenquerschnittes in Bezug auf FB als Achse, in cm^4;

s_1, s_2 die Biegungsspannung der Faserschicht N, bezw. K, in Kilogrammen für 1 qcm;

F, F_1 den Nutzquerschnitt des Zugeisens, bezw. der Strebe, in Quadratzentimetern;

r den Halbmesser CD der Zentralellipse, in Zentimetern und gelten im übrigen die unter 2 a) angegebenen Bezeichnungen:

so hat die Kraft H im Zugeisen der Konsole in Bezug auf die Biegungsachse FB das Moment $Hc\sin\beta$. Letzteres erzeugt in der Faserschicht N die Biegungsspannung s_1; es gilt daher die Beziehung:

$$Hc\sin\beta = \frac{s_1}{e_1 \sin\beta} J$$

oder, weil $J = Fr^2\sin^2\beta$ ist:

$$Hc = \frac{s_1}{e_1} Fr^2,$$

mithin:

343 . . . . . $s_1 = \frac{ce_1}{r^2}\frac{H}{F}$.

Zu dieser Spannung kommt noch die von der Kraft H unmittelbar hervorgerufene Zugspannung $\frac{H}{F}$. Beide Spannungen zusammengenommen dürfen nicht gröfser als die zulässige sein und haben den Wert:

344 . . . . . $s_t = \frac{H}{F}\left(1 + \frac{ce_1}{r^2}\right)$.

Ebenso folgt für die Faserschicht K:

344 a . . . . . $s_t = \frac{H}{F}\left(1 - \frac{ce_2}{r^2}\right)$.

Die in der Strebe der Konsole wirkende Druckkraft S ruft in den Faserschichten N und K die Gesamtspannung hervor von:

345
$$\begin{cases} s_t = -\frac{S}{F_1}\left(1 + \frac{ce_1}{r^2}\right) \text{ in Faserschicht } N, \\ s_t = -\frac{S}{F_1}\left(1 - \frac{ce_2}{r^2}\right) \text{ „ } \quad \text{„ } \quad K. \end{cases}$$

Beispiel. Wie stark werden die Zugeisen und Streben der Fufswegkonsolen der Donaubrücke bei Steinbach (Taf. XLII, Fig. 413) beansprucht, wenn angenommen wird, dafs auf den Fufswegen ein Menschengedränge von 400 kg für 1 qm stattfindet?

Jeder der beiden Fufswege hat eine Breite von 1 m und ist auf Strebenkonsolen ausgekragt, deren Zugeisen und Streben aus je einem Winkeleisen von 7 7 1 cm gebildet sind. Die Konsolen stehen 4,5 m voneinander ab; es wirken daher auf die Spitze jeder Konsole an fremder Last:

0,5 4,5 400 .	= 900 kg
Hierzu kommen noch an Eigengewicht der Fufsgängerbahn nebst Geländer:	
0,5 4,5 qm 5 cm starker Bohlenbelag, je 40 kg	= 90 „
4,5 laufende Meter Geländer	= 210 „
	Summa 1200 kg

Da nun die Strebe mit der Wagerechten einen Winkel $\alpha = 28^0\ 23'$ einschliefst, also $tang\,\alpha = 0{,}540$; $sin\,\alpha = 0{,}475$, so folgt für die Stabkräfte im Zugeisen und in der Strebe:

$$H = \frac{1200}{0{,}54} = 2220\,\text{kg}; \qquad S = \frac{1200}{0{,}475} = 2530\,\text{kg}.$$

Für die halbe grofse und kleine Achse der Zentralellipse des Winkeleisens von 7 7 1 hat man, da sein Vollquerschnitt 13 qcm und das gröfste, bezw. kleinste Trägheitsmoment desselben 92, bezw. 24 cm^4 (ohne Nietabzug) beträgt:

$$r_1 = \sqrt{\frac{92}{13}} = 2{,}66\,\text{cm}; \qquad r_2 = \sqrt{\frac{24}{13}} = 1{,}36\,\text{cm}.$$

Der Abstand des Angriffspunktes der Kraft vom Schwerpunkte des Winkeleisens ergiebt sich zu $c = 2{,}5$ cm (Fig. 511), ferner der Nutzquerschnitt des Winkeleisens zu $F = 13 - 2 = 11$ qcm, indem zur Vernietung 2 cm starke Niete angewandt sind, welche durch die Mitte des frei liegenden Schenkels gehen; endlich ist noch $e_1 = 5{,}6$ cm und $r = CD = 2{,}6$ cm.

Den vorstehenden Werten entsprechend folgt aus der Gleichung Nr. 344 für die gröfste Beanspruchung des Zugeisens der Konsole:

$$s_t = \frac{H}{F}\left(1 + \frac{ce_1}{r^2}\right) = \frac{2220}{11}\left(1 + \frac{2{,}5 \cdot 5{,}6}{2{,}6^2}\right) = \frac{2220}{11}(1 + 2{,}07) = 620\,\text{kg für 1 qcm}.$$

Ebenso findet man für die Strebe auf Grund der Gleichung Nr. 345:

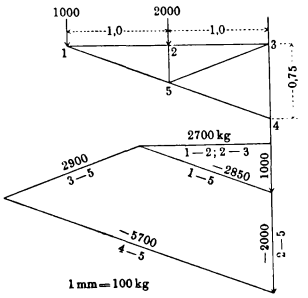
$$s_t = -\frac{S}{F}\left(1 + \frac{ce_1}{r^2}\right) = -\frac{2530}{11}(1 + 2{,}07) = -706\,\text{kg für 1 qcm}.$$

Die zum Anschlufs des Zugeisens und der Strebe an der Spitze der Konsole verwandten je zwei Niete von 2 cm Durchmesser haben für die Quadrateinheit der Lochwandungen höchstens auszuhalten:

$$\text{Zugeisen: } \frac{2220}{2\ 2\ 1} = 555\text{ kg für 1 qcm;} \qquad \text{Strebe: } \frac{2530}{2\ 2\ 1} = 633\text{ kg für 1 qcm,}$$

welche Spannungen weit unter der zulässigen Grenze liegen.

512.



3. Gitterkonsole. Die Ermittelung der Stabkräfte der gegliederten Konsole erfolgt am einfachsten auf zeichnerischem Wege. Bei der in Fig. 512 dargestellten Konsole findet man z. B. die Kräfte in den Stäben 1 — 2 und 1 — 5 durch unmittelbare Zerlegung der Last von 1000 kg nach den Richtungen dieser Stäbe. Die in den Stäben 3 — 5 und 4 — 5 herrschenden Kräfte ergeben sich leicht, wenn man sich den Knotenpunkt 5 aus der Konsole geschnitten denkt und nun das dem Gleichgewichte der Kräfte entsprechende Seileck an die Seite 1 — 5 in Fig. 512a zeichnet. In dem Stabe 2 — 5 ist offenbar ein Druck von 2000 kg und in dem Stabe 2 — 3 dieselbe Kraft wie in 1 — 2 enthalten.

Litteratur.

Winkler: Die Querkonstruktionen der eisernen Brücken. Wien, Karl Gerolds Sohn, 1884.

Steiner: Die Brückenbahn (Fahrbahnen, Fufswege und Geländer). Band II, Kapitel VIII im Handbuche der Ingenieurwissenschaften. 2. Auflage. Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1890.

Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. Abteilung I. Eiserne Brücken. Aachen 1873.

Engesser: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1892.

Aufsätze in Zeitschriften:

Zeitschrift für Bauwesen, 1895, S. 235: Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg.

Centralblatt der Bauverwaltung, 1895, S. 21, Landsberg: Der Wettbewerb für eine feste Rheinbrücke bei Bonn. 1896, S. 38, Landsberg: Der Wettbewerb für eine feste Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms. 1896, S. 366: Der Wettbewerb für eine feste Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, 1893, S. 553, Zschetsche: Theorie lastverteilender Querverbände.

Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1889, S. 909, Barkhausen: Der Bau eiserner Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse. 1890, S. 193, Rieppel: Eisenbahnbrücke über die Donau bei Steinbach. (Beweglich aufgelagerte Querträger.)

Le Génie Civil, 1895, XXVI, S. 305, Talansier: Le pont de la rue de Tolbiac. (Beweglich aufgelagerte Querträger.)

Engineering, 1890, Band L, S. 95: Bridge over the river Belaja; Samara-Ufa-railway. Russia. (Beweglich aufgelagerte Querträger.)

Vergleiche aufserdem die Litteratur zum Kapitel VI.

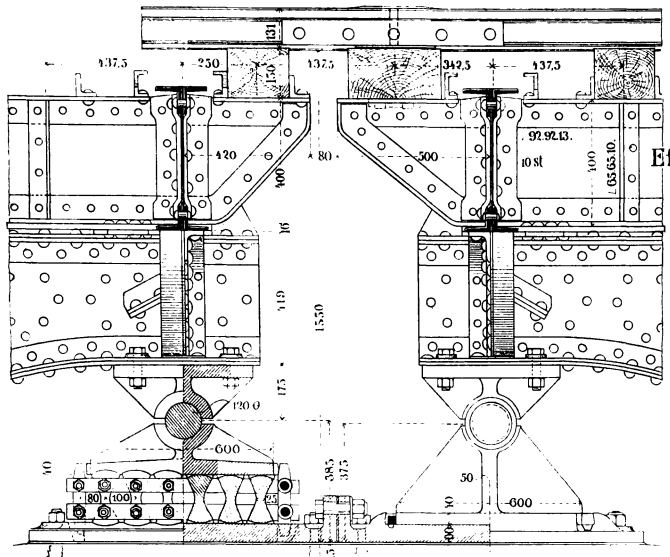
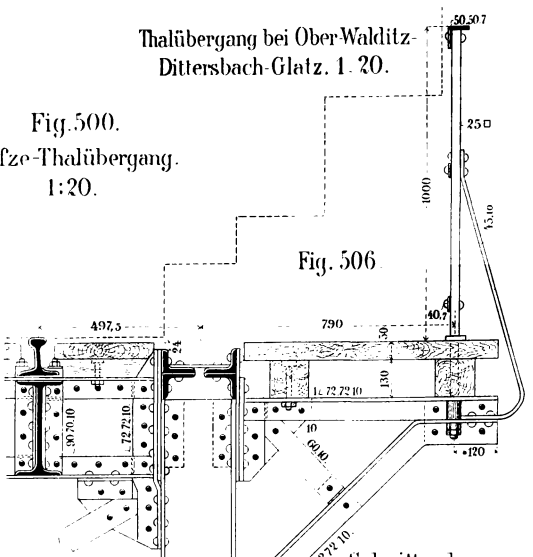


Fig. 500.
Effze-Thalübergang.
1:20.



Thalübergang bei Ober-Walditz-Dittersbach-Glatz. 1:20.

Fig. 506

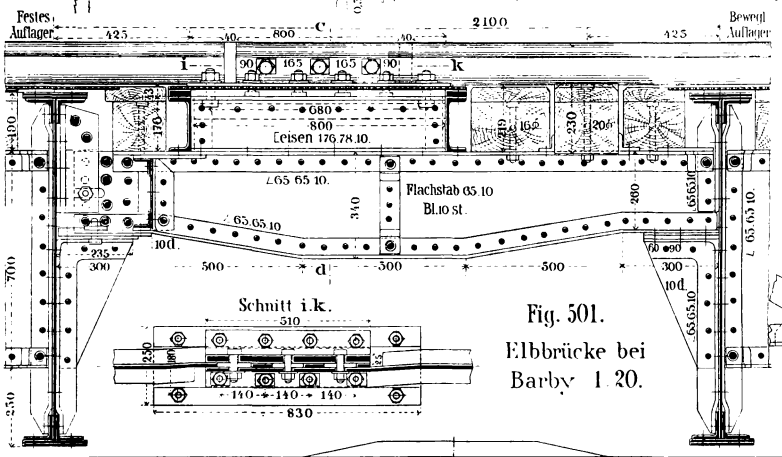
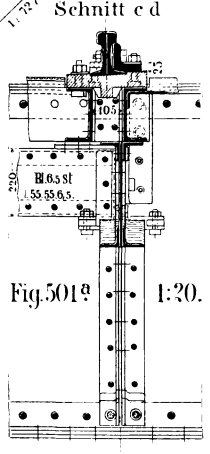


Fig. 501.
Elbbrücke bei Barby 1:20.



Schnitt c d

Fig. 501a 1:20.



Fig. 503.
Nogatbrücke bei Marienburg. 1:20.

Fig. 502.

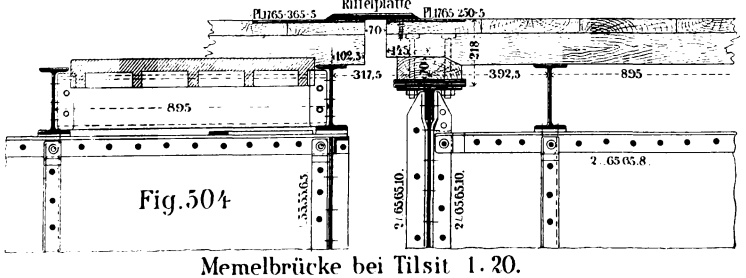
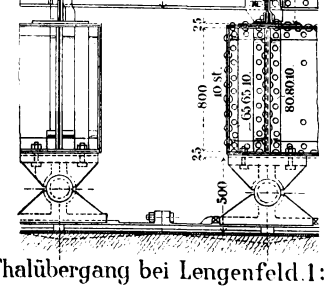


Fig. 504

Memelbrücke bei Tilsit 1:20.

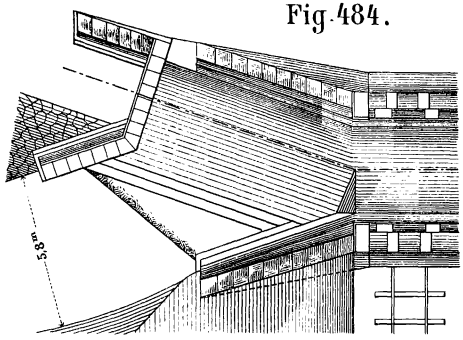


Thalübergang bei Lengenfeld. 1:40.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig

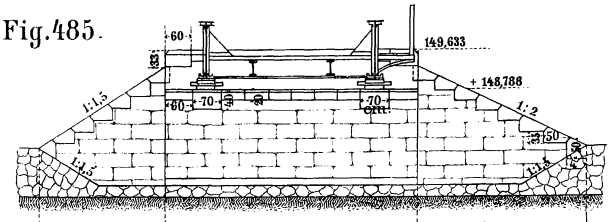
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 484.



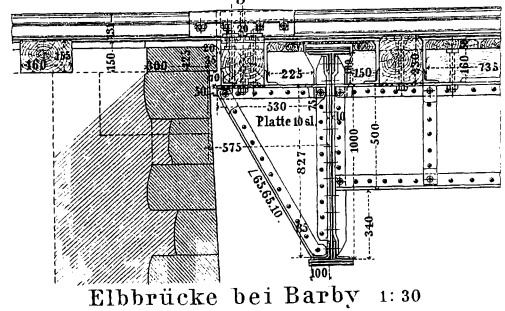
Wegeunterführung mit Durchlass, Wittenberge-Lüneburg. 1:230.

Fig. 485.



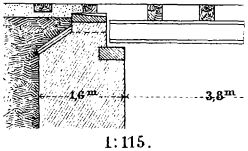
Rhume-Brücke, Wulften-Duderstadt 1:150.

Fig. 486.



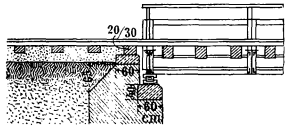
Elbbrücke bei Barby 1:30

Fig. 484a



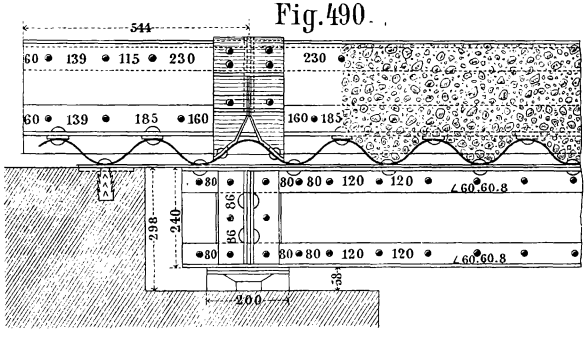
1:115.

Fig. 485a



1:150.

Fig. 490.



Unterführung der Wormserstrasse in Mainz. 1:15.

Fig. 489.

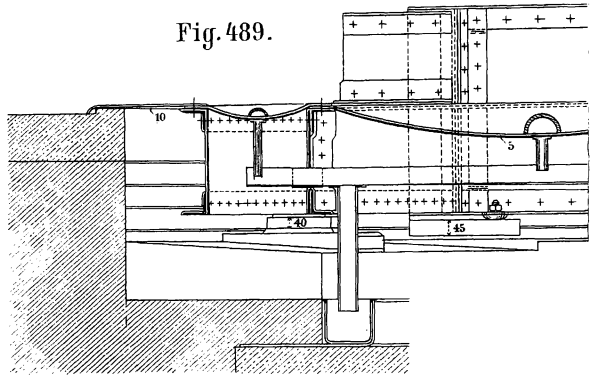


Fig. 490a

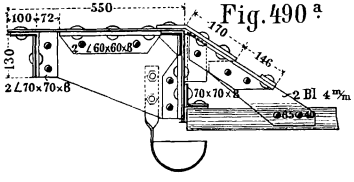
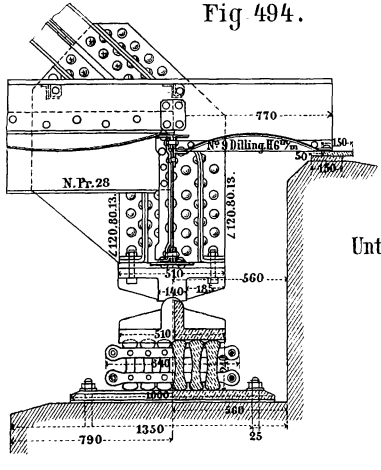
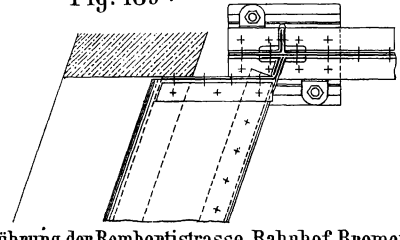


Fig. 494.



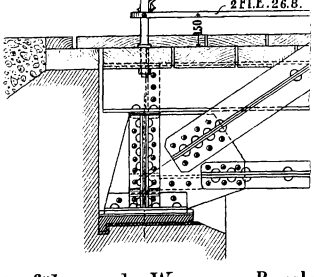
Elbbrücke bei Wittenberg 1:30.

Fig. 489a



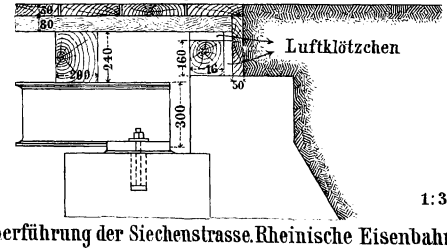
Unterführung der Rembertistrasse, Bahnhof Bremen 1:20.

Fig. 491.



Unterführung des Weges von Rosslau nach Streetz (Wittenberg-Köthen) 1:30.

Fig. 492.



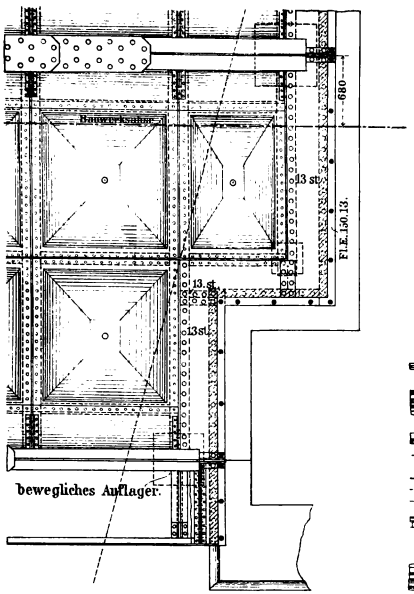
1:30

Überführung der Siechenstrasse. Rheinische Eisenbahn.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 460.



Strassenunterführung,
Bahnhof Erfurt. 1:60.

Fig. 474.

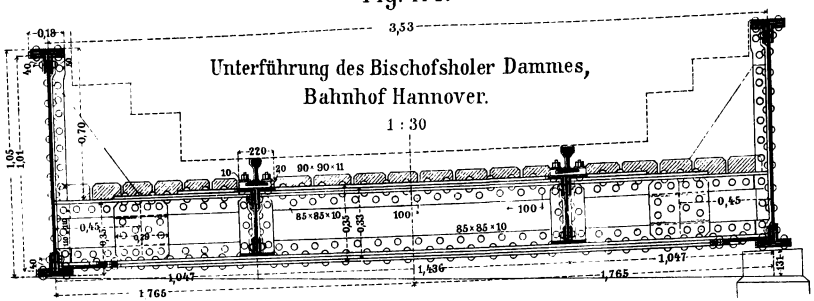
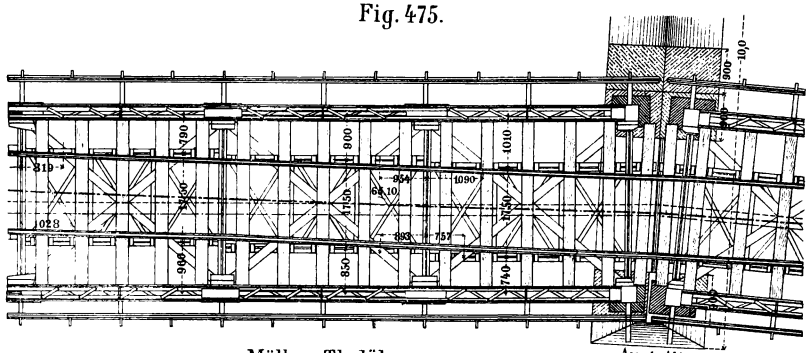
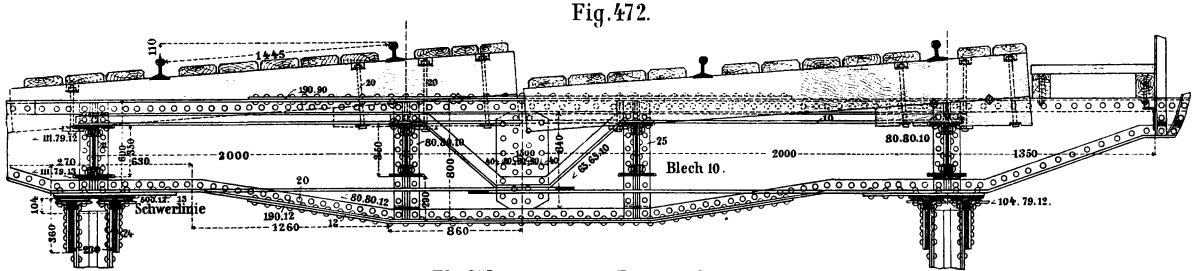


Fig. 475.



Mölke - Thalübergang. 1:120.

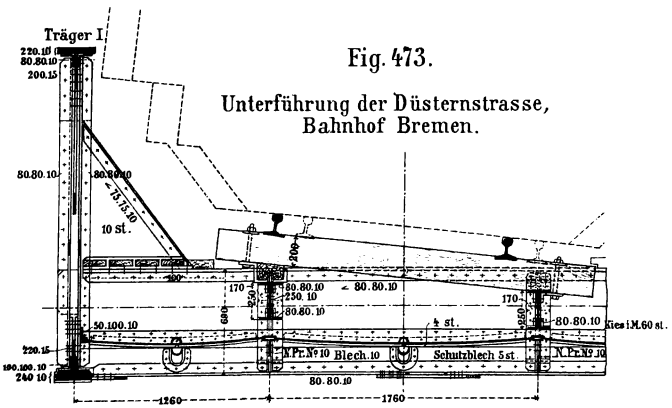
Fig. 472.



Thalübergang von Lengenfeld. 1:40.

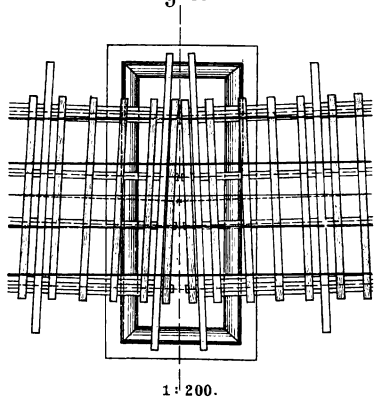
Fig. 473.

Unterführung der Düsternstrasse,
Bahnhof Bremen.



1:40.

Fig. 472 a.



1:200.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

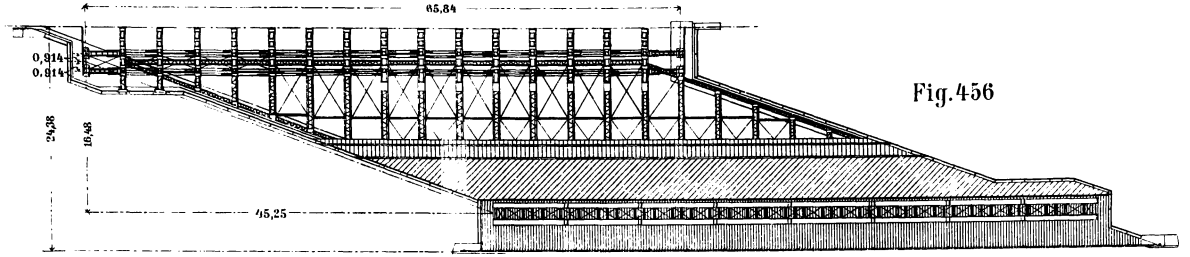


Fig. 456

Überführung der Boylstonstrasse, Boston

1 : 70.

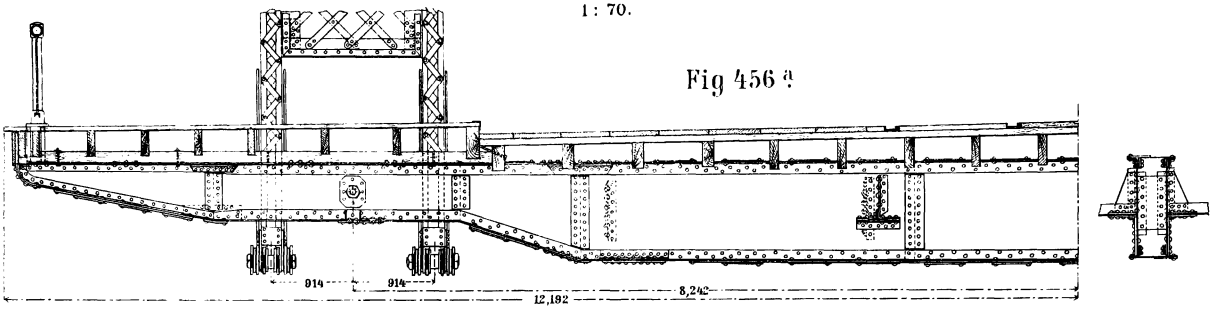


Fig 456 a

Fig. 458.

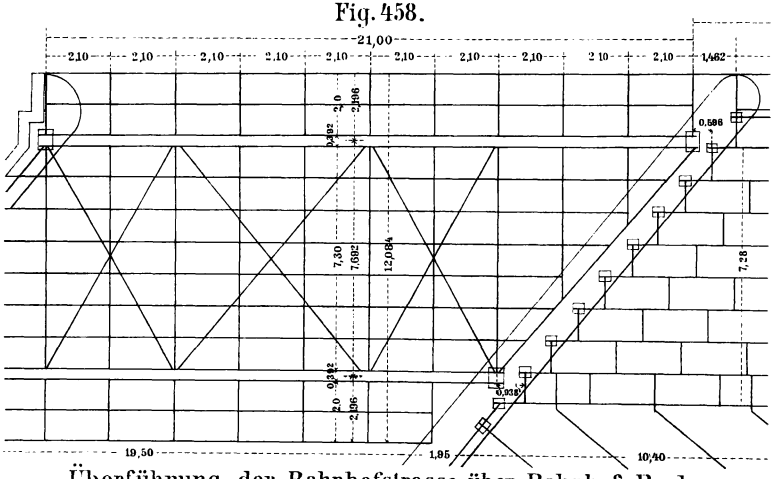
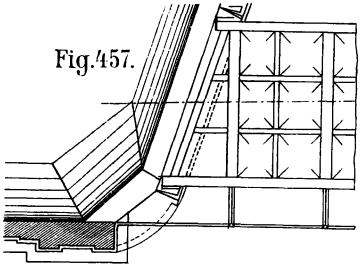


Fig. 457.



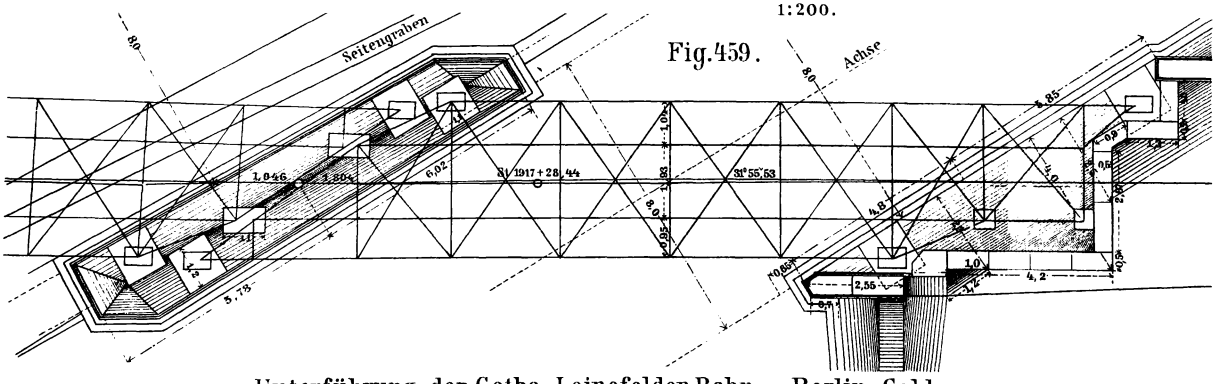
Unterführung des Doventhor-Steinweges,
Bahnhof Bremen

1 : 150

Überführung der Bahnhofstrasse über Bahnhof Buckau.

1:200.

Fig. 459.



Unterführung der Gotha-Leinefelder Bahn Berlin-Coblenz

1:160

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

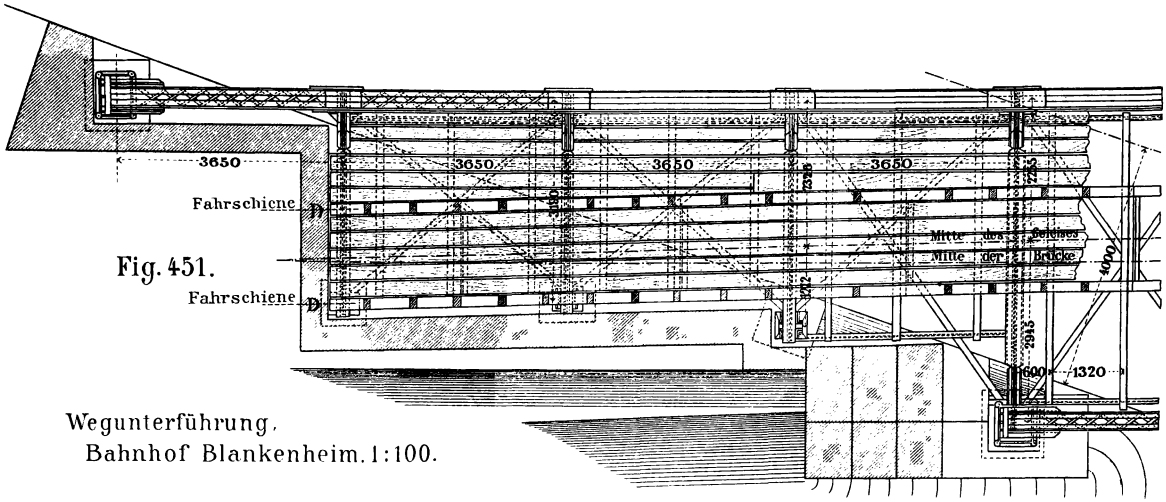
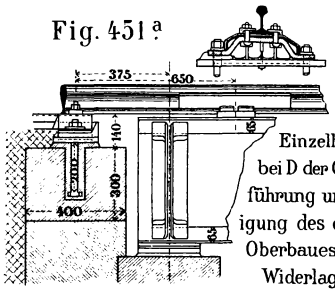


Fig. 451.

Wegunterführung.
Bahnhof Blankenheim. 1:100.

Fig. 451a



Einzelheiten bei D der Geleisüberführung und Befestigung des eisernen Oberbaues auf den Widerlagern.

1:25.

Fig. 451b

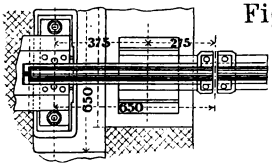
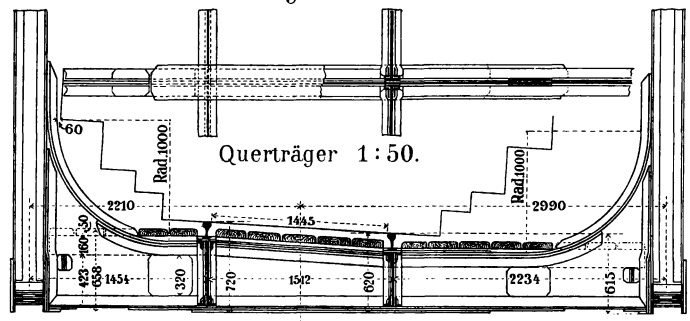
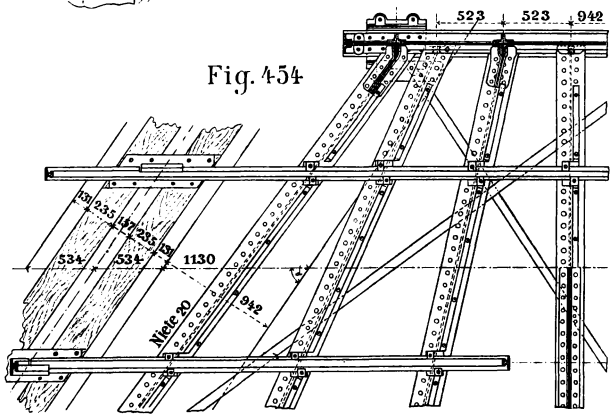


Fig. 451c



Querträger 1:50.

Fig. 454



Unterführung der Schöneberger Uferstrasse, Berlin Potsdamer Bahnhof 1 50.

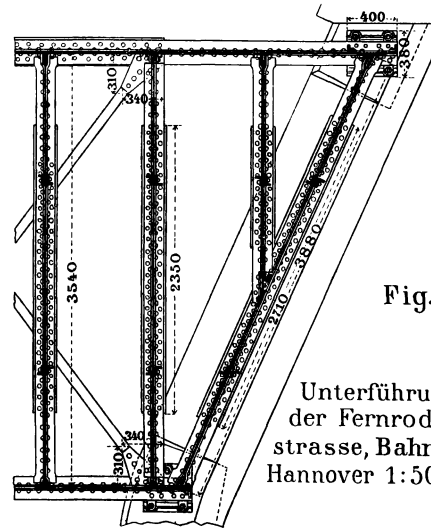


Fig. 455.

Unterführung der Fernroderstrasse, Bahnhof Hannover 1:50.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig.416.

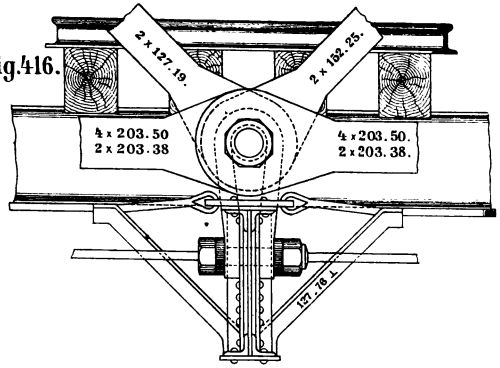
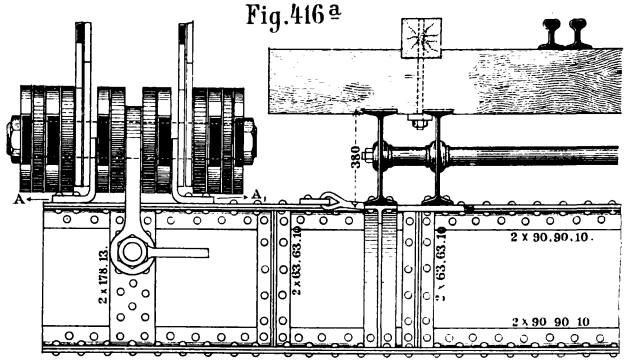


Fig.416a



Monongahelabrücke in Port Perry bei Pittsburg. 1:25.

Fig.417.

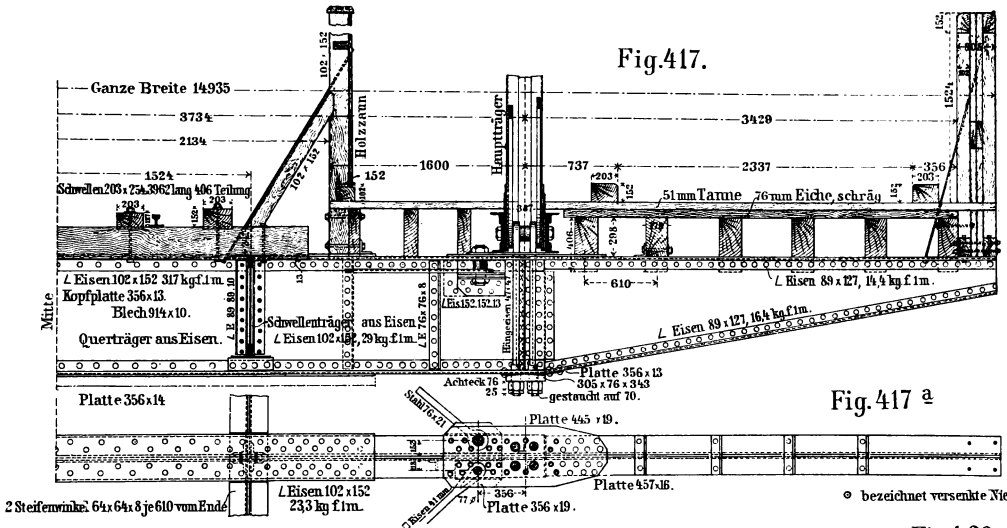


Fig.417a

⊙ bezeichnet versenkte Niete.

Kentucky-und Indiana-Brücke. 1:50.

Fig.418.

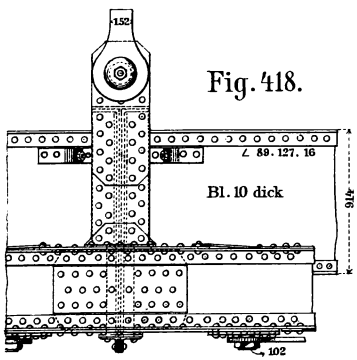
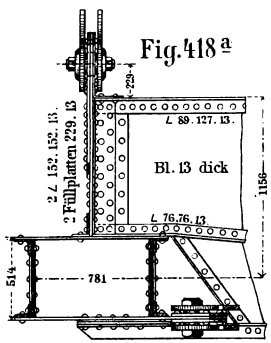
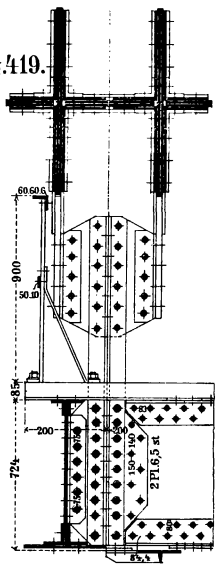


Fig.418a



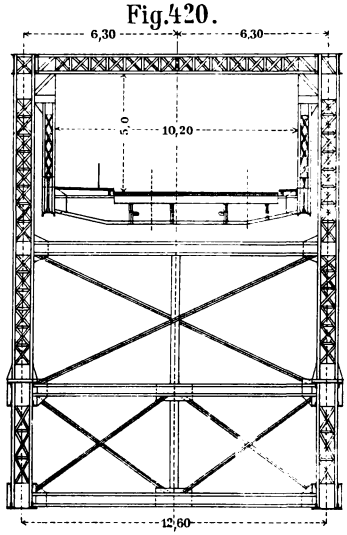
Ohiobrücke bei Cairo (Nordamerika). 1:40.

Fig.419.



Weichselbrücke bei Dirschau. 1:30.

Fig.420.

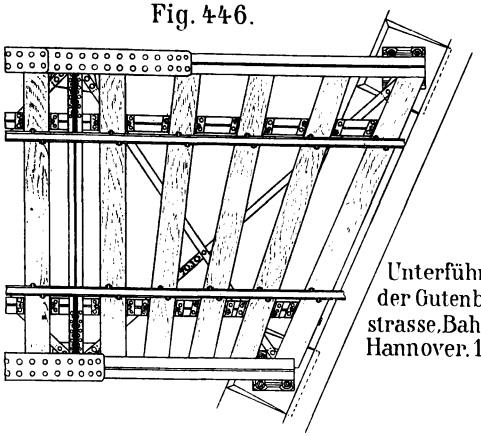


Hochbrücke bei Levensau. 1:250.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig

Fig. 446.



Unterführung der Gutenbergstrasse, Bahnhof Hannover. 1:60.

Fig. 447.

Siegbrücke bei Bahnhof Au. 1 50.

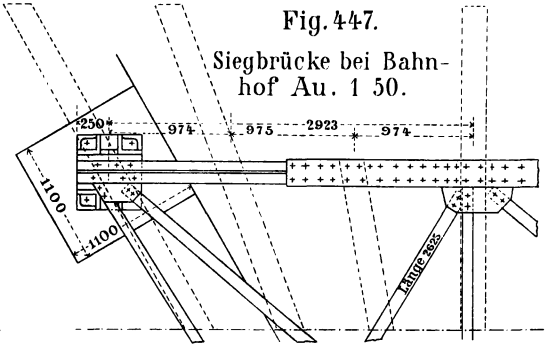


Fig. 450.

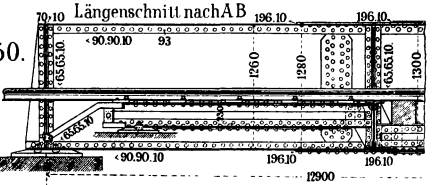
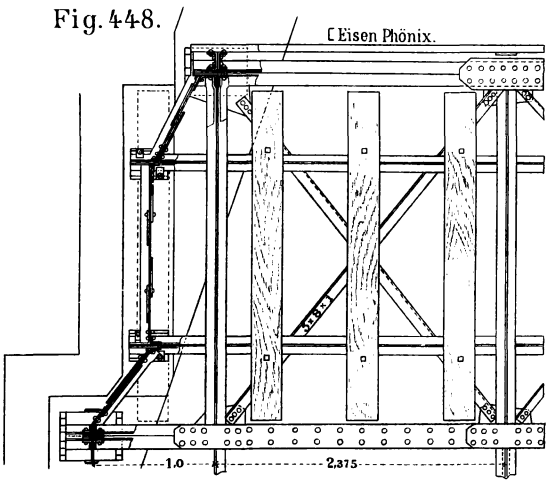
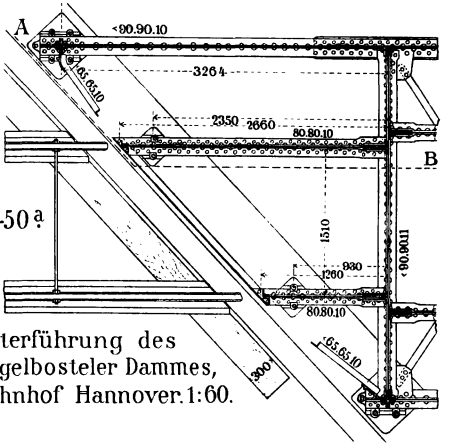


Fig. 448.



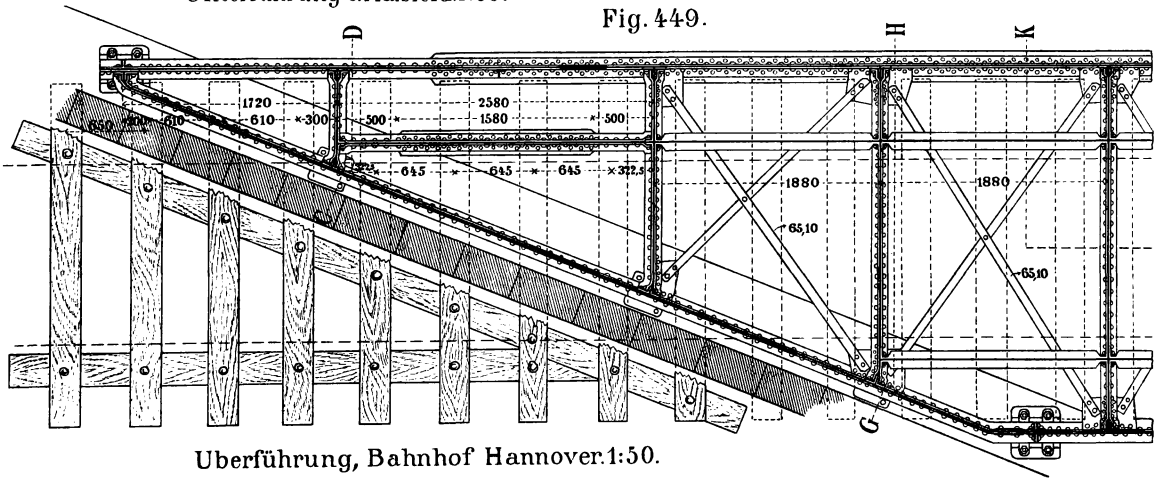
Unterführung b. Malsfeld. 1:50.

Fig. 450 a.



Unterführung des Engelbosteler Dammes, Bahnhof Hannover. 1:60.

Fig. 449.

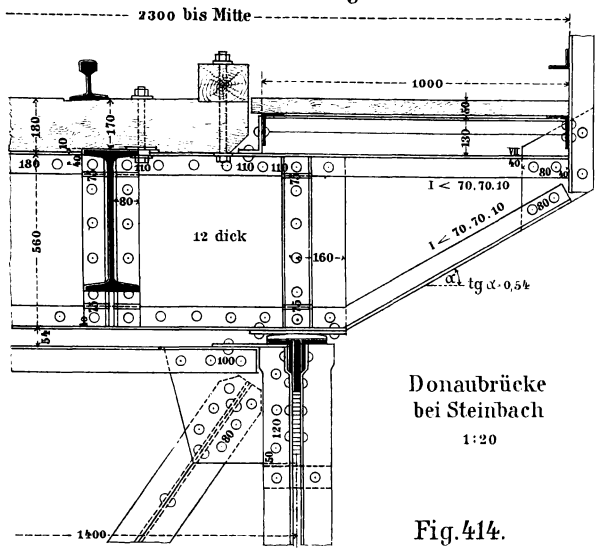


Uberführung, Bahnhof Hannover. 1:50.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

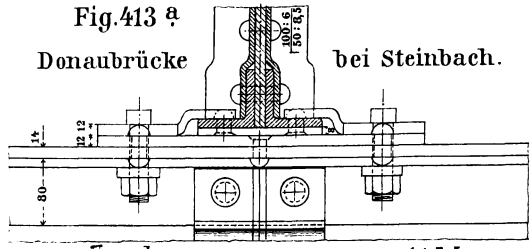
Fig. 413.



Donaubrücke bei Steinbach 1:20

Fig. 413 a.

Donaubrücke bei Steinbach.



1 : 7,5.

Fig. 413 b.

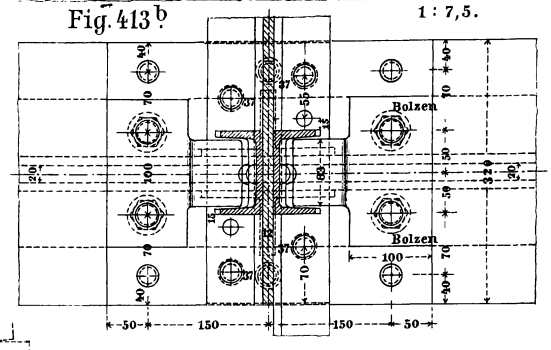
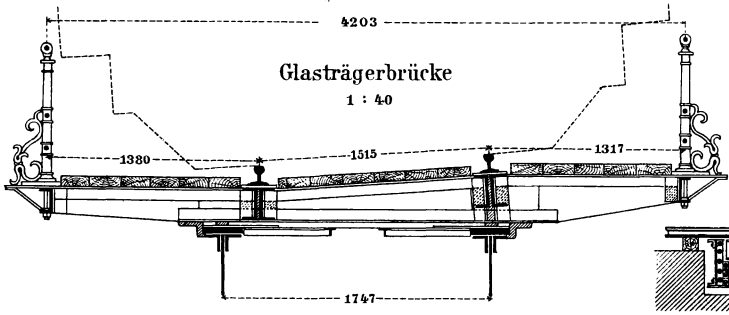
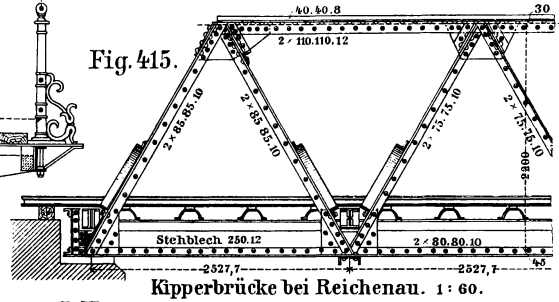


Fig. 414.



Glasträgerbrücke 1 : 40

Fig. 415.



Kipperbrücke bei Reichenau. 1 : 60.

Fig. 414 a.

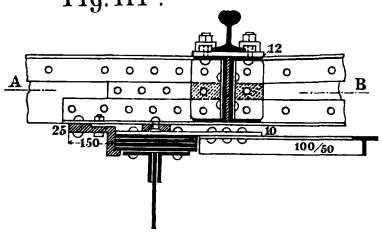


Fig. 415 b.

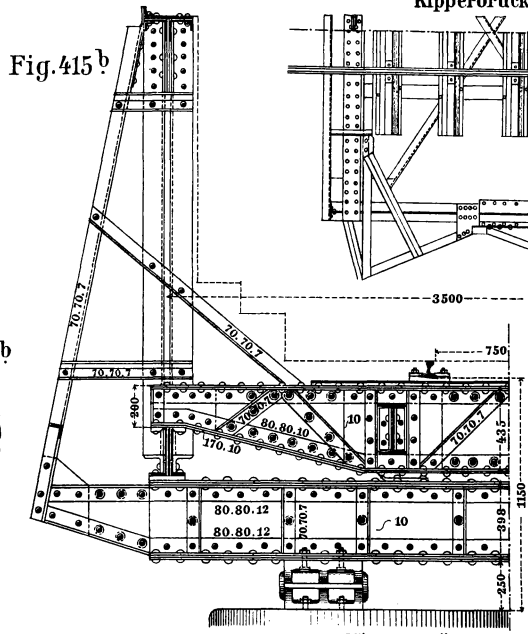
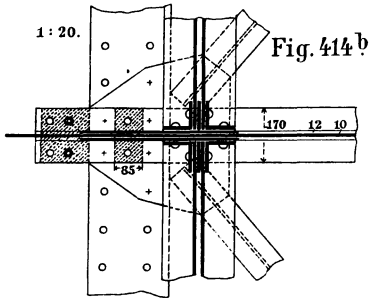


Fig. 415 a.

1 : 20.

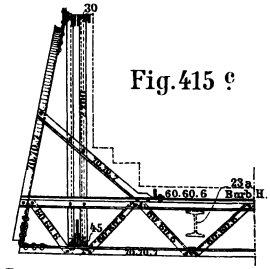
Fig. 414 b.



Schnitt nach A-B.

1 : 30.

Fig. 415 c.

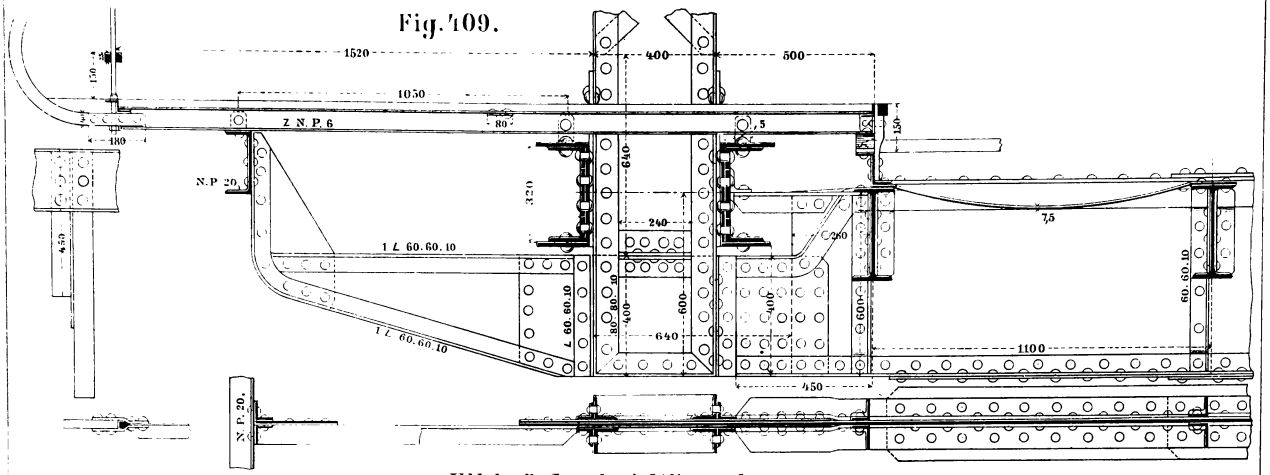


Kipperbrücke bei Reichenau. 1 : 60.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig

Fig. 409.



Elbbrücke bei Wittenberg 1:20.

Fig. 410.

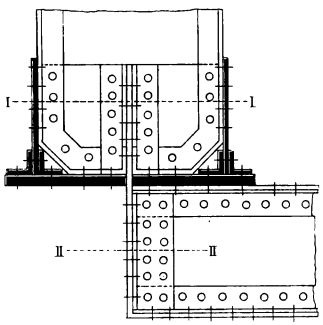


Fig. 410 a
Schnitt II-II.

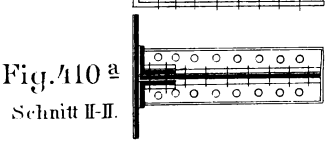
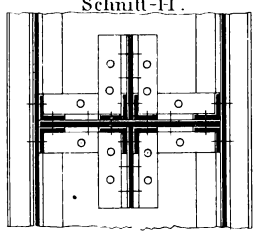


Fig. 410 b
Schnitt-H.



Neue Trent-Brücke bei Newark.

1:25

Fig. 411 a

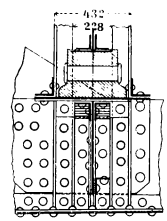


Fig. 411 c
1:36



Fig. 411 b

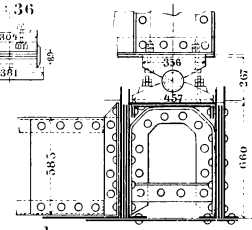


Fig. 412 b
Schnitt nach E. F.

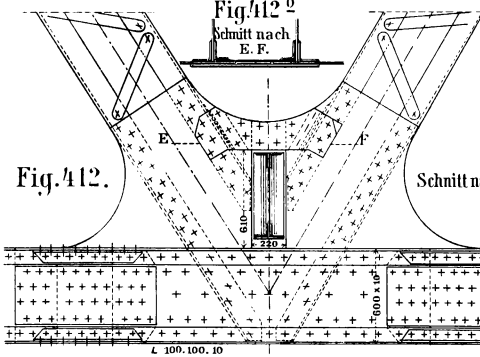
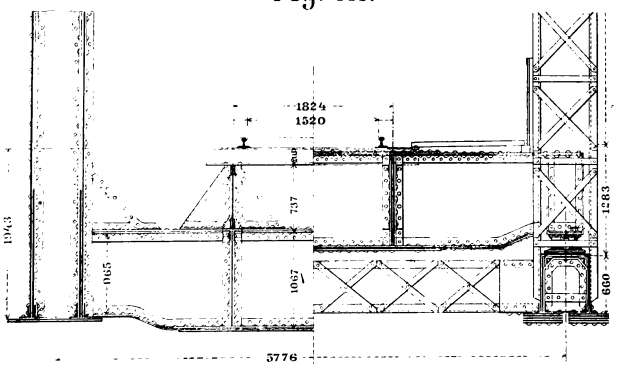


Fig. 412.

Schnitt nach A B.

Fig. 411.



Belajabrücke Samara-Ufer-Eisenb. Russland

1:70.

Fig. 412 a

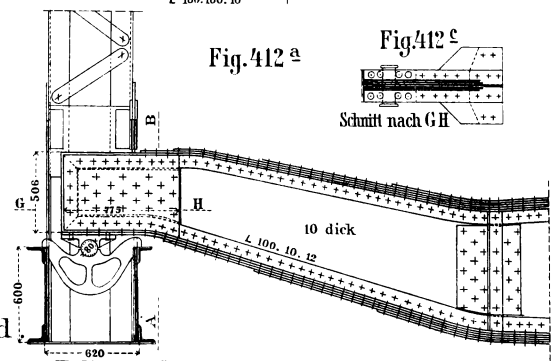


Fig. 412 c

Schnitt nach G H

Tolbiac-Strassenüberführung Paris 1 40.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Fig. 353.

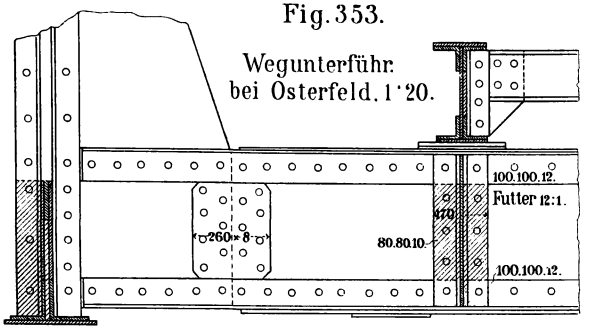
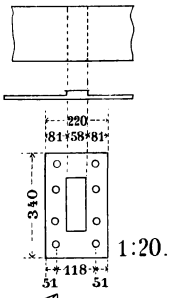


Fig. 353.a.b.



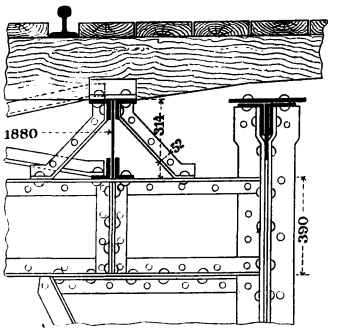


Fig. 354.
Saalebrücke b. Bernburg. 1:25.

Fig. 357.

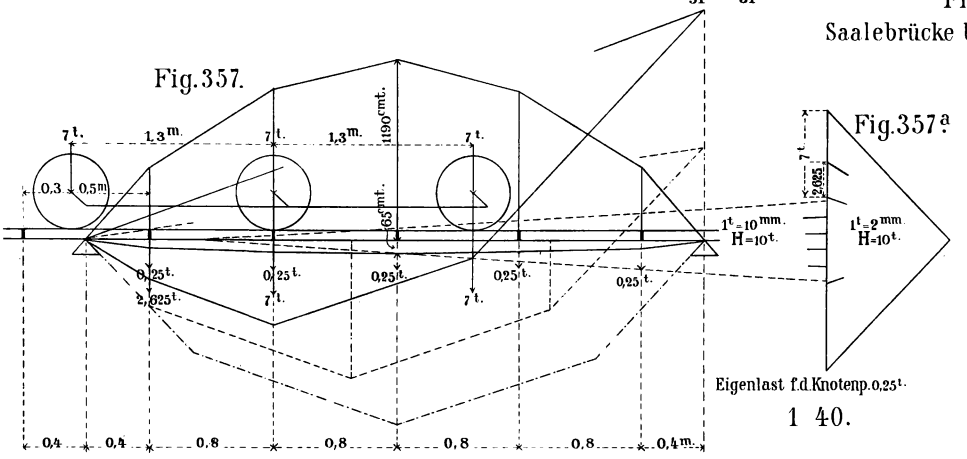


Fig. 357a.

Eigenlast f.d. Knotenp. 0,25 t.

1 40.

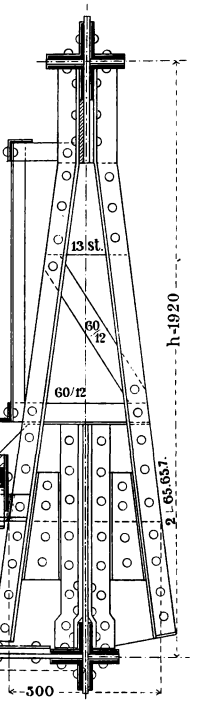


Fig. 405.

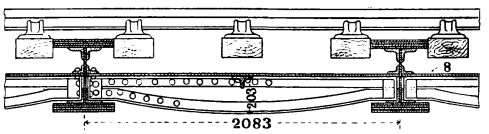
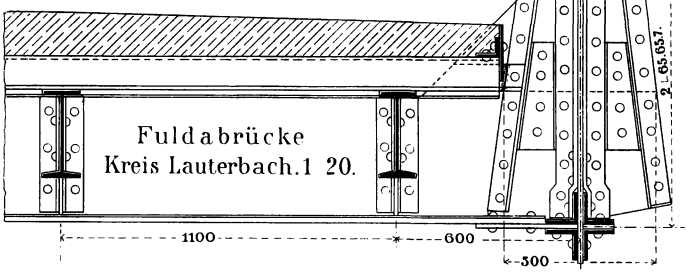


Fig 406a



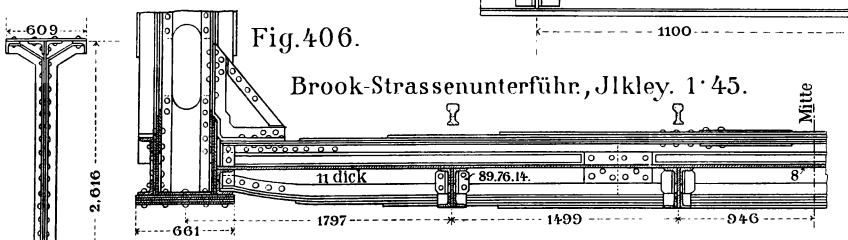


Fig. 406.

Brook-Strassenunterführ., Ilkley. 1:45.

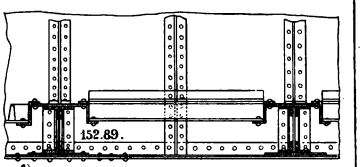


Fig. 407a

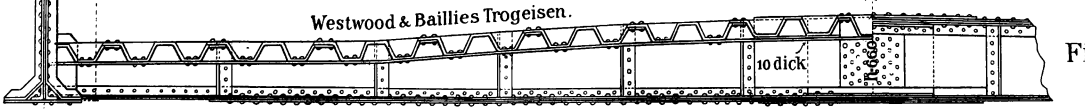


Fig. 407

Battlebridge-Strassenüberführung, London 1:45.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

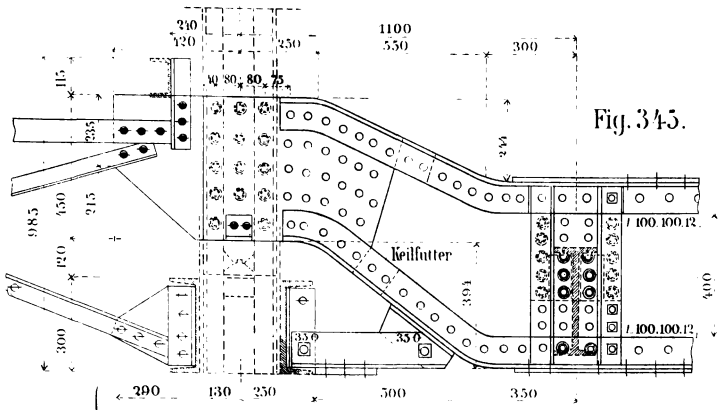


Fig. 345.

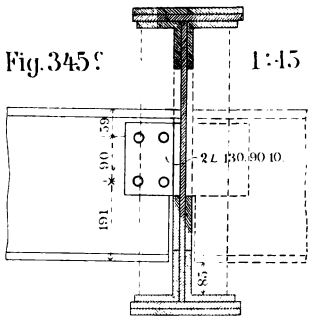


Fig. 345e 1:45

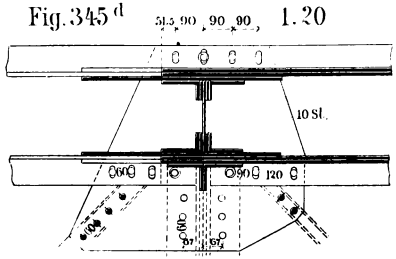


Fig. 345d 1:20

Fig. 345a

1:20.

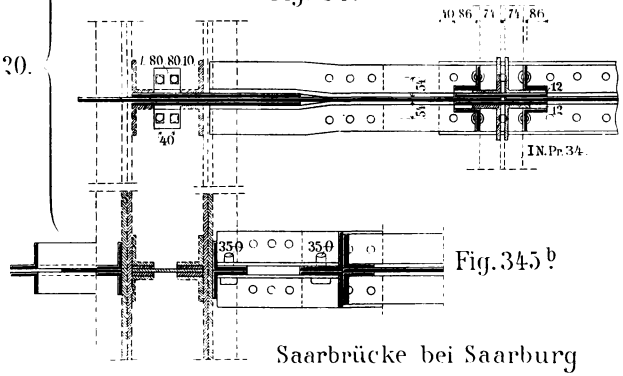


Fig. 345b

Saarbrücke bei Saarburg

Fig. 345c 1:5

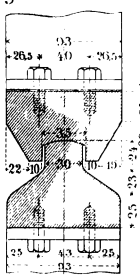
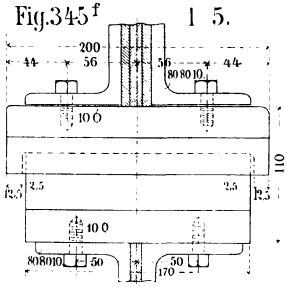


Fig. 345f 1:5.



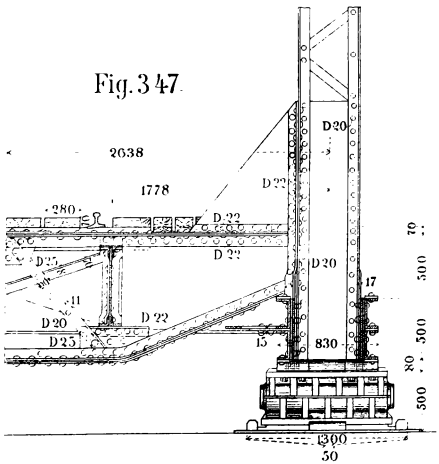


Fig. 347.

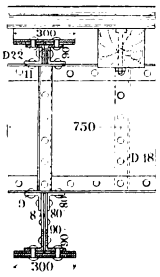


Fig. 347a

Donaubrücke bei Sigmaringen 1:50

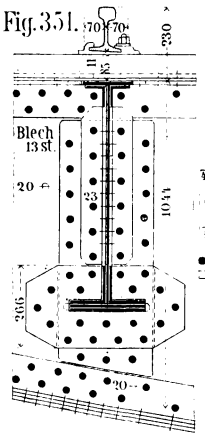


Fig. 351.

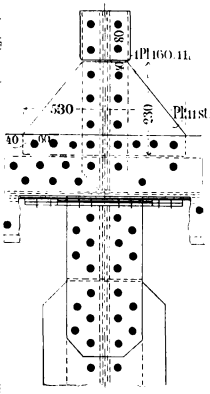


Fig. 351a

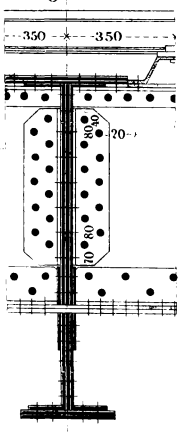


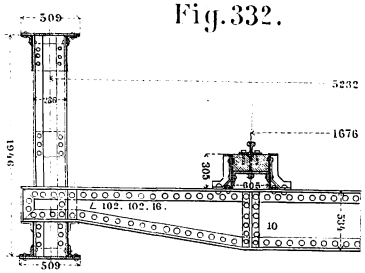
Fig. 351b

Weichselbrücke bei Dirschau. 1:20.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig

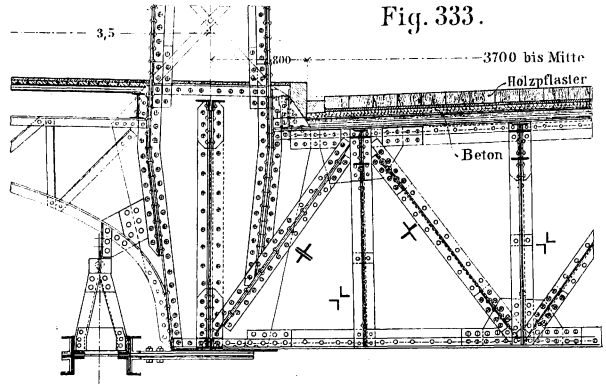
Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 332.



Saladobrücke bei Santa Fé.
1 : 55.

Fig. 333.



Konkurrenzentwurf d. Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg
für eine feste Rheinbrücke bei Bonn. 1:50

Fig. 344.

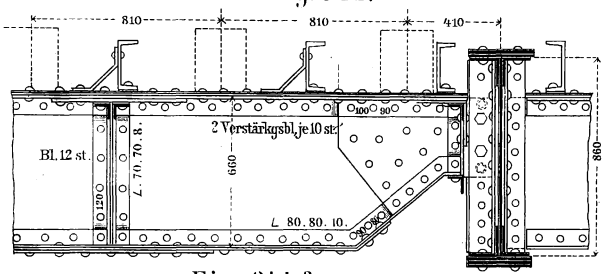


Fig. 342ª 1 : 20.

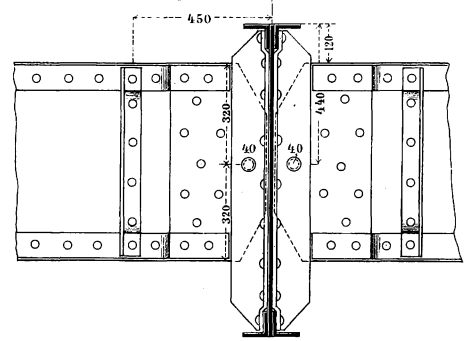
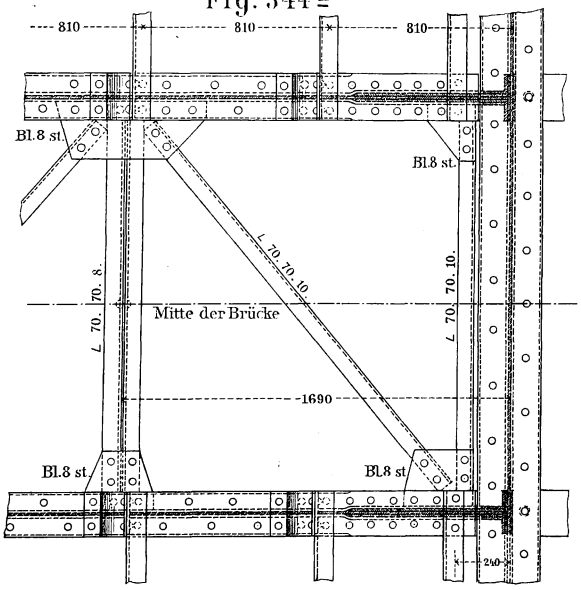
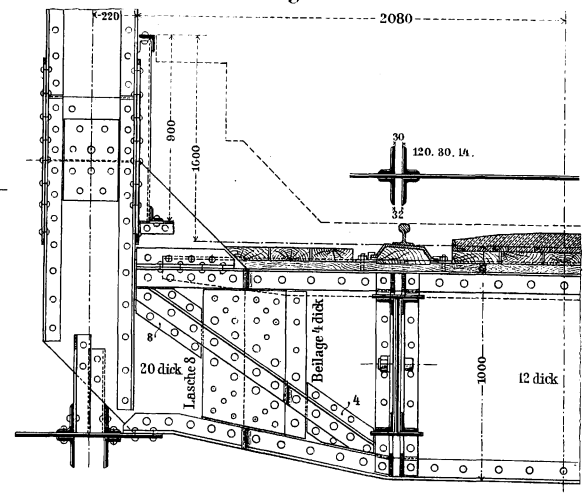


Fig. 344ª



Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Grünthal.
1:30.

Fig. 342.



Mainbrücke bei Wertheim.
1:30.

Lith. Anst. Julius Klinkhardt, Leipzig.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

INHALT DER DRITTEN LIEFERUNG.

Siebentes Kapitel.

Bahngerippe der eisernen Brücken.

Erster Abschnitt.

Fahrbahngerippe der Eisenbahn- und Strafsenbrücken.

		Seite
§. 71.	Zweck und allgemeine Anordnung des Fahrbahngerippes	241
§. 72.	Form der Zwischenlängsträger	242
§. 73.	Auflagerung und Befestigung der Zwischenlängsträger	246
§. 74.	Berechnung der getrennten Zwischenträger	258
§. 75.	Berechnung der durchgehenden Zwischenträger	267
§. 76.	Abmessungen der Zwischenträger	279
§. 77.	Nietteilung der Gurtungen der Zwischenträger	288
§. 78.	Berechnung des Anschlusses der Zwischenträger an die Querträger	293
§. 79.	Form und Auflagerung der Querträger	307
§. 80.	Berechnung der frei aufgelagerten Querträger	316
§. 81.	Berechnung der an den Enden eingespannten Querträger	335
§. 82.	Berechnung der auf Verdrehung beanspruchten Querträger	339
§. 83.	Fahrbahngerippe der schiefen Balkenbrücken	347
§. 84.	Fahrbahngerippe der Eisenbahnbrücken in der Kurve	358
§. 85.	Günstigste Feldlänge des Fahrbahngerippes in Bezug auf den Eisenaufwand der Quer- und Zwischenträger	368
§. 86.	Anschluss der Fahrbahn der Eisenbahn- und Strafsenbrücken an die Landpfeiler	377
§. 87.	Überführung der Fahrbahn der Eisenbahn- und Strafsenbrücken über die Mittelpfeiler	381

Zweiter Abschnitt.

Bahngerippe der Fufswege der Strafsen und Eisenbahnbrücken.

§. 88.	Anordnung der Fufswegträger	383
§. 89.	Berechnung der Fufswegträger	386
Litteratur		392

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Die Schiffsmaschinen,

ihre Konstruktionsprinzipien, sowie ihre Entwickelung und Anordnung.

Nebst einem Anhange:

Die Indikatoren und die Indikatordiagramme

und Gesetzliche Bestimmungen, betreffend Anlage, Betrieb und Untersuchung von Schiffsdampfkesseln (Auszug).

Ein Handbuch für **Maschinisten und Offiziere der Handelsmarine**, bearbeitet von

W. Müller,
Ingenieur.

Zweite, teilweise veränderte und erweiterte Auflage.

Mit 150 Abbildungen. 8. Preis geh. 5 *M.*, geb. 5,75 *M.*

Weisbach's Ingenieur. Sammlung von Tafeln, Formeln und Regeln der Arithmetik, der theoretischen u. praktischen Geometrie sowie d. Mechanik und des Ingenieurwesens. In siebenter Auflage neu bearbeitet von Geh. Reg.-Rath Prof. Dr. **F. Reuleaux.** Mit 746 Holzstichen. 8. Preis geh. 10 *M.*, geb. 12 *M.*

E. F. Scholl's

Führer des Maschinisten.

Ein Hand- und Hülfsbuch für Heizer, Dampfmaschinenwärter, angehende Maschinenbauer, Ingenieure, Fabrikherren, Maschinenbauanstalten, technische Lehranstalten und Behörden.

Unter Mitwirkung von Professor **F. Reuleaux**

bearbeitet von

Ernst A. Brauer,
ordentl. Professor der Maschinenkunde an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

Elfte vermehrte und verbesserte Auflage.

Dritter Abdruck. Mit 434 eingedruckten Holzstichen.

8. Preis geh. 9 *M.*, geb. 10 *M.*

Der Konstrukteur.

Ein Handbuch zum Gebrauch beim Maschinen-Entwerfen

von **F. Reuleaux,**

Professor an der Königlich technischen Hochschule in Berlin, Königl. Geh. Reg.-Rath, Mitglied der Königl. technischen Deputation für Gewerbe, Korrespond. Mitglied des Lombardischen Institutes und des Schwedischen Gewerbevereins, Auswärtiges Mitglied der Königl. Akademie der Wissenschaften in Stockholm, Ehrenmitglied der Gewerbevereine in Riga und Erfurt, des technischen Vereins in Frankfurt a. M., der Société des Arts in Genf, der Gesellschaft Flora in Köln, der American Philosophical Society und der American Society of Mechanical Engineers.

Vierte umgearbeitete und erweiterte Auflage.

Dritter Abdruck. Mit zahlreichen eingedruckten Holzstichen. gr. 8. Preis geh. 25 *M.*, geb. 27 *M.*

Die Schiebersteuerungen

und ihre

Diagramme.

Ein Leitfaden bei dem Vortrage über Schiebersteuerungen an höheren technischen Lehranstalten, sowie zum Selbststudium der Steuerungsverhältnisse bearbeitet von

Dr. A. Stehle,
Ingenieur, Director der städtischen Fachschule für Maschinentechniker zu Einbeck.

Zweite vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 61 Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 3 *M.*

Ueber Blitzableiter.

Vorschriften für deren Anlage nebst einem Anhange mit Erläuterungen zu denselben.

Von **Dr. A. von Waltenhofen,**
k. k. Regierungsrathe und Professor der Elektrotechnik etc. in Wien.

Mit 5 Abbildungen. 8. geh. Preis 2 *M.* 40 ₰

Lembcke, E. R., Mechanische Webstühle.

Anleitung zur Kenntniss, Wahl, Aufstellung und Behandlung dieser Maschinen. Handbuch für Webschüler, Werkführer, Ingenieure, Webfabrikanten und technische Lehranstalten.

Drei Bände. gr. 8. geh.

Erster Band. **Schaftstühle zur Herstellung glatter Gewebe mit zwei Tritt.**
I. Abtheilung mit einem Atlas von 12 Tafeln. 2. Aufl. Preis 10 *M.*
II. bis IV. Abtheilung oder Fortsetzung I bis III mit je einem Atlas von 12 Tafeln. Preis jeder Fortsetzung 10 *M.*

Zweiter Band. **Schaftstühle zur Herstellung der mehrbindigen und der kleingemusterten Gewebe.**
I. Abtheilung oder Fortsetzung IV mit einem Atlas von 24 Tafeln. Preis 12 *M.*
II. Abtheilung oder Fortsetzung V mit einem Atlas von 21 Tafeln. Preis 11 *M.*

Dritter Band. **Wechselstühle.**
I. Abtheilung oder Fortsetzung VI mit einem Atlas von 19 Tafeln. Preis 12 *M.*
II. Abtheilung oder Fortsetzung VII mit einem Atlas von 13 Tafeln. Preis 9 *M.*

Jede Abtheilung, bez. Fortsetzung ist einzeln käuflich.

Lehrbuch der

Ingenieur- u. Maschinen-Mechanik

Mit den nöthigen Hülfslehren aus der Analysis für den Unterricht an technischen Lehranstalten, sowie zum Gebrauch für Techniker bearbeitet von

Dr. phil. **Julius Weisbach,**
weil. Königl. Sächsischer Ober-Bergrath und Professor an der Säcl Bergakademie zu Freiberg.

Drei Theile. Jeder Theil mit etwa 800 bis 1 eingedruckten Holzstichen. gr. 8. geh.

Erster Theil. **Theoretische Mechanik.** Fünfte Au von Professor Gustav Herrmann. Preis 26 *M.*

Zweiter Theil. **Die Statik der Bauwerke und Mech der Umtriebsmaschinen.** Fünfte Auflage von Prof. Gustav Herrmann. In 2 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Die Statik der Bauwerke. Preis 1

Zweite Abtheilung. Die Mechanik der Umtriebsmaschinen. Preis 29 *M.*

Dritter Theil. **Die Mechanik der Zwischen- und Arbeitsmaschinen.** Zweite umgearbeitete Auflage von Professor Gustav Herrmann. In 3 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Zwischenmaschinen. Preis 23 *M.*

Zweite Abtheilung. Maschinen zur Ortsveränderung. Preis 29 *M.* 60 ₰

Dritte Abtheilung. Erste Hälfte. Maschinen zur Formveränderung. Preis 33 *M.*

Curventafeln

zum Traçiren von Eisenbahnen und Chausseen etc. mit erläuterndem Text und Figuren.

Für Ingenieure, Geometer, Baumeister, Bauunternehmer und Techniker überhaupt

von **Heinrich Hecht,**
Civil-Ingenieur.

8. geh. Preis 1 *M.* 20 ₰

Kurzgefasste Geschichte

der

Dampfmaschine.

Von **Prof. F. Reuleaux.**

Mit 18 Holzstichen. 8. geh. Preis 1 *M.*

Tafeln

über die

Spannkraft des Wasserdampfes

zwischen 76 und 101,5 Grad.

Auf Grund der Ergebnisse neuer Versuche berechnet und herausgegeben von

H. F. Wiebe,
Mitgliede der physikalisch-technischen Reichsanstalt.

gr. 8. geh. Preis 2 *M.*

DER BRÜCKENBAU

EIN HANDBUCH

ZUM

GEBRAUCHE BEIM ENTWERFEN VON BRÜCKEN IN EISEN, HOLZ UND STEIN

SOWIE

BEIM UNTERRICHTE AN TECHNISCHEN LEHRANSTALTEN

VON

E. HÄSELER

GEH. HOFRAT UND PROFESSOR AN DER HERZOGL. TECHNISCHEN HOCHSCHULE
IN BRAUNSCHWEIG

IN DREI TEILEN

MIT VIELEN EINGEDRUCKTEN FIGUREN UND ANGEHEFTETEN FIGUREN-TAFELN

ERSTER TEIL

DIE EISERNEN BRÜCKEN

VIERTE LIEFERUNG

ERSTE HÄLFTE

BRAUNSCHWEIG

DRUCK UND VERLAG VON FRIEDRICH VIEWEG UND SOHN

1900

ANKÜNDIGUNG.

Bei Bearbeitung der vierten Lieferung des vorliegenden Werkes über Brückenbau fand der Verfasser, dafs bis zur Beendigung der ganzen, den ersten Band abschliefsenden, Lieferung ein zu grofser Zeitraum verstreichen würde. Die unterzeichnete Firma hielt es daher für angezeigt, dieselbe in zwei Hälften erscheinen zu lassen.

Die erste Hälfte, welche hiermit der Öffentlichkeit übergeben wird, behandelt eingehend die Hauptträger der Balkenbrücken, während die zweite enthalten wird: die Wind- und Querversteifung, sowie die Eigen- und Betriebslast der Balkenbrücken. Hieran wird sich die Besprechung der baulichen Anordnung der Bogen- und Hängebrücken reihen und zum Schlufs eine Übersicht über die bekannteren beweglichen Brücken gegeben werden.

Die rechnerische Behandlung der genannten Brücken wird sich im Allgemeinen nur auf Einzelheiten, nicht aber auf die Spannungsermittelung der Hauptträger beziehen, da diese Aufgabe aufserhalb des Häselerschen Werkes liegt.

Der Verfasser ist bei Ausarbeitung der vorliegenden ersten Hälfte der vierten Lieferung durch das Entgegenkommen der Herren Geh. Finanzrath Köpcke zu Dresden und Oberingenieur R. Bosse zu Sterkrade in seinen Zielen wesentlich unterstützt und verfehlt daher nicht, beiden Herren hiermit öffentlich seinen verbindlichsten Dank zu sagen.

Möge sich auch diese Lieferung die Gunst der daran interessierten Kreise erwerben.

Braunschweig, im Juni 1900.

Friedrich Vieweg und Sohn.

Achtes Kapitel.

Die Hauptträger der Balkenbrücken.

I. Abschnitt.

Getrennt angeordnete vollwandige Balkenträger als Hauptträger.

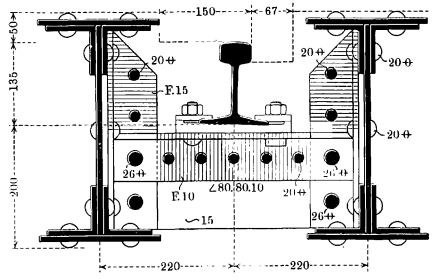
§. 90.

Allgemeines über Form und Anwendung der vollwandigen, balkenförmigen Hauptträger.

Die vorstehend genannten Hauptträger haben gewöhnlich den I-förmigen Querschnitt, seltener den]-förmigen. Kleinere Träger dieser Art stellt man als Walzbalken, gröfsere in Form von Blechträgern her (vergl. S. 242 bis 246). Bei Eisenbahnbrücken von Stützweiten bis etwa zu 10 m hat man vielfach, um die Konstruktionshöhe bis auf das geringste Mafs zu beschränken, je zwei der vorstehenden Träger durch kurze Querträger zu einem sog. Zwillingsträger verbunden und zur Unterstützung je einer Fahrschiene des Gleises benutzt (Taf. L, Fig. 513; Fig. 514).

Versieht man letztere Querträger mit Unterlagsplatten für die Fahrschiene, so ist von Schienen- bis Trägerunterkante (einschliefslich der Nietköpfe) nur eine Höhe von rund 200 mm erforderlich, vorausgesetzt, dass die Trägerhöhe (einschliefslich der Nietköpfe) gleich oder kleiner als 250 mm + Schienenhöhe ist (Fig. 514).

Fig. 514 in 1 : 10.



Bei gröfseren Trägerhöhen ergiebt sich eine entsprechend gröfsere Konstruktionshöhe, indem die Trägeroberkante gemäfs der Umgrenzung des lichten Bahnraumes für Hauptbahnen höchstens 50 mm über Schienenoberkante liegen darf. Eine weitere Vermehrung der Konstruktionshöhe tritt ein, wenn man, um ein elastischeres Befahren des Zwillingsträgers zu erzielen, unter die Fahrschiene eine hölzerne Langschwelle legt (Taf. XX, Fig. 185).

Der lichte Abstand der Zwillingsträger mufs im geraden Gleise einer Hauptbahn gemäfs der Umgrenzung des lichten Bahnraumes mindestens 67 + 150 = 217 mm betragen,

vorausgesetzt, dafs Schienenoberkante mit Trägeroberkante in einer Höhe oder bis zu 50 mm darunter liegt. Das Mafs von 217 mm erhöht man zweckmäfsig in Rücksicht auf Ausführungsfehler und eine möglichst gleiche Belastung der Zwillingsträger auf 230 bis 250 mm.

In der Kurve hat man die vorstehenden Zahlen um die Pfeilhöhe des der Stützweite entsprechenden Bogens zu vergröfsern und gegebenenfalls noch die schräge Stellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes in Betracht zu ziehen (vergl. S. 10).

Die Blechträger werden in der Regel als Parallelträger angeordnet, seltener nach Art der parabolischen Träger mit gekrümmtem Ober- oder Untergurt. Man spart zwar durch derartige Anordnungen an Eisen, vermehrt jedoch die Kosten für Arbeitslohn so erheblich, dafs von einer Kostenersparnis wohl nur in den seltensten Fällen die Rede sein kann.

Des schöneren Aussehens wegen hat man den Blechbalkenträgern in besonderen Fällen die Form von Bogenträgern gegeben. Hierdurch wird sowohl der Eisenaufwand wie der Arbeitslohn wesentlich erhöht und stellen sich daher die so geformten Träger erheblich teurer als solche mit parallelen Gurtungen.

Was die Anwendung der vollwandigen Balkenträger anlangt, so zieht man dieselben bis zu Stützweiten von 10 bis 15 m den gegliederten Trägern im allgemeinen vor, indem bis zu diesen Weiten der Gesamtpreis des fertig aufgestellten Überbaues sich nicht höher als derjenige bei Verwendung von gegliederten Trägern stellt und dabei die vollwandigen Träger vor letzteren die nachfolgenden Vorteile haben:

a) Gröfsere Einfachheit in der Ausführung.

b) Leichtere Ueberwachung und Unterhaltung des Anstriches infolge des geschlossenen Querschnittes.

c) Freiheit in der Verteilung der Querträger und Querriegel, sowie beliebige Anordnung der Querschwellen des Gleises bei oben liegender Fahrbahn.

d) Leichtere Anbringung der Querträger und sonstigen Querverbindungen an der ebenen Wandfläche.

Die vollwandigen Träger stehen dagegen den gegliederten in folgenden Punkten nach:

a) Sie erfordern bei Stützweiten über 10 bis 15 m im allgemeinen einen Mehraufwand an Eisen derart, dafs trotz ihres geringeren Preises für die Gewichtseinheit, der Gesamtpreis des Überbaues ein höherer als bei Verwendung von gegliederten Trägern wird.

b) Die Trägerwand bietet dem Winde eine gröfsere Fläche.

c) Dieselben entziehen einen gröfseren Teil des Überbaues der Einwirkung des Luftzuges und der Sonnenstrahlen und bewirken hierdurch ein stärkeres Rosten des Eisens und Anfaulen des Holzes der Fahrbahn. Dieser Übelstand zeigt sich am stärksten, wenn die Fahrbahn auf den Hauptträgern liegt.

d) Das Aussehen, insbesondere der hohen vollwandigen Träger, ist ein weniger befriedigendes.

Bezüglich der gröfsten Stützweite, welche man mit gewalzten I-Trägern eben noch überspannen kann, ist zu bemerken, dass dieselben für eingleisige Vollbahnbrücken zu 4, bezw. 6 m anzunehmen ist, je nachdem die Hauptträger des Überbaues aus zwei einfachen I-Trägern oder aus zwei Zwillingsträgern gebildet werden.

Es mag hierbei darauf hingewiesen werden, dafs die zulässige Beanspruchung der gewalzten I-Träger mit zunehmender Trägerhöhe abnimmt (vergl. S. 243), und dafs bei Trägerhöhen über 280 mm ein Überpreis für die Gewichtseinheit eintritt.

§. 91.

Abmessungen und Preis der Blechwandtafeln.

I. Abmessungen der Blechtafeln.

Blechdicke. In Rücksicht auf das leichte Einknicken und die verhältnismäfsig grofse Schwächung sehr dünner Bleche durch das Rosten nimmt man die Wanddicke der Blechträger in der Regel nicht unter 8 mm. Als obere Grenze für die Dicke ist das Mafs von 20 mm anzusehen, indem dickere Bleche im Inneren leicht Fehler haben, welche schwer zu entdecken sind. Meistens wählt man als Dicke 10 mm und weicht hiervon nur ab, wenn die auf S. 285 entwickelten Gleichungen Nr. 225 bis 227 gröfsere Werte ergeben.

Breite und Länge der Bleche. Die gröfsten Abmessungen, in welchen Bleche ausgeführt werden, richten sich einerseits nach der Blechdicke und dem Gewichte der Platten, andererseits nach den maschinellen Einrichtungen der Walzwerke. Von der Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, werden z. B. auf dem Walzwerke Oberhausen II (Rheinland) Bleche in folgenden gröfsten Abmessungen hergestellt:

Blechdicke mm	Gröfste Breite mm	Gröfste Länge bei einer Breite von 300	500	750	1000	1250	1500	1600	1700	1800	1900 mm
8,1 bis 9	1900	9 000	9 000	9 000	9 0000	7000	5500	5000	4500	3500	3000
9,1 „ 10	1900	10 000	10 000	10 000	10 000	8500	6500	5000	4500	4000	3500
10,1 „ 12	1900	12 000	12 000	12 000	12 000	9000	7500	6500	5500	4500	4000
12,1 „ 14	1900	11 000	11 000	11 000	11 000	9000	7000	6500	6000	5000	4000
14,1 „ 16	1900	10 000	10 000	10 000	10 000	8000	6000	5500	5000	4500	4000
16,1 „ 18	1900	9 500	9 500	9 500	9 500	7500	6000	5000	4500	4000	3500

Preis der Blechtafeln. Bei der Preisberechnung der Bleche geht man von einem sog. Grundpreise aus, welcher gewisse Abmessungen und Gewichte der Blechtafeln voraussetzt, die in den Preistabellen der Hüttenwerke angegeben sind. Überschreitet man diese Abmessungen oder Gewichte, so tritt zu dem Grundpreise ein sog. Überpreis. Letzterer hängt von den mehr oder weniger vollkommenen Einrichtungen der Walzwerke ab, während der Grundpreis wesentlich von der allgemeinen Geschäftslage beeinflufst wird.

Von der Gutehoffnungshütte werden die 300 und 500 mm breiten Bleche obiger Tabelle zum Grundpreise (zur Zeit bei Ausführung in Flufseisen 130 M. für 1000 kg) geliefert; für die übrigen Bleche kommt der Grundpreis in Anwendung, wenn sie ein Gewicht von 500 kg, eine Breite von 1700 mm und eine Fläche von 6 qm nicht überschreiten. Die Überpreise richten sich nach folgenden Bestimmungen:

a) Überpreise für das Gewicht. Bei Überschreitung des Normalgewichtes von 500 kg wird für jede angefangenen 50 kg ein Betrag von 10 M. für je 1000 kg bis zu einem Plattengewichte von 800 kg erhoben; für schwerere Platten wird vorstehender Überpreis nur bis zu einem Gewichte von 800 kg berechnet, darüber hinaus für jede angefangenen 50 kg 5 M. für je 1000 kg des Plattengewichtes.

b) Überpreise für die Abmessungen. Gröfsere Breiten als 1700 mm bedingen für je 25 mm über letzteres Mafs einen Preisaufschlag von 2 M. für je 1000 kg.

Endlich wird bei Überschreitung der normalen Fläche von 6 qm für jedes angefangene 0,1 qm ein Zuschlag von 1 M. für je 1000 kg berechnet.

Hiernach setzt sich der Einheitspreis für je 1000 kg eines 10 mm dicken flufseisernen Bleches von 1,8 m Breite und 4,0 m Länge aus folgenden Einzelpreisen zusammen:

Grundpreis		130 M. für 1000 kg
Überpreis:		
a) für das $4 \cdot 1{,}8 \cdot 78{,}5 - 500 = 65{,}2$ kg betragende Mehrgewicht	2 10 M.	20 „ „ „ „
b) für Überschreitung der normalen Breite von 1700 mm um 100 mm	$\cdot \frac{100}{25}$ 2 M.	8 „ „ „ „
c) für Überschreitung der normalen Fläche um $7{,}2 - 6{,}0 = 1{,}2$ qm	$\cdot \frac{1{,}2}{0{,}1}$ 1 M.	12 „ „ „ „
d) für Abschneiden auf vorgeschriebene Länge		5 „ „ „ „
		Summa 175 M. für 1000 kg.

Für die in Rede stehende Blechtafel würde daher ein Preis von

$$\frac{4 \cdot 1{,}8 \cdot 78{,}5}{1000} \cdot 175 = 98{,}91 \text{ M.}$$

auf dem Hüttenwerke zu zahlen sein.

§. 92.

Stofs und Aussteifung der Blechwand.

I. Stofs der Blechwand.

Wenn die Abmessungen der Wand des Blechträgers gröfser sind als diejenigen, für welche der Grundpreis des Bleches gilt, so ordnet man in derselben ein oder mehrere Stöfse an, vorausgesetzt, dafs sich der Preis für die ungestofsene Blechwand nicht niedriger stellt. Zur Deckung jedes Stofses verwendet man doppelte Laschen, deren Gesamtdicke mindestens gleich der Wanddicke ist; jedoch erscheint es aus den früher angegebenen Gründen nicht ratsam, mit der Dicke der Lasche unter 8 mm herabzugehen.

Um die Laschen zur Aussteifung der Blechwand voll heranzuziehen, legt man die Stöfse stets rechtwinklig zur Längenachse des Trägers, selbst dann, wenn die Breite der zur Verfügung stehenden Blechplatten kleiner ist als die Trägerhöhe. In letzterem Falle fügt man die Blechtafeln so zusammen, dafs ihre Walzrichtung in die Höhenrichtung des Trägers fällt (Fig. 515) und demnach die Hauptbeanspruchung des Bleches quer zur Walzrichtung stattfindet. Bei Flufseisen ist hiermit kein Nachteil verbunden, indem dasselbe der Länge und Quere nach gleiche Festigkeit zeigt, dagegen ist die Zugfestigkeit von Blechen aus Schweifseisen quer zur Walzrichtung um etwa 20 vom Hundert kleiner als längs derselben.

Lage der Stöfse.

Für die Lage der Stöfse in der Wand eines Blechträgers kommen verschiedene Umstände in Betracht. Vor allem sind bei gegebener Trägerhöhe die Längen der einzelnen Platten möglichst so zu wählen, dafs Überpreise für die Gewichtseinheit vermieden werden.

Fig. 515 in 1 : 300.

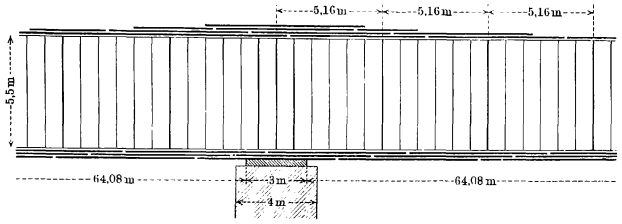


Fig. 515 a in 1 : 150.

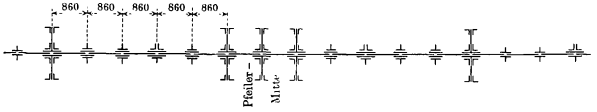
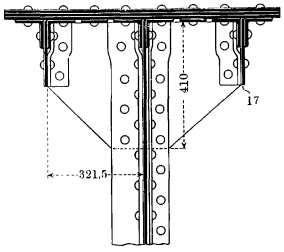


Fig. 515 b in 1 : 20.



Garonnebrücke bei Langon.

Weiter empfiehlt es sich, die Stöfse womöglich an Stellen des Trägers zu legen, wo der Querschnitt nicht ganz ausgenutzt wird, indem alsdann die Schwächung der Wand durch die Stofsniete nicht so ins Gewicht fällt, wie in den voll beanspruchten Querschnitten.

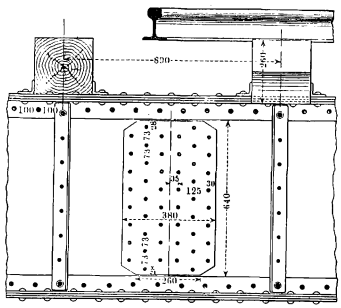
Endlich ist noch anzuführen, dafs das Hantieren beim Fortschaffen und Bearbeiten der Blechplatten um so umständlicher ist, je gröfsere Abmessungen dieselben haben, und dafs beim Versand nach überseeischen Ländern oft besondere Bedingungen hinsichtlich der gröfsten Längen und Gewichte der einzelnen zu versendenden Trägerteile vorgeschrieben werden.

Ausführung der Verlaschung.

Die Deckung des Stofses hat man hauptsächlich nach folgenden Bauweisen bewirkt:

a) Die Blechwand wird nur zwischen den oberen und unteren Gurtungswinkeleisen durch doppelte Laschen gedeckt (Fig. 516). Diese Anordnung kann an Stellen des Trägers getroffen werden, wo die Gurtungswinkeleisen, ohne unzulässige Beanspruchungen zu erleiden, als Laschen für den nicht gedeckten Wandstreifen dienen können.

Fig. 516.



Preufsische Ostbahn. 1 : 25.

b) Der Stofs wird, soweit er unter dem Gurtungswinkeleisen liegt, durch doppelte Flacheisen, im übrigen aber, wie unter a) angegeben, gedeckt (Fig. 431, S. 323). Die Deckung erfolgt sonach auf die ganze Wandhöhe und kann der Stofs, was die Übertragung der Kräfte anlangt, an jede beliebige Stelle des Trägers gelegt werden.

c) Man wendet den sog. Universalstofs an (Fig. 517, a. f. S.). Im vorliegenden Falle wird der Wandstofs in

voller Höhe durch doppelte Laschen gedeckt, an welchen sich die Gurtungswinkeleisen totlaufen. Zur Übertragung der letzteren über die Laschen hinweg dienen Deckwinkel oder Flacheisen, welche an den Stellen, wo Zwischenräume verbleiben, mit Futterstücken versehen werden. Bei gleicher Dicke der Wandlaschen und Schenkel der Gurtungswinkeleisen sind derartige Füllstücke nur zwischen den Gurtungsplatten und den wagerechten Schenkeln der Gurtungswinkel-

Fig. 517.

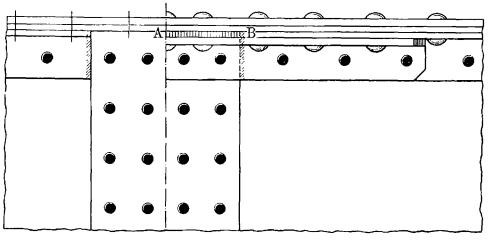
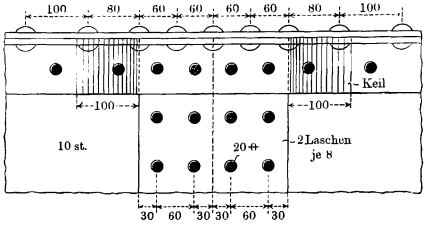


Fig. 519.

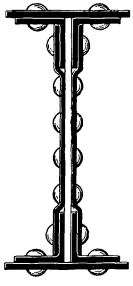


eisen erforderlich (AB in Fig. 517); bei verschiedener Dicke der genannten Teile dagegen, aufserdem noch unter den lotrechten Schenkeln der Deckwinkel, soweit dieselben auf den Wandlaschen liegen (Taf. L, Fig. 518) oder über sie hinweggreifen, je nachdem die Gurtwinkel oder die Wandlaschen die gröfsere Dicke haben. Kröpfungen zur Vermeidung der Futterstücke sind im allgemeinen nicht zu empfehlen (vergl. S. 244 und 245).

d) Die Deckung des Wandstofses findet in voller Höhe durch doppelte Laschen statt, über welche die Gurtungswinkeleisen entweder unmittelbar oder unter Einlage von Keilen (Fig. 519) hinweggeführt werden. Gegen diese Ausführungsart spricht der Umstand, dafs das gleichmäfsige Anliegen der Winkeleisen wegen der beiden Kröpfungen schwer zu erreichen ist und daher die mit der Kröpfung verbundenen Übelstände hier in erhöhtem Mafse auftreten (vergl. S. 244).

e) Die Laschen des Wandstofses werden über die Gurtungswinkeleisen gekröpft (Fig. 520). Bei vorstehender Anordnung ist es sehr schwer, die Kröpfung der Laschen so auszuführen, dafs dieselben an der Trägerwand und den senkrechten Schenkeln der Gurtungswinkeleisen gleichmäfsig anliegen; man findet daher gekröpfte Laschen sehr selten.

Fig. 520.



Wenn die am Stofse zusammentreffenden Bleche verschiedene Dicken haben, so legt man im allgemeinen zur Ausgleichung Futterstücke unter die Decklaschen, indem das Aushobeln der Laschen zu kostspielig sein würde. Mit der Dicke der Füllstücke kann man äufserstenfalls bis auf 1 mm herabgehen und daher bei symmetrischer Anordnung derselben noch Dickenunterschiede der Wandbleche von 2 mm ausgleichen. Sind letztere geringer, so hobelt man zweckmäfsig beide Laschen auf der einen Hälfte um das entsprechende Mafs aus.

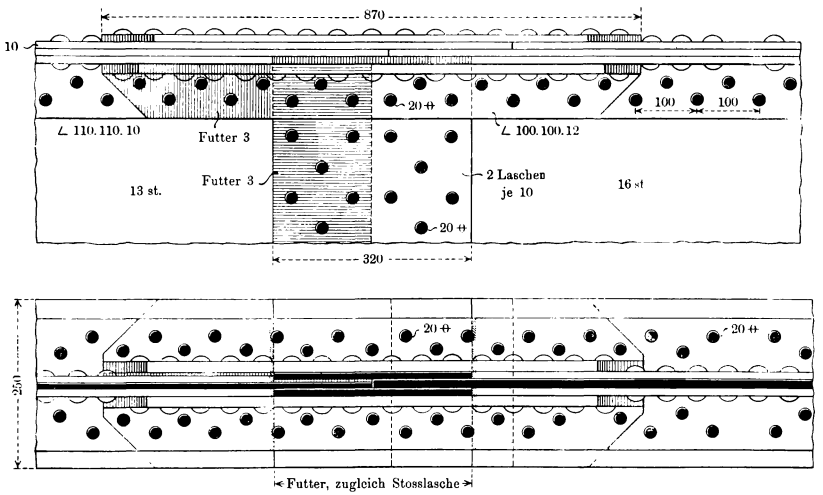
Weniger zu empfehlen ist es, den Ausgleich der Wanddicke nur durch ein Füllstück zu bewirken, indem hierdurch ein seitlicher Kraftangriff entsteht, welcher Biegungsspannungen im Gefolge hat. Eine derartige Anordnung zeigt die Rhumebrücke in der Eisenbahn Wulften-Duderstadt (Fig. 521), bei welcher die zu verbindenden Blechtafeln 13 bezw. 16 mm dick sind. Die 3 mm starken Füllstücke sind hier an der äufseren

Seite der Hauptträger eingelegt, damit die Blechtafeln an der inneren Seite eine Ebene bilden und somit alle Querverbindungen gleiche Länge ohne Einlage von Füllstücken erhalten können.

Anordnung der Niete auf den Laschen.

Zu jeder Seite des Stofses ordnet man je nach den baulichen Verhältnissen ein bis drei parallel zum Stofse liegende Nietreihen an. Bei nur einer Nietreihe findet wegen der engen Nietstellung eine grofse Schwächung der Wand statt; man wendet deshalb in der Regel

Fig. 521.

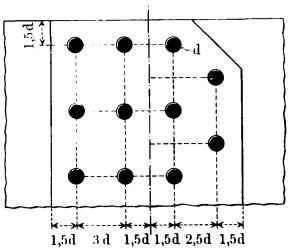


Rhumebrücke. Wulften—Duderstadt. 1 : 10.

mindestens zwei Nietreihen an. Drei Nietreihen finden sich vielfach, wenn der Wandstofs mit der Anschlufsstelle der Querträger zusammenfällt.

Die Niete von je zwei aufeinander folgenden Reihen kann man entweder einander gegenüber oder im Verbande anordnen. Die erstere Stellung ist im allgemeinen vorzuziehen, indem die einander gegenüberstehenden Niete wegen ihres zum Teil gröfseren Abstandes von der Schwerlinie des Trägers ein gröfseres Biegungsmoment übertragen können als diejenigen im Verbande.

Fig. 522.



Der Abstand der parallel zum Stofse gelegenen Nietreihen beträgt, sofern d den Nietdurchmesser bezeichnet (Fig. 522):

$1{,}5\,d$ — $2{,}0\,d$ vom Rande der Lasche, sowie vom Stofse;

$2{,}5\,d$ — $3{,}0\,d$ von Nietreihe zu Nietreihe bei normaler Vernietung;

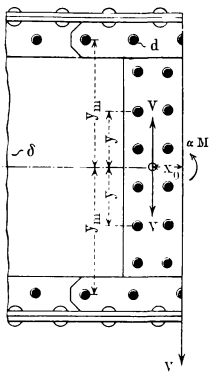
$2{,}0\,d$ — $2{,}5\,d$ von Nietreihe zu Nietreihe bei Vernietung im Verbande.

Anzahl der Stofsniete.

a) Der Stofs liegt zwischen zwei aufeinander folgenden Querträgern.

Für die Nietzahl zu jeder Seite des Stofses ist der Gesichtspunkt mafsgebend, dafs die Lochwandungen in der Trägerwand keinen unzulässigen Druck erleiden (vergl. S. 295). Bezeichnet nun für einen offenliegenden Wandstofs (Fig. 523)

Fig. 523.



M, αM das ganze auf den Träger wirkende Biegungsmoment, bezw. den auf die Wand kommenden Teil desselben, in cmt;

V die Querkraft, in Tonnen;

s die zulässige Zugspannung, in t/qcm;

δ die Wanddicke, in cm;

d den Nietdurchmesser, in cm;

F den Querschnitt einer Gurtung, in qcm;

h_0 den Schwerpunktsabstand der Gurtungen, in cm;

y, y_m den Abstand eines beliebigen, bezw. des entferntesten Nietes von der Schwerlinie des Trägers, in cm;

n, x_0 die Anzahl der auf jeder Seite des Stofses erforderlichen Niete, bezw. den Schwerpunktsabstand derselben vom Stofse, in cm,

so haben letztere Niete streng genommen das Biegungsmoment $\alpha M - V x_0$ zu übertragen.

Mit hinreichender Genauigkeit kann man hierfür αM setzen und hat dann auf Grund der Gleichung Nr. 247, indem $K = V$ und $M_1 = M$:

346
$$\frac{1}{d\,\delta}\sqrt{\left(\frac{V}{n}\right)^2+\left(\frac{\alpha M y_m}{\Sigma y^2}\right)^2} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Der Beiwert α hat bei gleichem Querschnitt der Gurtungen angenähert die Gröfse (vergl. S. 303):

$$\alpha = \frac{\delta h_0}{\delta h_0 + 6F}$$

Die Gleichung für die Nietzahl n ist auf dem Wege des Probierens zu lösen. Zur Erleichterung dieser Rechnung sei bemerkt, dafs man einen Annäherungswert für die Nietteilung der einzelnen (parallel zum Wandstofse liegenden) Reihen aus der Gleichung Nr. 42 erhält, zufolge deren die Teilung t bei ein-, zwei- und dreireihiger Vernietung die Gröfse hat: $t = 2{,}5\,d$, $4\,d$, $5{,}5\,d$, unter der Annahme einer gleichmäfsigen Kraftverteilung über die Niete.

Wenn der Stofs der Blechwand, soweit er unter den lotrechten Schenkeln der Gurtungswinkeleisen liegt, durch doppelte Flacheisen gedeckt wird (Fig. 431 auf S. 323), so hat man für die Anzahl der auf jeder Seite des Stofses in letzteren erforderlichen Niete, ohne Rücksicht auf die zu übertragenden Schubkräfte, sofern bezeichnet:

n_1 die gesuchte Nietzahl;

c die Breite des Winkeleisenschenkels in cm;

γs die zulässige Druckspannung der Lochwandungen, worin $\gamma = 1{,}5$ bis 2:

$$[c - d]\,\delta\,s = n_1 d\,\delta\,\gamma s; \quad n_1 = \frac{1}{\gamma}\,\frac{c-d}{d}$$

Die Wirkung der Schubkräfte berücksichtigen wir ausreichend, indem wir die vorstehende Nietzahl um 1 erhöhen und demgemäfs schreiben:

347 $$n_1 = 1 + \frac{1}{\gamma}\,\frac{c-d}{d}$$

Wäre z. B., wie in Fig. 431: $c = 11$, $d = 2{,}3$ cm, so ergäbe sich bei $\gamma = 2$:

$$n_1 = 1 + \frac{1}{2}\,\frac{11 - 2{,}3}{2{,}3} = 2{,}89,$$

wofür drei Niete genommen wurden.

Der im vorstehenden für die Schubkräfte zugegebene Nietbolzen ist bei Berechnung der Σy^2 in der Gleichung für die Nietzahl n nicht mitzuzählen (vergl. S. 328).

b) Der Stofs liegt unter einem Querträgeranschlufs.

Von dem vorhin betrachteten Wandstofse unterscheidet sich der vorliegende dadurch, dafs die beiden dem Stofse zunächst gelegenen Nietreihen aufser den Kräften im Stofse noch den Druck des Querträgers auf den Hauptträger zu übertragen haben. Bezeichnet (Fig. 524):

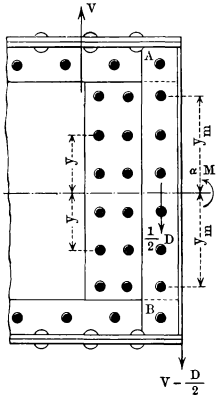
D den Auflagerdruck des Querträgers, welcher eintritt, wenn das gröfste Biegungsmoment auf den Wandstofs wirkt, in Tonnen;

V die in der Hauptträgerwand bei letzterem Momente dicht vor dem Querträgeranschlusse auftretende Querkraft, in Tonnen;

m die Anzahl der zu jeder Seite des Stofses durch den Anschlufswinkel und die Trägerwand gehenden Niete;

n die auf jeder Seite des Stofses für die Kraftübertragung in Frage kommende Gesamtzahl der Niete,

Fig. 524.



und gelten aufserdem die unter a) gemachten Bezeichnungen, so tritt im Wandstofse die Querkraft $V - {}^1/_2 D$ auf. Nehmen wir nun an, dafs sich diese Kraft gleichmäfsig über die n Niete zu einer Seite des Stofses überträgt, und dafs die Niete in der Reihe zunächst dem Stofse aufserdem den Druck ${}^1/_2 D$ zu gleichen Teilen übernehmen, so folgt für den Lotdruck P jedes Nietes letzterer Reihe:

$$P = \frac{V - {}^1/_2 D}{n} + \frac{{}^1/_2 D}{m} = \frac{1}{n}\left[V + \frac{D}{2}\left(\frac{n}{m} - 1\right)\right]$$

Von sämtlichen Stofsnieten wird das am weitesten von der Biegungsachse ab in der Nietreihe zunächst dem Stofse gelegene am stärksten beansprucht. Damit dasselbe nicht überanstrengt wird, mufs gemäfs der Gleichung Nr. 247 die Beziehung gelten, indem hier

$$K = P = \frac{1}{n}\left[V + {}^1/_2 D\left(\frac{n}{m} - 1\right)\right]:$$

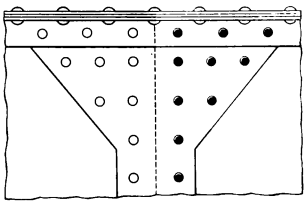
348 $$\frac{1}{d\,\delta}\sqrt{\left[\frac{V + {}^1/_2 D\left(\frac{n}{m} - 1\right)}{n}\right]^2 + \left(\frac{\alpha M y_m}{\Sigma y^2}\right)^2} = 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Zur Sicherheit rechnen wir die beiden durch die Gurtungen und Anschlufswinkel gehenden Niete A und B (Fig. 524) bei Berechnung der Σy^2 nicht mit, da dieselben die Biegungsspannungen nicht unmittelbar übertragen.

Der Vollständigkeit halber mag hier noch darauf hingewiesen werden, dafs man früher auch die Anzahl der Laschenniete in den wagerechten Reihen von der Gurtung nach der Schwerlinie des Trägers allmählich hat abnehmen lassen (Fig. 525, a. f. S.), um dem Umstande

Rechnung zu tragen, dafs die Niete in der Nähe der Gurtung aufser Schubkräften noch Biegungsspannungen von Belang zu übertragen haben; in der Nähe der Biegungslinie dagegen im wesentlichen nur Schubkräfte. Entsprechend dieser Anordnung der Niete erhalten die Laschen in der Mitte eine kleinere Breite als an den Enden und stellen sich daher kostspielig in der Ausführung.

Fig. 525.



II. Aussteifung der Blechwand.

Die in der Blechwand thätigen Druckkräfte beanspruchen dieselbe auf Zerknicken; es ist deshalb erforderlich, die Wand mit Steifen zu versehen, welche jedwede Ausbauchung verhindern. Der einfacheren Ausführung wegen giebt man den Steifen im allgemeinen die lotrechte Lage, wenngleich es vom theoretischen Standpunkte ab zweckmäfsiger sein würde, ihre Richtung unter Berücksichtigung der für die Blechwand geltenden Linien von gröfstem Drucke festzusetzen. Damit die Steifen möglichst wirksam sind, vernietet man dieselben mit den senkrechten Schenkeln der Gurtungswinkeleisen oder mit den Gurtungsplatten unter entsprechender Biegung (Taf. XL, Fig. 407).

Den Abstand der Aussteifungen anlangend, so kommt es wesentlich darauf an, ob die Fahrbahn auf oder zwischen den Hauptträgern ruht und ob die Steifen mehr an der Brückenmitte oder an den Enden liegen.

Bei ersterer Fahrbahnlage ist die Wand ganz besonders dem Einknicken ausgesetzt, indem gröfsere Einzeldrücke auf ihren oberen Rand wirken, wodurch Druckspannungen in den Längsfaserschichten der Wand erzeugt werden, welche von dem Ober- nach dem Untergurte hin allmählich bis auf Null abnehmen. Damit diese Spannungen keine Ausbauchungen der Wand im Gefolge haben, empfiehlt es sich bei weiter Schwellenteilung des unmittelbar von den Hauptträgern unterstützten Gleises, unter jeder Querschwelle eine Steife anzubringen und bei enger Teilung oder dicht liegendem Schwellenbelage in Abständen von 0,8 bis 1,0 m.

Wenn die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern angebracht ist, dienen die Anschlufswinkeleisen der Querträger gleichzeitig als Aussteifungen für die Wand, und zwar genügen dieselben allein bis zu Feldlängen von etwa 2,5 bis 3 m; darüber hinaus sind noch besondere Steifen in den Feldmitten an der Trägerwand anzubringen.

Da die Querkräfte von der Mitte des Hauptträgers nach den Enden zu wachsen, ist es theoretisch richtiger, die Aussteifungen an den Auflagern des Trägers dichter als in dem mittleren Teile zu setzen. In Rücksicht auf einfache Ausführung hat man indessen hiervon meistens abgesehen und allen Steifen den gleichen Abstand gegeben.

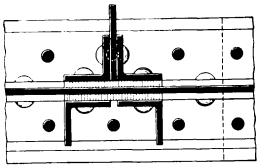
Die Form der Steifen anlangend, so bestehen dieselben aus einem oder zwei Winkeleisen, ⊤- oder ⊔-Eisen, von denen die einfachen Eisen an der Innen- oder Aufsenseite der Wand, die zweifachen zu beiden Seiten derselben angebracht werden.

Genügen zwei der genannten Formeisen zur Deckung des Steifenquerschnittes nicht, wie es an den Auflagern der Hauptträger leicht vorkommen kann, so vereinigt man drei oder mehr Eisen (Fig. 526) zu einem Stabe, dessen Trägheitsmoment bezüglich der Schwerachse parallel zur Längenachse des Trägers möglichst grofs ist.

Die Gröfse des Steifenquerschnittes läfst sich auf theoretischem Wege nur höchst angenähert ermitteln und ist man in vielen Fällen ganz auf die Erfahrung an aus-

geführten Brücken angewiesen. Namentlich gilt letzteres von der Aussteifung der Trägerwand innerhalb eines durch zwei Querträger begrenzten Brückenfeldes. Erfahrungsgemäfs genügt es hier bei Feldlängen von 2,5 m und darüber, mit der Blechwand in der Feldmitte ein Winkeleisen von 75 bis 80 mm Schenkellänge, unter Einlage eines Futterstückes von der Dicke der Gurtungswinkeleisen, zu vernieten. Einzelnen Brücken hat man auch bei 3 m Feldlänge die erwähnten Aussteifungen nicht gegeben, ohne dafs sich nachteilige Folgen gezeigt hätten. Als Beispiel ist die Unterführung der Tempelhofer Uferstrafse am Anhalter Bahnhof in Berlin anzuführen, deren Hauptträger eine Mittelöffnung von 15 m und zwei Seitenöffnungen von je 6 m Stützweite durchgehend überspannen und eine Blechwand von 1250 mm Höhe bei 10 mm Dicke haben.

Fig. 526.

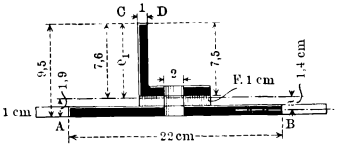


Berechnung des Querschnittes der Steife.

1. Die Fahrbahn liegt auf den Hauptträgern und es ist die Wand derselben unter jeder Querschwelle des Gleises durch eine senkrechte Steife verstärkt.

a) Der Schwerpunkt der Steife liegt aufserhalb des Wandmittels (Fig. 527). In diesem Falle dürfte es ausreichend sein, zu dem Steifenquerschnitt einen Streifen der Wand von der Breite der Querschwelle zu rechnen und die Berechnung auf Grund der Lehre von der zusammengesetzten Festigkeit durchzuführen. Bezeichnet:

Fig. 527.



D den gröfsten zulässigen Druck der Querschwelle, in Tonnen;

F den Nutzquerschnitt der Steife, einschliefslich des erwähnten Wandstreifens, in qcm;

J das Trägheitsmoment des Querschnittes F in Bezug auf die Schwerachse parallel zur Trägerwand, in cm⁴;

e, e_1 den Abstand der Faserschicht AB, bezw. CD von dieser Achse, in cm;

a den Abstand letzterer Schwerachse von der Längenachse der Wand, in cm;

s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen für 1 qcm;

so folgt für die auf der Druckseite des Querschnittes liegende Faserschicht AB, wenn man annimmt, dafs der Schwellendruck D mittellinig auf die Wand wirkt:

$$s = \frac{D}{F} + \frac{Dae}{J}$$

oder

349
$$D = \frac{F}{1 + ae\frac{F}{J}}\, s.$$

Die Zugseite des Querschnittes ist im allgemeinen für die Berechnung von D nicht mafsgebend; für dieselbe hat man:

349a
$$D = \frac{F}{1 - ae_1\frac{F}{J}}\, s.$$

Hierin ist s negativ zu nehmen, wenn $ae_1\frac{F}{J} > 1$.

Wäre z. B. die 1 cm starke Blechwand eines Hauptträgers unter den 22 cm breiten Querschwellen des Gleises durch je ein Winkeleisen von 7,5 7,5 1 cm nebst Futterstück von 7,5 1 ausgesteift und hätte man zur Verbindung der Teile 2 cm starke Niete verwandt, so ergäbe sich:

$$F = 14 + 7{,}5 + 22 - 2 \quad 3 = 37{,}5 \text{ qcm}; \quad a = \frac{2(6{,}5 - 2) \quad 1{,}5 + 8{,}5 \quad 4{,}75}{37{,}5} = 1{,}44,$$

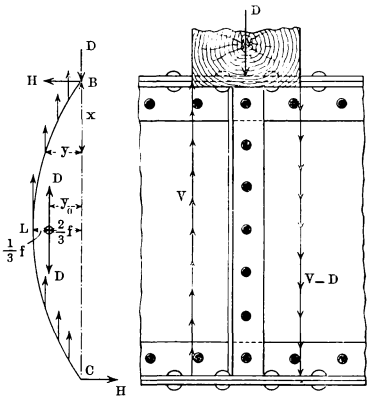
dafür rund 1,4 cm; $J = J' - 1{,}9^2 \quad F$, worin J' auf die äufsere, in der Blechwand liegende Kante AB des Querschnittes zu beziehen ist, $J = 331 - 1{,}9^2 \quad 37{,}5 = 196$ cm^4; $e = 1{,}9$ cm. Bei einer zulässigen Beanspruchung von $s = 0{,}75$ Tonnen für 1 qcm hat mithin D gemäfs der Gleichung Nr. 349 die Gröfse:

$$D = \frac{37{,}5}{1 + 1{,}4 \quad 1{,}9 \quad \frac{37{,}5}{196}} \quad 0{,}75 = \frac{28{,}1}{1 + 0{,}51} = 18{,}6 \text{ Tonnen}.$$

Würde man anstatt des Winkeleisens von 7,5 7,5 1 ein solches von 6,5 6,5 1 wählen, so erniedrigte sich der zulässige Schwellendruck auf $D = 16{,}9$ Tonnen.

b) Der Schwerpunkt der Steife fällt in das Wandmittel. Wir denken uns den unmittelbar unter der Querschwelle gelegenen Wandstreifen durch zwei Lotschnitte von dem Träger gelöst und seitlich nach einer Parabel ausgebogen, deren Scheitel in Höhe der Wandmitte liegt und den Abstand f von der Senkrechten BC hat (Fig. 528). Ist nun V die Querkraft in der linken Schnittstelle, so beträgt dieselbe auf der rechten $-V + D$. Die Kräfte V und $-V$ heben sich auf und wirkt daher dem Ausbiegen nur die längs der Wandhöhe wirkende Querkraft D entgegen. Letztere können wir uns ohne grofsen Fehler gleichmäfsig über die Wandhöhe h verteilt denken, also für das Centimeter derselben zu $\frac{D}{h}$ annehmen. Den Abstand der Mittelkraft dieser Kräfte von der Senkrechten BC findet man leicht, wenn man die Parabel auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem bezieht, dessen X-Achse mit der Geraden BC zusammenfällt und dessen Y-Achse durch B geht, aus der Momentengleichung:

Fig. 528.



$$D y_0 = \int_0^h \frac{D}{h} y\,dx; \quad y_0 = \frac{1}{h}\int_0^h y\,dx$$

oder, da $\int_0^h y\,dx = {}^2/_3 hf$ ist:

$$y_0 = {}^2/_3 f$$

Denselben Abstand von BC haben auch die Mittelkräfte der Querkräfte $\Sigma \frac{D}{h} = {}^1/_2 D$, welche auf der oberen oder unteren Hälfte der Schnittfläche BLC lasten.

Zur Herstellung des Gleichgewichtes des in Rede stehenden Streifens ist noch eine wagerechte Kraft H in den Endpunkten B und C hinzuzufügen, für welche gilt:

$$Hh = D\,{}^2/_3 f,$$

also

$$H = {}^2/_3 \frac{f}{h} D.$$

Nunmehr folgt für den gröfsten zulässigen Schwellendruck D, sofern noch bezeichnet:

ϱ den Krümmungshalbmesser im Parabelscheitel, in cm;

E die Elasticitätszahl des Eisens, in Tonnen für 1 qcm;

J das Trägheitsmoment des Steifenquerschnittes, bezogen auf die Schwerachse parallel zur Trägerwand, in cm^4;

i den zu diesem Trägheitsmomente gehörigen Trägheitshalbmesser, in cm;

M das auf die Mitte der Steife wirkende Biegungsmoment, in cmt:

$$M = \frac{EJ}{\varrho} = Df - \left(H\frac{h}{2} + \frac{D}{2}\frac{f}{3}\right) = {}^1/_2 Df.$$

Für den Krümmungshalbmesser ϱ hat man angenähert, wenn man die Parabel als einen Kreisbogen ansieht, da $\varrho^2 = \left[\frac{h}{2}\right]^2 + (\varrho - f)^2$ und f^2 sehr klein ist:

$$\varrho = {}^1/_8 \frac{h^2}{f}$$

Setzt man vorstehenden Ausdruck in die Gleichung für M, so entsteht:

$$\frac{EJ}{\varrho} = \frac{8fEJ}{h^2} = {}^1/_2 Df,$$

daher

350 $$D = 16\,\frac{EJ}{h^2}$$

Von diesem Werte wird man zur Sicherheit gegen Einknicken der Steife etwa den fünften Teil in der Ausführung zulassen und darf daher der Schwellendruck nicht gröfser sein als:

351 $$D = 3\,\frac{EJ}{h^2}$$

Vorstehende Gleichung liefert, ebenso die Eulersche (vergl. S. 489), nur dann brauchbare Ergebnisse, wenn $\frac{h}{i} \geqq 110$ ist. Anderenfalls hat man nach Schwartz-Rankine:

352 $$D = \frac{Fs}{1 + \alpha\frac{Fh_1^2}{J}},$$

worin bezeichnet:

α einen Beiwert, welcher für Schweifs- und Flufseisen zu 0,0001 angenommen werden kann;

h_1 die Zerknickungslänge der Steife.

Für letztere folgt aus der Eulerschen Gleichung:

$$\frac{\pi^2 EJ}{h_1^2} = \frac{16\,EJ}{h^2},$$

mithin

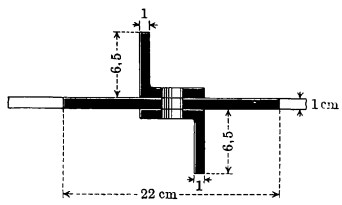
$$h_1 = \frac{\pi}{4}h \quad \text{oder rund:} \quad h_1 = {}^3/_4 h.$$

Schaltet man diesen Wert in die Gleichung Nr. 352 und bezieht die Gröfsen F, J und s auf das Centimeter, h_1 dagegen auf das Meter, so ist das Ergebnis:

353 $$\frac{Fs}{1 + {}^9/_{16}\frac{Fh^2}{J}}$$

Hiernach ergiebt sich für den Druck, welchen eine 22 cm breite Querschwelle auf eine nach Fig. 529 angeordnete Steife höchstens ausüben darf, wenn die Blechwand der Hauptträger eine Höhe von 1,5 m und eine Dicke von 1 cm hat und die zulässige Druckspannung $s = 0{,}75$ Tonnen für 1 qcm beträgt:

Fig. 529.



$$F = 40 \text{ qcm}; \; J = 238 \text{ cm}^4; \; h = 1{,}5 \text{ m}; \; i = \sqrt{\frac{238}{40}} = 2{,}44;$$

$$\frac{h}{i} = \frac{150}{2{,}44} = 61{,}5,$$

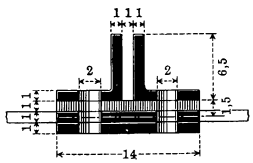
mithin ist die Gleichung Nr. 351 ungültig. Gemäfs der Gleichung Nr. 353 hat man:

$$D = \frac{40 \;\; 0{,}75}{1 + {}^{9}/_{16} \; \frac{40 \;\; 1{,}5^2}{238}} = \frac{30}{1 + 0{,}21} = 24{,}8 \text{ Tonnen}.$$

Die Gleichungen Nr. 349 und 353 gelten auch für die Aussteifungen an den Auflagern der Blechbrücken mit oben liegender Fahrbahn, vorausgesetzt, dafs die Auflagersteifen frei stehen oder an gegliederte Querträger schliefsen. Erfolgt der Anschlufs an vollwandige Querträger, so ist stets ein Übermafs an Sicherheit gegen Zerknicken vorhanden und eine Berechnung des Steifenquerschnittes in der Regel nicht erforderlich.

Den Streifen der Wand anlangend, welchen man zur Auflagersteife zu rechnen hat, so empfiehlt es sich aus Sicherheitsrücksichten, nur einen Streifen von der Breite der Steife in Betracht zu ziehen. Besteht z. B. die Auflagersteife aus zwei Winkeleisen von 6,5 6,5 1 cm, einem Futterstück von 14 1 und einer aufsen auf der Wand liegenden Platte von 14 1 cm (Fig. 530), welche Teile durch 2 cm starke Niete mit der 1 cm starken Blechwand verbunden sind, so folgt aus der Gleichung Nr. 349 für den gröfsten, von der Steife zu übertragenden Auflagerdruck A, da $F = 50$ qcm; $a = 1{,}5$ cm; $J = 278$ cm^4; $e = 3{,}0$ cm:

Fig. 530.



$$A = \frac{50 \;\; s}{1 + 1{,}5 \;\; 3 \;\; \frac{50}{278}} = \frac{50 \;\; s}{1 + 0{,}81} = 27{,}6 \, s.$$

Bei einer zulässigen Beanspruchung von $s = 0{,}75$ Tonnen für 1 qcm erreicht A den Wert:

$$A = 27{,}6 \;\; 0{,}75 = 20{,}7 \text{ Tonnen},$$

entsprechend dem gröfsten Auflagerdrucke einer eingleisigen Vollbahnbrücke von etwa 9 m Stützweite.

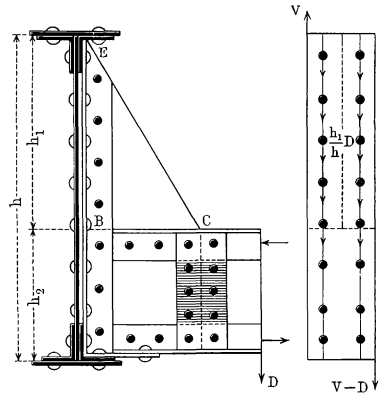
2. Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern.

Wir setzen voraus, dafs die Querträger an den Enden mit Aussteifungsdreiecken versehen sind, welche gemeinsam mit den Querträgern ihren Anschlufs an die Blechwand der Hauptträger unter Zuhülfenahme von je zwei Winkeleisen finden (Fig. 531). Weiter nehmen wir an, dafs sich der Druck der Querträger auf die Hauptträger und die Querkräfte in der Hauptträgerwand gleichmäfsig über die Höhe der letzteren verteilen. Unter diesen Voraussetzungen läfst sich die Beanspruchung der Grundfläche des Aussteifungsbleches eines mittleren,

sowie eines über dem Auflagermittel des Hauptträgers befindlichen Endquerträgers ohne Schwierigkeit berechnen.

a) Aussteifungsblech eines mittleren Querträgers. Wie aus Fig. 531a zu ersehen, findet zwischen den wagerechten Faserschichten des unter den Anschlufswinkeleisen liegenden Wandstreifens eine Normalspannung nicht statt und hat man daher bei Berechnung des Aussteifungsdreiecks nur dieses selbst und die Anschlufswinkeleisen zu berücksichtigen. Für die Beanspruchung des Aussteifungsdreiecks BCE ist der längs der Seite BE wirkende Teil des von dem Querträger übertragenen Auflagerdruckes mafsgebend. Bezeichnet:

Fig. 531. Fig. 531a.



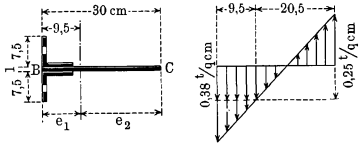


Fig. 531b. Fig. 531c.

D den gröfsten Auflagerdruck des Querträgers auf jeden der beiden Hauptträger, in Tonnen;

h, h_1 die Höhe des Hauptträgers, bezw. des Versteifungsdreiecks, in cm;

F den Querschnitt des Aussteifungsbleches einschliefslich der durch zwei Niete geschwächten Anschlufswinkeleisen, in Höhe der Querträgeroberkante, in qcm;

J das Trägheitsmoment von F, bezogen auf die zur Hauptträgerwand parallele Schwerachse, in cm⁴;

e_1, e_2 die Abstände der auf der Zug- bezw. Druckseite des Querschnittes F liegenden entferntesten Faserschicht B, bezw. C von letzterer Achse, in cm;

s_1, s_2 die Spannung der Faserschicht bei B, bezw. C, in Tonnen für 1 qcm;

so hat der auf der Seite BE lastende Auflagerdruck die Gröfse $\frac{h_1}{h} D$, und es folgt für die Spannungen s_1 und s_2 auf Grund der unter 1a auf S. 403 gemachten Auseinandersetzungen:

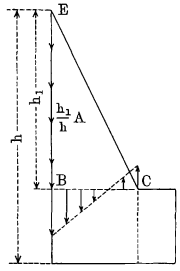
354
$$\begin{cases} s_1 = \frac{h_1}{h}\frac{D}{F}\left(1 + \frac{F}{J} e_1^2\right), \\ s_2 = \frac{h_1}{h}\frac{D}{F}\left(1 - \frac{F}{J} e_1 e_2\right). \end{cases}$$

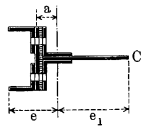
Versteift man z. B. einen 120 cm hohen Blechträger durch dreieckförmige Bleche von 70 cm Höhe und 30 1 cm Grundfläche, verwendet ferner Anschlufswinkeleisen von 7,5 7,5 1 und 2 cm starke Niete, so hat man bei $D = 17$ Tonnen, entsprechend einer eingleisigen Vollbahnbrücke von 4 m Felderteilung: $h = 120$; $h_1 = 70$ cm; $F = 54$ qcm; $e_1 = 9{,}5$; $e_2 = 20{,}5$ cm; $J = 4462$ cm⁴; $s_1 = {}^7/_{12}\ {}^{17}/_{54}(1 + 1{,}08) = 0{,}38$ Tonnen für 1 qcm (Zug); $s_2 = {}^7/_{12}\ {}^{17}/_{54}(1 - 2{,}36) = -0{,}25$ Tonnen für 1 qcm (Druck).

Die Beanspruchung der Grundfläche des Aussteifungsbleches ist also nur eine geringe.

b) Aussteifungsblech eines Endquerträgers. Die Auflagersteife denken wir uns zusammengesetzt aus dem Aussteifungsdreieck, den Anschlufswinkeleisen und Aussteifungseisen, sowie dem darunter liegenden Wandstreifen nebst etwaigen Futterstücken. Bezeichnet nun A den Auflagerdruck des Hauptträgers in Tonnen; F den Nutzquerschnitt der Auflagersteife in Höhe des Endquerträgers, in qcm; J das zugehörige Trägheitsmoment, in cm^4, und gelten sonst noch die auf S. 403 unter 1a gebrauchten Benennungen, so kommt auf den in Höhe der Querträgeroberkante gelegenen Querschnitt dieser Steife ein Druck von $\frac{h_1}{h} A$ (Fig. 532). Derselbe wirkt mittellinig in der Hauptträgerwand und darf daher auf Grund der Gleichung Nr. 349 höchstens den Wert erreichen:

Fig. 532.





355
$$A = \frac{h}{h_1} \frac{F}{1 + ae\frac{F}{J}} \; s.$$

Den Nutzquerschnitt F in vorstehender Gleichung erhält man, wenn man von dem vollen Querschnitt zwei durch die Hauptträgerwand gehende Niete abzieht. Von dem Auflagerdrucke A ist streng genommen der von dem Endquerträger auf den Hauptträger übertragene Druck abzuziehen; es empfiehlt sich jedoch aus Sicherheitsrücksichten, hiervon abzusehen.

§. 93.

Die Gurtungen der vollwandigen Hauptträger.

1. Querschnitt der Gurtungen.

Je nach der Gröfse der zu übertragenden Kräfte stellt man die Gurtungen aus zwei Winkeleisen her oder verstärkt letztere noch durch aufgenietete Platten. Ueber drei bis vier Gurtplatten hinauszugehen, empfiehlt sich im allgemeinen nicht in Rücksicht auf die in langen Nieten beim Erkalten entstehenden grofsen Zugspannungen und die vielen sich der Prüfung entziehenden Fugen zwischen den Platten. Ausnahmsweise hat man der Gurtung fünf übereinander liegende Platten gegeben, so der Hochbahnbrücke am Garfield Boulevard in Chicago (Taf. L, Fig. 533). Jede dieser Gurtplatten hat bei 406 mm Breite eine Dicke von 15,88 mm ($^5/_8$''); dieselbe Dicke haben die Winkeleisen. Da nun der Nietdurchmesser 22,2 mm ($^7/_8$'') beträgt, so ergiebt sich für die Niete eine Schaftlänge von 6 15,88 = 95,28 mm = 4,3 d (abger.), welcher Wert nahe an der zulässigen Grenze liegt (vergl. S. 44).

Um an Eisen zu sparen, läfst man die einzelnen Gurtplatten erst da beginnen, wo solches die gröfseren Biegungsmomente erfordern. Ausgenommen hiervon ist der Fall, in welchem die Fahrbahn unmittelbar auf den Hauptträgern ruht. Man läfst hier die dicht auf den Gurtwinkeln ruhende Platte des Obergurtes bis zu den Trägerenden durchgehen, indem das Rosten besonders stark unter den Querschwellen des Eisenbahngleises auftritt und letztere beim Befahren das Bestreben haben, die inneren Winkeleisen von der Hauptträgerwand abzubiegen (vergl. S. 133 und 134).

Wenn zwischen den Hauptträgern gefahren wird, kann man die Gurtungswinkeleisen an den Trägerenden ohne Platten lassen. Die alsdann im Obergurt entstehenden freien, dem Schlagregen ausgesetzten Fugen verstemmt man zweckmäfsig, um das Eindringen von Feuchtigkeit zwischen die Winkeleisen und Blechwand zu verhindern.

Verlangt man bei Verwendung eines eisernen Schwellen- oder Zoreseisenbelages die mittellinige Belastung der Hauptträger, so ist auf die obere Gurtung ein Quadrat- oder Flacheisen von etwas gröfserer Höhe als die der Nietköpfe zu stiften oder, wenn die Gurtung nur aus zwei Winkeleisen besteht, die Trägerwand einige Millimeter über die Nietköpfe zu erhöhen (vergl. Fig. 328 und 329, S. 243).

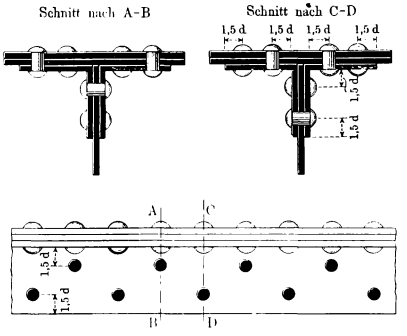
Den Gurtungen der Blechträger von beträchtlicher Stützweite hat man aufser den wagerechten noch senkrechte, mit Hülfe von Winkeleisen angeschlossene Platten gegeben, einerseits zur Aussteifung, andererseits zur Vergröfserung des Querschnittes. Ein hervorragendes Beispiel dieser Art ist die 1857 dem Betriebe übergebene zweigleisige Garonnebrücke bei Langon (Fig. 515 bis 515 b), deren drei Öffnungen von 67,08, 77,4 und 67,08 m Stützweite durchlaufende Blechträger von 5,5 m Wandhöhe überspannen. Wie bereits bemerkt, werden vollwandige Hauptträger für so grofse Stützweiten zur Zeit nicht mehr ausgeführt, da sie einen erheblich gröfseren Eisenaufwand als die gegliederten erheischen.

2. Vernietung der Gurtungen.

a) Vernietung der Gurtungswinkeleisen. Für die Nietteilung der Gurtungswinkeleisen gilt die Gleichung Nr. 233, vorausgesetzt, dafs sich die Teilung nicht gröfser ergiebt, als es der dichte Schlufs der zusammengenieteten Teile verlangt, d. i. $t \leqq 7\,d$ (vergl. S. 54).

Gewöhnlich genügt eine Nietreihe auf jedem der beiden Winkeleisenschenkel; ergiebt sich aber die Nietteilung kleiner als $2{,}5\,d$, oder der Abstand der Nietreihe vom Rande gröfser als $3{,}5\,d$, so sind auf jedem Schenkel zwei Nietreihen anzuordnen. Letztere setzt man in Verband gegeneinander, um das Winkeleisen so wenig wie möglich zu schwächen. Aus demselben Grunde hat man die Nietreihen beider Winkeleisen so gestellt, dafs nur ein Niet in den Gurtungsquerschnitt fällt. Hiermit ist aber der Übelstand verbunden, dafs in den durch ein senkrechtes Niet geschwächten Querschnitten ein seitlicher Kräfteangriff entsteht, welcher nicht unwesentliche Biegungsspannungen im Gefolge hat (vergl. §. 19, S. 63). Zur Vermeidung dieser Nebenspannungen ordnet man die senkrechten Niete in den gleich weit von der Längenachse der Gurtung abstehenden Reihen einander gegenüber an und setzt diese Nietreihen mit den wagerechten in Verband (Fig. 521) oder richtet es zur Vereinfachung der Ausführung so ein, dafs je zwei senkrechte Niete der äufseren, bezw. inneren Reihen mit einem wagerechten Niete der oberen, bezw. der unteren Reihe in einen Querschnitt fallen (Taf. L, Fig. 533; Fig. 534).

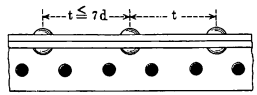
Fig. 534.



Im vorliegenden Falle entsprechen je zwei senkrechte Niete einem wagerechten. Sollen nun

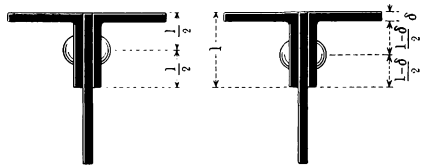
die ersteren voll ausgenutzt werden, so ist die Blechwand unter den senkrechten Winkeleisenschenkeln durch zwei Platten zu verstärken, deren Gesamtdicke, einschliefslich derjenigen der Blechwand, gleich der Dicke von zwei Winkeleisenschenkeln ist. Um in die Verstärkungsplatten die entsprechenden Kräfte hineinzuführen, sind auf denselben aufserhalb der Gurtungswinkeleisen besondere Nietreihen erforderlich (Taf. L, Fig. 533). Ist eine Verstärkung der Blechwand nicht erforderlich, so kann man bei gleichem Nietdurchmesser die Nietteilung für die senkrechten Niete doppelt so grofs als diejenige für die wagerechten nehmen, vorausgesetzt, dafs der dichte Schlufs der Verbindung erhalten bleibt (Fig. 535).

Fig. 535.



Bezüglich der Lage der Nietreihe auf dem Winkeleisenschenkel ist zu bemerken, dafs es sich bei einreihiger Vernietung für Gurtungen aus zwei Winkeleisen empfiehlt, die Nietreihe in die Mitte zwischen Ober- und Unterkante der Winkeleisen zu setzen (Fig. 536), indem diese Kanten alsdann gleichmäfsig an die Blechwand gedrückt werden und die Nietreihe der Gurtungsschwerlinie näher liegt, als wenn sie ihre Stelle auf der Mitte der äufseren Ansichtsfläche des Schenkels erhält (Fig. 537). Beim Vorhandensein von Gurtungsplatten ordnet man dagegen die Nietreihe besser nach letzterer Art an, um einen dichteren Schlufs an den Aufsenkanten des Gurtungsquerschnittes zu erzielen; auch braucht man bei dieser Ausführungsart die Nietreihe auf dem Deckwinkel am Stofse der Winkeleisen erst dann zu versetzen, wenn die Schenkellänge der Gurtwinkel kleiner als etwa 74 mm ist (vergl. S. 412). Zur Vereinfachung der Ausführung behält man vorstehende Anordnung der Nietreihe auch an den Trägerenden bei, wenn daselbst die Gurtungsplatten fehlen.

Fig. 536. Fig. 537.



Im Falle zwei Nietreihen auf dem Winkeleisenschenkel vorhanden sind, setzt man dieselben von der zunächst gelegenen Kante $1{,}5\,d$ bis $2\,d$ ab.

b) Vernietung der Gurtungsplatten. Für die üblichen Gurtungsplatten von 8 bis 16 mm Dicke genügt es zur Herbeiführung eines dichten Schlusses der einzelnen Lagen, wenn die äufseren Nietreihen nicht mehr als $3{,}5\,d$ vom Rande abstehen. Man kann daher bei dem Abstande w letzterer Reihen mit zwei Nietreihen der Gurtplatten noch auskommen bis zu Breiten $b \leqq w + 7\,d$ (Fig. 538). Breitere Gurtungen müssen entsprechend mehr Nietreihen erhalten. So würden vier Nietreihen, von denen jedes Gurtungswinkeleisen eine enthält, bis zu Breiten von

$$b = w + 2\ 7d + 2\ 3{,}5\,d = w + 21\,d$$

ausreichend sein (Fig. 539). Betrügen z. B. die Abmessungen der Gurtungswinkeleisen 100 100 . 12 mm, die Blechwanddicke 12 und der Nietbolzendurchmesser 24 mm, so ergäbe sich $w = 124$ mm und

$$b = 124 + 21 \,.\, 24 = 628 \text{ mm}.$$

Fig. 538.

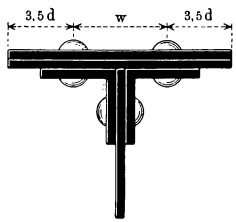
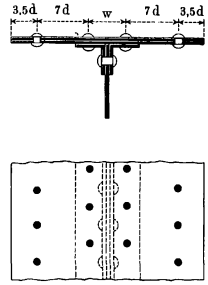


Fig. 539.

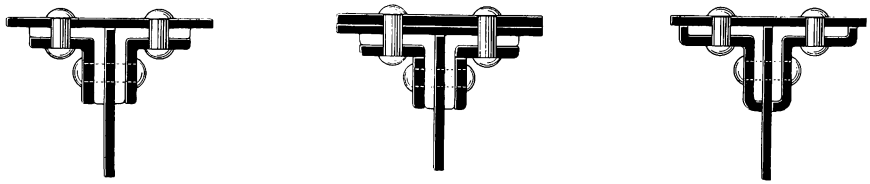


Um die Schwächung des Gurtungsquerschnittes möglichst gering zu halten, wird man die Nietreihen in der Weise anordnen, dafs zwei sich gegenüberstehende, äufsere Plattenniete mit einem wagerechten Niete in einen Querschnitt fallen.

3. Stofs der Gurtungen.

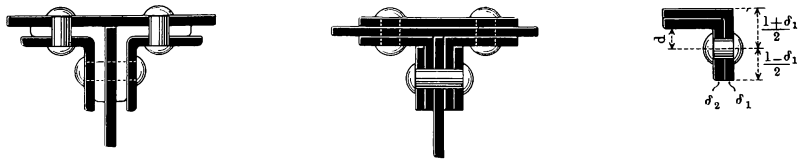
a) Stofs der Gurtungswinkeleisen. In Rücksicht auf leichte Hantierung und Bearbeitung und um Verbiegungen auf dem Wege zur Arbeitsstelle möglichst zu vermeiden, verwendet man die Winkeleisen zweckmäfsig in nicht gröfseren Längen als 10 m. Darüber hinaus sind dieselben mit Hülfe von Deckwinkeln (Fig. 540) oder einseitig aufgelegten Flacheisen (Fig. 541) zusammenzusetzen. Von den letzteren ist das gegen die Rundung des Winkeleisens tretende entsprechend zu bearbeiten. Übergreifende Deckwinkel (Fig. 542) wendet man zur Zeit nicht mehr an, da das dichte Anliegen der übergreifenden Enden an den Grundwinkeln im allgemeinen nicht zu erreichen ist,

Fig. 540. Fig. 541. Fig. 542.



Für die Dicke der Deckwinkel oder der Laschen aus Flacheisen ist der Gesichtspunkt mafsgebend, dafs ihr Nutzquerschnitt gleich demjenigen des gestofsenen Winkeleisens sein mufs; es treten daher bei gleicher Dicke der Eisen die Schenkel des Deckwinkels über diejenigen des Grundwinkels hinaus (Fig. 543). Im Untergurte des Trägers hat diese Anordnung den Übelstand im Gefolge, dafs der freie Wasserabzug hinter dem aufrecht stehenden Schenkel des Deckwinkels gehindert wird; auch beeinträchtigen die übertretenden Enden der Deckwinkel das Aussehen der Stofsverbindung. Die Stöfse beider Gurtungswinkeleisen sind in denselben Querschnitt zu legen, um seitliche Kräfteangriffe zu vermeiden; es dürfen die Stöfse also

Fig. 543. Fig. 544. Fig. 545.



nicht, wie es früher vielfach geschah, gegeneinander versetzt werden. Auch empfiehlt es sich im allgemeinen nicht, die beiden wagerechten Schenkel der Gurtungswinkel mittelbar durch ein Flacheisen zu decken, welches auf die oberste Gurtplatte gelegt ist (Fig. 544), indem die Länge desselben um so gröfser sein mufs, je mehr Gurtungsplatten vorhanden sind (vergl. S. 414).

Die Nietreihe ist auf dem Deckwinkel zu versetzen, wenn sie von dem anderen Schenkel desselben einen kleineren Abstand als den Nietdurchmesser hat. Bezeichnet in Zentimeter (Fig. 545):

l, δ_1 die Schenkellänge, bezw. Dicke des Gurtwinkels;
δ_2 die Dicke des Deckwinkels;
d den Nietdurchmesser,

so ist die erwähnte Versetzung der Nietreihe erforderlich, wenn

$$\frac{l + \delta_1}{2} < d + \delta_2 + \delta_1,$$

mithin

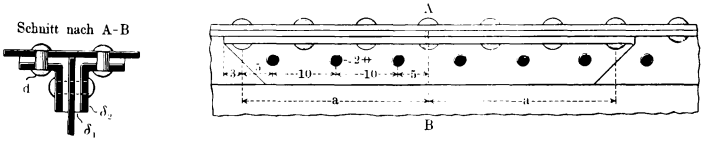
$$l < 2d + 2\delta_2 + \delta_1.$$

Nimmt man z. B. $d = 2$ cm; $\delta_1 = 1$ cm; $\delta_2 = 1{,}2$ cm, so ist die Nietreihe auf dem Deckwinkel für Winkeleisen von kleinerer Schenkellänge als 7,4 cm zu versetzen.

Nietzahl auf dem Deckwinkel zu jeder Seite des Stofses.

Die auf dem Deckwinkel befindlichen Niete haben aufser dem Nutzquerschnitt des Gurtungswinkeleisens die für die Länge des Deckwinkels in Frage kommende Schubkraft der Gurtung zu übertragen. Bezeichnet (Fig. 546):

Fig. 546.



F_1 den Nutzquerschnitt eines Gurtwinkels gleich demjenigen des Deckwinkels, in qcm;
n_1, n_2 die Anzahl der Niete zur Übertragung des vorstehenden Querschnittes, bezw. der auf jeder Seite des Stofses für den senkrechten Schenkel des Deckwinkels in Frage kommenden Schubkraft;
n die Gesamtzahl der in den senkrechten Schenkel des Deckwinkels zu jeder Seite des Stofses zu schlagenden Niete;
a die für letztgenannte Schubkraft mafsgebende Länge, in cm;
v die auf die Gurtung wirkende Schubkraft in Tonnen für 1 cm der Länge;
s die zulässige Druckspannung der Gurtung, in Tonnen für 1 qcm, und gelten aufserdem die vorhin gebrauchten Benennungen, so folgt für die dem Nutzquerschnitte F_1 entsprechende Nietzahl, wenn $d \leqq 2\delta_1$, da alsdann die Scherfestigkeit der Niete der Berechnung zu Grunde zu legen ist (vergl. S. 56):

$$n_1 = \frac{F_1}{\frac{1}{4} d^2 \pi} = \frac{4 F_1}{d^2 \pi}.$$

Die Schubkraft beträgt für die Länge a der Gurtung av Tonnen. Dieselbe verteilt sich gleichmäfsig auf die beiden senkrechten Schenkel der Gurtungswinkeleisen und gilt daher für die Anzahl der zur Übertragung erforderlichen Niete:

$$\tfrac{1}{2} av = n_2 \frac{d^2 \pi}{4} s,$$

mithin

$$n_2 = \frac{2 av}{d^2 \pi s}$$

Insgesamt sind in den senkrechten Schenkel des Deckwinkels links sowie rechts vom Stofse $n = {}^1/_2 n_1 + n_2$ Niete zu schlagen; es ergiebt sich daher:

356 $$n = \frac{2}{d^2 \pi}\left(F_1 + \frac{a v}{s}\right)$$

Angenähert kann man $v = \frac{4}{5}\frac{V}{h_0}$ setzen (vergl. S. 289, Gleichung 232), worin V die Querkraft in dem durch den Stofs gehenden Trägerquerschnitt und h_0 den Schwerpunktsabstand der Gurtungen bezeichnet. Aus der Einschaltung dieser Werte in vorstehende Gleichung folgt:

356 a $$n = \frac{2}{d^2 \pi}\left(F_1 + \frac{4}{5}\frac{a}{h_0}\frac{V}{s}\right)$$

Ebensoviele Niete sind in den wagerechten Schenkel des Deckwinkels zu schlagen.

Falls der Nietdurchmesser $d \geqq 2\,\delta_1$, hat man der Nietberechnung den Lochmanteldruck zu Grunde zu legen (für $d = 2\,\delta_1$ kann man bekanntlich das eine oder andere Verfahren anwenden) und demgemäfs zu setzen:

$$n_1 = \frac{F_1}{1{,}5\,d\,\delta_1};\ \frac{1}{2}\,a\,v = n_2\,d\,\delta_1\ 1{,}5\,s, \text{ also } n_2 = \frac{1}{3}\frac{a\,v}{d\,\delta_1\,s};\ n = \frac{1}{2}\,n_1 + n_2, \text{ daher:}$$

357 $$n = \frac{1}{3\,d\,\delta_1}\left(F_1 + \frac{a\,v}{s}\right),$$

oder, wenn wieder $v = \frac{4}{5}\frac{V}{h_0}$ angenommen wird:

357 a $$n = \frac{1}{3\,d\,\delta_1}\left(F_1 + \frac{4}{5}\frac{a}{h_0}\frac{V}{s}\right)$$

Damit die Lochwandungen in der Trägerwand, soweit die Deckwinkel reichen, nicht überanstrengt werden, mufs die Nietzahl n noch die Bedingung erfüllen:

$$n\,d\,\delta\ \ 1{,}5\,s \geqq a\,v = \frac{4}{5}\frac{a}{h_0}\,V, \text{ mithin}$$

358 $$n \geqq \frac{8}{15}\frac{1}{d\,\delta}\frac{a}{h_0}\frac{V}{s}$$

Vorstehende Gleichung liefert nur in den seltensten Fällen eine gröfsere Nietzahl als die Gleichungen Nr. 356 a bis 357 a und kommt daher im allgemeinen nicht in Betracht.

Für die Querkraft V nehmen wir zur Sicherheit, sowie zur Vereinfachung der Rechnung den gröfsten Wert an, welcher in dem gegebenen, durch den Winkeleisenstofs gehenden Trägerquerschnitt auftritt, wenngleich die ungünstigste Laststellung für die Querkräfte nur an den Enden des Trägers mit derjenigen für die Biegungsmomente übereinstimmt.

Beispiel. Die Gurtungswinkeleisen eines Blechbalkenträgers, dessen Gurtungen eine Nietteilung von 10 cm und einen Schwerpunktsabstand von 100 cm haben, sollen an einer Stelle gestofsen werden, wo die gröfste Querkraft im Träger 10 Tonnen beträgt. Wie viel Niete von 2 cm Durchmesser sind in dem senkrechten wie wagerechten Schenkel jedes der beiden Deckwinkel erforderlich, wenn der Querschnitt der Gurtungswinkeleisen die Abmessungen 9 9 0,9 cm hat und die zulässige Zugspannung 0,7 Tonnen für 1 qcm beträgt?

Wir legen den Stofs beider Gurtungswinkeleisen in denselben Querschnitt und benutzen zur Berechnung der gesuchten Nietzahl die Gleichung Nr. 357 a, indem

$$d = 2\,\text{cm} > 2\,\delta_1 = 2\ \ 0{,}9 = 1{,}8\,\text{cm}.$$

Da nun:

$h_0 = 100$ cm; $F_1 = 15{,}4 - 1{,}8 = 13{,}6$ qcm; $V = 10$ Tonnen; $s = 0{,}7$ Tonnen für 1 qcm, so ergiebt sich, wenn wir $a = 30$ cm annehmen:

$$n = \frac{1}{3\ 2.0{,}9}\left(13{,}6 + \frac{4}{5}\cdot\frac{30}{100}\ \frac{10}{0{,}7}\right) = 3{,}15, \text{ dafür } n = 3.$$

Die Niettheilung auf dem Deckwinkel nehmen wir gleich derjenigen der Gurtung zu 10 cm an (Fig. 546, S. 412). Das mittlere, durch den Stofs des wagerechten Winkeleisenschenkels gehende Niet dient nur zum Zusammenhalten der verbundenen Teile und ist daher bei Berechnung der Kraftniete nicht mitzurechnen.

b) Stofs der Gurtungsplatten. Die Länge der Gurtungsplatten nimmt man aus den beim Stofse der Winkeleisen angegebenen Gründen (vergl. S. 411) nicht gröfser als etwa 10 m. Hat man Platten in gröfseren Längen nöthig, so setzt man dieselben mit Hülfe einseitig

Fig. 547.

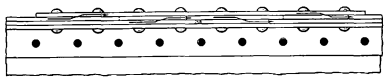
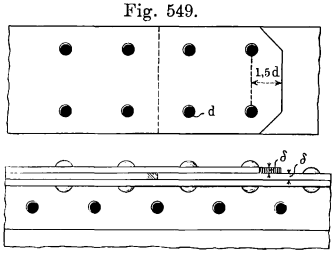


Fig. 548.



aufgelegter Stofslaschen gleicher Breite und Dicke zusammen. Letztere decken den Stofs unmittelbar, wenn die gestofsene Platte die oberste ist; liegt dieselbe dagegen unter einer oder mehreren umgestofsenen, durchgehenden Platten, so ist die Deckung eine mittelbare. Die Lasche mufs dann um so länger sein, je weiter sie vom Stofse abliegt und zwar empfiehlt es sich nach Schwedler, ihre Länge so grofs zu nehmen, als wären die zwischenliegenden Platten mitgestofsen. Wie man aus den Figuren 547 und 548 erkennt, tritt bei dieser Anordnung in keiner Gurtplatte eine Ueberanstrengung ein.

Fig. 549.



Um an Stofslaschen zu sparen, läfst man die Stöfse der einzelnen Platten wo möglich aufeinander folgen und deckt sie durch eine gemeinsame Lasche (Fig. 521).

Was die Nietzahl zur Uebertragung einer Gurtungsplatte anlangt, so ergiebt sich dieselbe leicht aus den in §. 17 aufgestellten Regeln. Gemäfs der Gleichung Nr. 41 auf S. 60 hat man, wenn die Abscherungsfestigkeit für die Nietverbindung in Frage kommt und bezeichnet Fig. 549:

b, δ die Breite, bezw. die Dicke der Platte, in cm;
n die gesuchte Nietzahl zur Uebertragung einer Platte;
n_1 die gröfste in einen Plattenquerschnitt fallende Anzahl der Niete;
d den Nietdurchmesser $\leqq 2\,\delta$:

$$n\,\frac{d^2\,\pi}{4} = (b - n_1\,d)\,\delta,$$

mithin

$$n = \begin{cases} \dfrac{(b - n_1\,d)\,\delta}{d^2\,\pi : 4} \text{ oder, bei } n_1 = 2: \\ \dfrac{(b - 2\,d)\,\delta}{d^2\,\pi : 4} \end{cases}$$

In vorstehender Gleichung ist angenommen, dafs zu den Nieten ein besseres Eisen als zu den Platten verwandt ist, so dafs man die Abscherungsfestigkeit der Niete gleich der Zugfestigkeit der Platten setzen kann; auch sind die geringen Schubkräfte vernachlässigt, welche die senkrechten Gurtungsniete auf die Platten zu übertragen haben.

Falls der Druck auf die Lochwandungen der Nietlöcher mafsgebend ist, d. h., wenn $d \geqq 2\,\delta$, folgt: $n\,d\,\delta\,1{,}5 = (b - n_1\,d)\,\delta$, also:

360
$$n = \begin{cases} \dfrac{b - n_1\,d}{1{,}5\,d} \text{ oder, bei } n_1 = 2: \\ \dfrac{b - 2\,d}{1{,}5\,d}\,. \end{cases}$$

Bei dem in Fig. 521 dargestellten Gurtungsstofse der Rhumebrücke in der Bahnlinie Wulften—Duderstadt ist $b = 25$; $\delta = 1$; $d = 2\,\text{cm}$, daher gemäfs der Gleichung Nr. 360 (oder Nr. 359):

$$n = \frac{25 - 2\ 2}{1{,}5\ \ 2} = 7\,\text{Niete}.$$

Ausgeführt sind der regelmäfsigen Nietteilung wegen acht Niete. Die Stöfse der beiden Gurtplatten hat man aufeinander folgen lassen und durch eine gemeinsame Lasche von 870 mm Länge überdeckt.

§. 94.

Günstigste Höhe der Hauptträger einer Blechbrücke hinsichtlich des Eisenaufwandes.

Für die dem Kleinstwerte des Eisenaufwandes entsprechende Höhe der Hauptträger einer Blechbrücke gelten, sofern einschränkende Bedingungen nicht vorhanden sind, die für die Zwischenlängsträger auf S. 282 bis 283 abgeleiteten Gleichungen. Demgemäfs hat man für Träger mit unveränderlichem Querschnitt:

$$h = \sqrt{\frac{248}{15 + 70\,\delta}\,\frac{M}{s}},\ \text{wenn } h \leqq 60\,\text{cm (Gleichung Nr. 221)},$$

$$h = \sqrt{\frac{222}{15 + 68\,\delta}\,\frac{M}{s}},\ \text{wenn } h > 60\,\text{cm (Gleichung Nr. 222)};$$

ferner für Träger mit veränderlichem Querschnitt:

$$h = \begin{cases} \sqrt{\dfrac{198}{15 + 76\,\delta}\,\dfrac{M}{s}},\ \text{wenn } h \leqq 60\,\text{cm} \\ \sqrt{\dfrac{178}{15 + 74\,\delta}\,\dfrac{M}{s}},\ \text{wenn } h > 60\,\text{cm} \end{cases} \quad \text{(Gleichung Nr. 223).}$$

Hierin bezeichnet:

M das gröfste auf den Träger wirkende Biegungsmoment, in cmt;

δ die Blechwanddicke, in cm;

s die zulässige Beanspruchung, in Tonnen für 1 qcm.

Die Gleichung Nr. 223 liefert für die Hauptträger einer eingleisigen, flufseisernen Vollbahnbrücke, wenn man das metrische Eigengewicht des Überbaues nach der Formel

$p = 740 + 36\,l$ kg (l = Stützweite des Überbaues in Metern) berechnet, die zulässige Beanspruchung $s = 0{,}75$ t/qcm setzt und als Betriebslast eine, bezw. zwei hintereinander gespannte Lokomotiven der Anordnung Fig. 356, S. 259 und 7 Tonnen Raddruck zu Grunde legt, folgende Tabelle:

l	5	6	7	8	9	10	12	15		m
δ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	cm
M	1859	2455	3069	3701	4354	5028	6760	10070	10070	cmt
h	70,4	80,9	90,5	99,3	107,8	115,8	134,3	163,9	151,7	cm
$\frac{h}{l}$	1:7,10	1:7,42	1:7,73	1:8,06	1:8,35	1:8,64	1:8,94	1:9,15	1:9,89	Günstiges Pfeilverh.

Vorstehende Tabelle zeigt, dafs das günstigste Pfeilverhältnis der Hauptträger einer eingleisigen Vollbahnbrücke von 5 bis 15 m Stützweite und 1,0 cm Dicke der Trägerwand zwischen 1:7,1 und 1:9,15 liegt. Von diesen Werten kann man indessen ziemlich erheblich abweichen, ohne einen wesentlichen Mehraufwand an Eisen zu erhalten; z. B. ergiebt sich für das metrische Gewicht eines Hauptträgers einer eingleisigen Vollbahnbrücke von 10 m Stützweite bei $\delta = 1$ cm; $M = 5028$ cmt; $s = 0{,}75$ t/qcm, gemäfs der Gleichung auf S. 283 unten:

$$g = 0{,}0078\left(2000 + 89\,h + 178\,\frac{M}{s}\cdot\frac{1}{h}\right) = 15{,}6 + 0{,}694\,h + 1{,}388\,\frac{5028}{0{,}75}\,\frac{1}{h}$$

oder, wenn man das Pfeilverhältnis $\frac{h}{l} = d$ setzt und $l = 1000$ cm einführt:

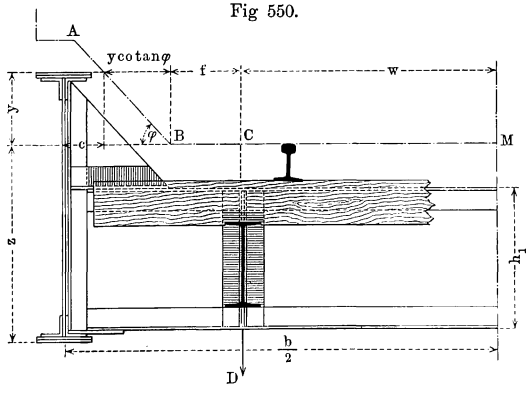
$$g = 15{,}6 + 694\,\alpha + 9{,}3\,\frac{1}{\alpha}$$

Hiernach hat man für:

$\alpha =$	1:6	1:7	1:8	* 1:8,64	1:9	1:10	1:11	1:12	1:14	Pfeilverh.
$g =$	187	180	177	176	176	178	181	185	195	Kilogr. f. d. M.

Bei Wahl des Pfeilverhältnisses $\alpha = 1:10$ würden also die beiden Hauptträger zusammengenommen einen Mehraufwand an Eisen von nur $2(178 - 176)\ 10 = 40$ kg gegenüber dem günstigsten Pfeilverhältnis bedingen; bei $\alpha = 1:12$ dagegen einen solchen von 180 kg.

Fig 550.



Eine besondere Untersuchung ist für die günstigste Pfeilhöhe anzustellen, wenn die Länge der Querträger von der Höhe der Hauptträger abhängig ist. Dieser Fall tritt bei Eisenbahnbrücken beschränkter Bauhöhe ein, deren Hauptträger unter den Absätzen der Umgrenzung des lichten Bahnraumes liegen. So darf z. B. bei einer Vollbahnbrücke der lichte Abstand des Hauptträgerobergurtes von der Gleisachse nicht weniger als 1,52 m sein, wenn sich die Trägeroberkante bis auf 0,38 m über Schienenoberkante erhebt

und erhalten die Querträger einen Längenzusatz, der im geraden Verhältnis mit der Höhe der Hauptträger über Schienenoberkante wächst, wenn die Träger unter den Schrägen der genannten Umgrenzung liegen.

Die günstigste Hauptträgerhöhe bestimmt man im letzteren Falle leicht aus dem Gesamtinhalte der Haupt- und Querträger des Überbaues, indem man die Höhe der Hauptträger über Schienenoberkante als Veränderliche in die Rechnung einführt und die zugehörige erste Abgeleitete gleich Null setzt. Bezeichnet (Fig. 550):

l, b die Stützweite der Hauptträger, bezw. den Abstand derselben von Mitte zu Mitte, in cm;

y, z die Höhe der Hauptträger über, bezw. unter Schienenoberkante, in cm;

δ die Wanddicke der Hauptträger, in cm;

c den wagerechten Abstand der Mitte der Oberkante des Hauptträgerquerschnittes von der Schräge AB der Umgrenzung des lichten Bahnraumes, in cm;

φ den Neigungswinkel letzterer Schräge zur Wagerechten;

f, w den Abstand des Fufspunktes B der Schräge, bezw. der Gleismitte von der senkrechten Mittellinie der Schwellenträger, in cm;

M, M_1 das gröfste auf einen Hauptträger, bezw. einen Querträger wirkende Biegungsmoment, in cmt;

D den gröfsten Druck zweier aufeinander folgender Schwellenträger (bew. der Fahrschiene, wenn Schwellenträger nicht vorhanden sind) auf den Querträger, einschliefslich des in Frage kommenden Eigengewichtes, in t;

s, s_1 die zulässige Beanspruchung der Haupt- bezw. Zwischenträger, in t/qcm;

n, h_1 die Anzahl, bezw. Höhe der Querträger, in cm;

T, T_1 den Inhalt eines Haupt- bezw. Querträgers, in ccbm,

so ist der Eisenaufwand für den Überbau ein Kleinwert, wenn:

$$d\frac{(2\,T + n\,T_1)}{d\,y} = 0 = 2\,\frac{d\,T}{d\,y} + n\,\frac{d\,T_1}{d\,y}$$

Den Rauminhalt eines Hauptträgers kann man nach dem Früheren bei veränderlichem Querschnitt und einer Höhe $y + z > 60$ cm zu

$$T = \left(20 + 0{,}89\ (y + z) + 1{,}78\ \frac{M}{s}\ \frac{1}{y + z}\right) l$$

annehmen und hat daher:

$$\frac{d\,T}{d\,y} = \left(0{,}89 - 1{,}78\ \frac{M}{s}\ \frac{1}{(y + z)^2}\right) l.$$

Ferner ergiebt sich für den Rauminhalt eines Querträgers nach der Gleichung Nr. 220, wenn man seinen Querschnitt als unveränderlich, die Wanddicke $\delta = 1$ cm und die Höhe $h_1 < 60$ cm annimmt:

$$T_1 = \left(12 + 0{,}85\,h_1 + 2{,}48\ \frac{M_1}{s_1}\ \frac{1}{h_1}\right) b;\ \text{mithin, weil}$$

$$M_1 = D\ (c + y\ cotan\ \varphi + f);\ b = 2\ (c + y\ cotan\ \varphi + f + w):$$

$$\frac{d\,T_1}{d\,y} = \left\{12 + 0{,}85\,h_1 + 2{,}48\ (2\,c + 2\,f + w)\ \frac{D}{s_1\,h_1}\right\} 2\ cotan\ \varphi + 9{,}92\ \frac{D}{s_1\,h_1}\ y\ cotan^2\ \varphi,$$

oder abgekürzt:

$$\frac{d\,T_1}{d\,y} = A + B\,y.$$

Aus der Einschaltung der Werte von $\frac{dT}{dy}$ und $\frac{dT_1}{dy}$ in die Gleichung für den Kleinstwert ergiebt sich, wenn noch $y + z = h$ und $y = h - z$ gesetzt wird:

$$1{,}78\,l - 3{,}56\,\frac{M}{s}\,\frac{l}{h^2} + n\,A + n\,B\,(h - z) = 0 \text{ oder:}$$

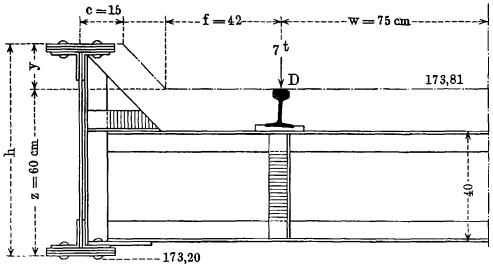
361
$$h^3 + \left(\frac{1{,}78\,l}{n\,B} + \frac{A}{B} - z\right) h^2 = 3{,}56\,\frac{M\,l}{n\,B\,s}$$

Hierin ist:

$$A = \left\{12 + 0{,}85\,h_1 + 2{,}48\,(2\,c + 2f + w)\,\frac{D}{s_1\,h_1}\right\} 2\ cotan\ \varphi \text{ und } B = 9{,}92\,\frac{D}{s_1\,h_1}\ cotan^2\,\varphi.$$

Beispiel. Für eine eingleisige Hauptbahn ist eine flufseiserne Blechbrücke von 10 m Stützweite und beschränkter Bauhöhe zu entwerfen. Letztere bestimmt sich aus den Ordinaten 173,81 über N. N. für Schienenoberkante und 173,20 für Querschnittsunterkante (Fig. 551). Als Betriebslast ist eine Lokomotive der Anordnung Fig. 356 auf S. 259 und als zulässige Beanspruchung der Wert 0,75 t/qcm für die Hauptträger und 0,65 t/qcm für das Bahngerippe anzunehmen. Welche Höhe hat man den Hauptträgern zu geben, damit der Eisenaufwand für den Überbau möglichst klein wird?

Fig. 551.



Das Gleis lagern wir unmittelbar auf 12 gleich weit von einander entfernte Querträger, so dafs also der Abstand derselben von Mitte zu Mitte 90,9 cm beträgt. Die Nietkopfhöhe nehmen wir zu 1 cm an und haben dann für die Höhe, welche von Schienenober- bis Hauptträgerunterkante zur Verfügung steht: 173,81 — 173,20 = 0,61 m; ferner setzen wir den wagerechten Abstand der Mitte der Oberkante des Hauptträgerobergurtes von der Schräge der Umgrenzung des lichten Bahnraumes $c = 15$ cm, die Querträgerhöhe $h_1 = 40$ cm und den Raddruck der Lokomotive $D = 7$ t (Fig. 551).

Aus der Gleichung Nr. 361 folgt nun, da: $f = 42$; $w = 75$; $z = 60$; $l = 1000$ cm; $cotan\ \varphi = {}^{35}/_{33}$; $s = 0{,}75$; $s_1 = 0{,}65$ t/qcm; $M = 5028$ cmt, $n = 12$; $B = 2{,}26$; $A = 316{,}83$; $\frac{A}{B} = 140{,}19$; $\frac{1{,}78\,l}{n\,B} = \frac{1780}{12\ \ 2{,}26} = 65{,}63$;

$$h^3 + 145{,}8\,h^2 = 880\,020.$$

Vorstehender Gleichung genügt der Wert $h = 64{,}7$ cm (abger.). Diese Höhe beträgt nur $\frac{1}{15{,}5}$ der Stützweite der Hauptträger, und letztere erfordern daher dicke Gurtungen und enge Nietteilung. Zur Vermeidung dieser Übelstände wählen wir für die Ausführung einen etwas höheren Träger, zumal hierdurch der Eisenaufwand für den Überbau, wie nachstehende Tabelle zeigt, nicht sehr vermehrt wird, wenn man über die günstigste Höhe nicht mehr als 10 bis 20 cm hinausgeht. Die Tabellenwerte ergeben sich, indem man die einzelnen Ausdrücke für $2\,T + 12\,T_1$ mit 0,0078 kg, dem Gewichte von 1 ccbm Eisen, malnimmt.

Hauptträgerhöhe h =	80	75	70	* 64,7	62	Zentimeter
Gewicht zweier Hauptträger	3749	3845	3942	4088	4175	Kilogramm
Gewicht von 12 Querträgern	2712	2546	2385	2219	2137	„
Gesamtgewicht der Haupt- und Querträger	6461	6391	6327	6307	6312	„

Auf den Hauptträger wirkt in der Mitte das gröfste Biegungsmoment von 5028 cmt, es mufs daher hier ein Widerstandsmoment des Querschnittes von mindestens 5028 : 0,75 = 6704 in cm³ vorhanden sein. Nach den Tabellen von Böhm und John (Berlin 1895, S. 56) wird dasselbe durch einen Träger nachfolgender Abmessungen gedeckt: Stehblech 70 1 cm; zwei Gurtungen je zwei Winkeleisen von 10 10 1 cm und drei Platten je 24 . 1 cm; Niete 2 cm; Widerstandsmoment: 6795 cm³. Das Gesamtgewicht der Haupt- und Querträger ergiebt sich bei 76 cm Höhe der ersteren aus obiger Tabelle durch Zwischenschaltung zu 6405 kg, beträgt also 98, rund 100 kg mehr als der Kleinstwert. Bei einem Einheitspreise von 400 M. für 1000 kg des fertig aufgestellten Überbaues würde sich mithin das Geldopfer für die Vergröfserung der Trägerhöhe um 11,3 cm auf 40 M. belaufen.

Falls das Bahngerippe aus Quer- und Zwischenlängsträgern besteht, ermittelt man zunächst auf Grund eines mittleren Hauptträgerabstandes die günstigste Feldlänge gemäfs §. 85 und schliefst sich dieser in der Ausführung möglichst an. Hierauf wird der gröfste Druck bestimmt, welchen zwei aufeinander folgende Zwischenträger auf den gemeinsamen Querträger infolge der Betriebs- und Eigenlast übertragen. Die weiteren Berechnungen stimmen mit den vorstehenden überein, indem die Zwischenlängsträger auf die günstigste Hauptträgerhöhe bei unveränderlicher Feldlänge keinen Einfluss haben.

Der erwähnte mittlere Hauptträgerabstand ist für eine eingleisige Vollbahnbrücke zu 3 m und dementsprechend die günstigste Feldlänge zu 2,6 m anzunehmen (vergl. S. 371). Letzteres Mafs wird man bei einer Brücke von 10 m Stützweite auf 2,5 m der gleichmäfsigen Eintheilung halber verringern. Auf die Anschlufsstelle zweier aufeinander folgender Zwischenlängsträger kommt im vorliegenden Falle infolge einer dreiachsigen Lokomotive von sieben Tonnen Raddruck und 1,3 m Achsenstand gemäfs der Gleichung Nr. 257 der gröfste Druck $D_{max} = \frac{7}{2,5}(3\ 2,5 - 2\ 1,3 - 0,2) = 13,16$ t, worin der Abstand der ersten Schwelle von der Querträgermitte zu $v = 0,2$ m angenommen ist. An Eigengewicht sind hierzu noch 0,84 t zu rechnen, so dafs sich der gröfste, in die Gleichung Nr. 361 einzuführende Gesamtdruck auf $D = 14$ t beläuft.

II. Abschnitt.

Getrennt angeordnete gegliederte Balkenträger als Hauptträger.

§. 95.

Geometrisches Netz der gegliederten Balkenträger.

1. Allgemeines.

Die Gesamtheit der Schwerlinien der Stäbe eines gegliederten Balkenträgers bildet sein geometrisches Netz. Dasselbe wird der Berechnung des Trägers zu Grunde gelegt, indem die Stabkraft in geraden Stäben längs der Schwerlinie der Stäbe wirkt, vorausgesetzt, dafs eine gleichmäfsige Spannungsverteilung über den Querschnitt stattfindet.

Die Punkte, in welchen die einzelnen Stäbe zusammentreffen, heifsen die Knotenpunkte oder Knoten des Trägers. Sämtliche zu jedem Knoten gehörige Gurtungs- und Wandstäbe müssen so angeordnet werden, dafs sich ihre Schwerlinien in einem Punkte — dem entsprechenden Eckpunkte des Trägernetzes, den man auch geometrischen Knotenpunkt nennt — schneiden, weil sonst ein seitlicher Kräfteangriff entsteht, welcher Biegungsspannungen im Gefolge hat.

Fig. 552.

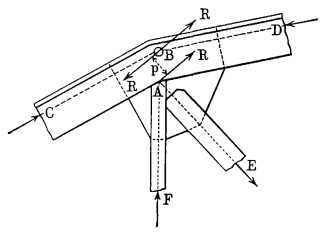


Fig. 553.

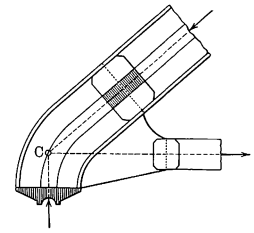
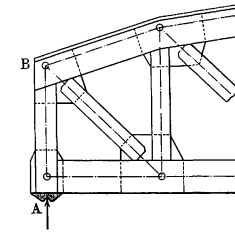


Fig. 554.



Schnitten sich z. B. (Fig. 552) die Schwerlinien der Wandstäbe AF und AE in A, diejenigen der Gurtungsstäbe BC und BD aber in B, so bestände die Wirkung der Mittelkraft R aus den Stabkräften der beiden Wandstäbe in Bezug auf die Trägergurtung aus einem Momente Rp mit dem Hebelarme p und aus einer in B angreifenden, parallel zu R gerichteten Einzelkraft R, welche sich nach den Richtungen BC und BD zerlegt.

Bei Trägern, deren Gurtungen sich an den Enden zu einer Spitze vereinigen (Fig. 553), mufs der Auflagerdruck, damit kein seitlicher Angriff entsteht, durch die Spitze C des Trägernetzes gehen, und bei abgestumpften Trägern (Fig. 554), deren Endständer eine gerade, senkrecht stehende Schwerlinie besitzen, mit letzterer zusammenfallen.

2. Anordnung des geometrischen Stabnetzes.

Damit das Stabwerk des gegliederten Balkenträgers ein starres Ganze bildet, müssen seine Knotenpunkte durch die Wand- und Gurtungsstäbe in Dreiecksverband zu einander

stehen; dabei ist die Verbindung der Knotenpunkte so auszuführen, dafs sich sämtliche Stäbe an der Lastübertragung in regelrechter Weise beteiligen.

Nehmen wir das geometrische Netz des Trägers als eben an und setzen in den Knotenpunkten Gelenke voraus, so genügt im einfachsten Falle zur gegenseitigen Festlegung der Knotenpunkte eine Kette von Dreiecken, welche sich von Auflager zu Auflager des Trägers erstreckt. Es entsteht dann das einfache Fach- oder Netzwerk (Fig. 555, 556) [vergl. S. 4, wozu zu bemerken ist, dafs man das Netzwerk auch im weiteren Sinne als Fachwerk bezeichnet]. Die allgemeinen Kennzeichen dieser Stabwerke bestehen darin, dafs jeder beliebige Stab seine Länge ändern kann, ohne diejenige der übrigen zu beeinflussen, und dafs ein Schnitt parallel zu irgend einem Wandstabe nicht mehr als drei Stäbe trifft.

Fig. 555.

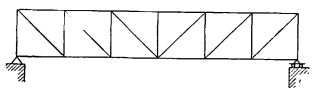


Fig. 556.

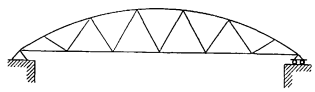
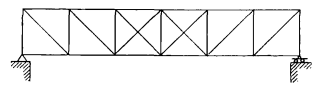


Fig. 557.



Das Trägernetz kann man im vorliegenden Falle bei n Knotenpunkten als ein n Eck auffassen. Zur Bestimmung desselben sind $2n-3$ voneinander unabhängige Stäbe erforderlich; denn, sieht man das erste Dreieck an einem Auflager des Trägers als gegeben an, so bedarf jeder der übrigen $n-3$ Knotenpunkte zu seiner Festlegung zwei Stäbe. Hierbei darf nicht übersehen werden, dafs bei Anwendung von Gegendiagonalen in einem Felde (Fig 557) Haupt- und Gegendiagonale als ein Stab zu betrachten sind, da bei schlaffer Anordnung nur je eine derselben in Spannung ist und bei drucksicherem Querschnitt eine Überbestimmung in dem Trägerfelde stattfindet.

Reiht man die Stäbe so aneinander, dafs die Trägerwand aus mehreren sich durch den ganzen Träger erstreckenden Stabsystemen, sog. Stabzügen, gebildet wird, so entsteht

Fig. 558.

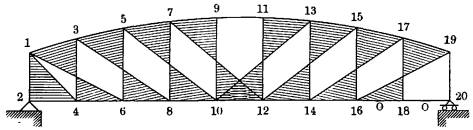
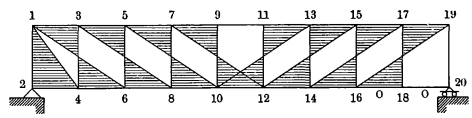


Fig. 559.



das mehrfache Fach- oder Netzwerk, und zwar nennt man dasselbe zwei-, drei-, n-fach, je nachdem 2, 3, n Stabzüge vorhanden sind. Zur Zeit wird von den mehrfachen Fachwerken in der Regel nur das zweifache angewandt und soll daher auf dieses hier allein näher eingegangen werden.

Die Knotenpunkte der oberen und unteren Gurtung ordnet man beim zweifachen Fachwerke gewöhnlich lotrecht untereinander und die Wandstäbe symmetrisch zur Trägermitte an. Setzen wir zunächst eine ungerade Felderzahl voraus, so erkennen wir in Bezug auf die Starrheit des Trägers, dafs bei der in Fig. 558 und 559 angegebenen Zusammensetzung die Knotenpunkte 3, 6 durch je zwei Stäbe gegen die Seite $1-4$ des Dreiecks 1, 2, 4 festgelegt sind. In derselben Weise sind die Knotenpunkte 5, 8; 7, 10; 9, 12 angegliedert und ist dadurch das Stabnetz vom linken Auflager ab bis zur Vertikalen $11-12$ zu einem starren Ganzen gemacht. Von den Knotenpunkten 10, 11 weitergehend, ist der Anschlufs der Punkte

12, 13; 14, 15; 16, 17; 18, 19 durch je zwei Stäbe bewirkt, ebenso derjenige des Auflagerpunktes 20.

Das so bestimmte Netz des Trägers bildet im mathematischen Sinne ein starres Vieleck, zu dessen Darstellung bei n Knotenpunkten, ebenso wie bei dem einfachen Fachwerke, $2n-3$ voneinander unabhängige Stäbe erforderlich sind. Falls man in einzelnen Feldern Gegendiagonalen anordnet, zählen Haupt- und Gegendiagonale aus den früher angegebenen Gründen für einen Stab.

Ein Träger der vorstehenden Art hat den Vorteil, dafs er sich nach rein statischen Gesetzen berechnen läfst, jedoch beteiligen sich die Wandglieder in sehr ungleicher Weise an der Spannungsübertragung, indem die Vertikale 17 — 18 wie eine Hängestange wirkt und daher nur die auf ihren Fufspunkt kommende Last übertragen kann; auch haben die Gurtungsstäbe 16 — 18 und 18 — 20 die Spannung Null. Infolgedessen biegt sich der Träger unregelmäfsig durch, was für ihn selbst wie für das Fahrbahngerippe, sofern dasselbe fest mit den Querträgern vernietete Zwischenlängsträger besitzt, höchst unvorteilhaft ist. Namentlich tritt dieser Übelstand beim Träger mit parallelen Gurtungen ein (Fig. 559), da bei diesem die von den Knotenpunkten 6, 10, 14, 18 ausgehenden Wandstäbe bei Belastung der übrigen Knotenpunkte an der Spannungsübertragung nicht teilnehmen.

Fig. 560.

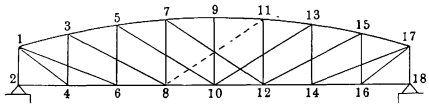
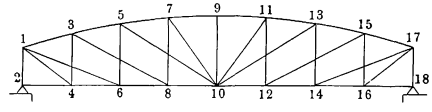


Fig. 561.



Zur Vermeidung der vorstehenden Nachteile setzt man dem Träger gewöhnlich ein überzähliges Glied in Form der Diagonale 18 bis 19 zu, wenngleich hierdurch die elastischen Längenänderungen der einzelnen Stäbe voneinander abhängig werden und daher das Stabsystem statisch unbestimmt wird und ein Ausführungsfehler in der Länge irgend eines Stabes sich durch den ganzen Träger bemerklich macht. Die entsprechenden Spannungsänderungen entziehen sich der Berechnung in den meisten Fällen vollständig, und es tritt eine Unsicherheit in der Bestimmung der Stabkräfte ein. Es erscheint deshalb geraten, die Vervielfachung des Wandsystems thunlichst zu vermeiden und lieber ein Zwischensystem in den Träger zu legen, um näherliegende Anschlufspunkte für die Querträger der Fahrbahn zu erhalten (vergl. S. 440, Fig. 605 u. 606).

Wenn der Träger eine gerade Felderzahl hat, ordnet man das zweifache Fachwerk entweder nach Fig. 560 oder Fig. 561 an. Im ersteren Falle wird die volle Symmetrie im Stabwerke durch Einfügung der Gegendiagonale 8 — 11 hergestellt und sind, je nachdem man letztere und die Diagonale 7 — 12 als Zugbänder oder Streben herstellt, ein oder zwei überzählige Stäbe im Träger vorhanden.

In dem Fachwerke (Fig. 561) sind, wie leicht in der früheren Weise zu finden, zwei überzählige Stäbe vorhanden. Dasselbe eignet sich hauptsächlich für steife Diagonalen.

Falls man das Wandsystem des Trägers als zweifaches Netzwerk gemäfs Fig. 562 ausführt, ist ein überzähliger Stab vorhanden; denn, von dem Endständer 1 — 2 ausgehend, sind die Punkte 3 und 4 durch je zwei Stäbe festgelegt, ferner die Punkte 5 und 6 durch ebenfalls zwei Stäbe gegen die Punkte 3 und 4 u. s. w. bis zu den Punkten 15 und 16. Letztere würden

also auch ohne Stabverbindung unwandelbar gegeneinander festliegen, jedoch erhielten bei dieser Anordnung die Stäbe 13 — 15 und 14 — 15 keine Spannung, und wäre die Verteilung der Querkraft über die beiden Strebensysteme eine sehr ungleiche. Der überzählige Ständer 15 — 16 ist daher erforderlich.

Um das zweifache Fachwerk auf rein statischem Wege berechnen zu können und eine regelrechte Verteilung der Querkraft auf beide Diagonalsysteme zu erzielen, hat man die beiden Enddiagonalen von einem innerhalb des Endfeldes gelegenen Hülfsknotenpunkte ausgehen lassen und diesen mit dem oberen Knotenpunkte des Endständers durch ein Zugband verbunden (Fig. 563 bis 565). Die Richtung des letzteren bestimmt die Anspannung der Enddiagonalen, es mufs daher die Verlängerung der Schwerlinie des Zugbandes den Winkel zwischen den beiden Enddiagonalen halbieren, wenn dieselben gleiche Stabkräfte übertragen sollen.

Fig. 562.

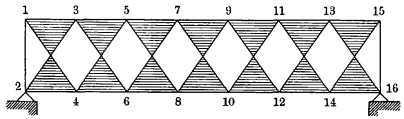
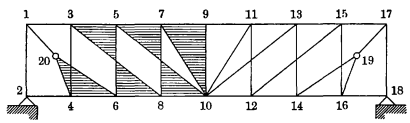


Fig. 563.



Was die Anordnung eines solchen Fachwerkes anlangt, so ist dieselbe verschieden, je nachdem der Träger eine gerade oder ungerade Felderzahl besitzt. Bei gerader Felderzahl (Fig. 563) empfiehlt es sich, das zweifache Diagonalensystem von dem mittleren Knotenpunkte des Untergurtes (Nr. 10 in Fig. 563) nach beiden Seiten ausgehen zu lassen und jedes der beiden Endfelder mit der erwähnten gegliederten Diagonale zu versehen. Die Starrheit des Stabnetzes folgt aus dem Umstande, dafs die Knotenpunkte 5, 8; 3, 6; 4, 20 gegen die vorhergehenden durch je zwei Stäbe festgelegt sind; mithin ist auch der Abstand der Punkte 3, 20, sowie 1, 4 bestimmt und hiermit die Starrheit der linken Trägerhälfte vorhanden. Für die rechte Trägerhälfte gilt das Gleiche.

Fig. 564.

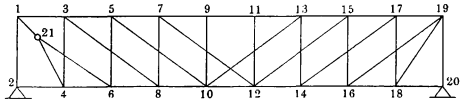
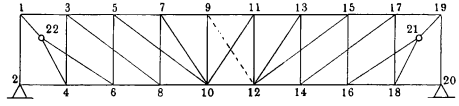


Fig. 565.



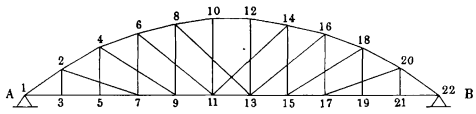
Zur Herstellung der Starrheit des Stabnetzes gehören im vorliegenden Falle bei n Knotenpunkten, wenn man die in den Endfeldern liegenden beiden Punkte mitzählt (Nr. 19 und 20 in Fig. 563), $2n - 3$ voneinander unabhängige Stäbe, indem, ausgehend von dem Dreieck 7, 9, 10, jeder weitere Knotenpunkt durch je zwei Stäbe gegen zwei vorhergehende, bereits festgelegte Punkte bestimmt ist. Für die Knotenpunkte 1, bezw. 2 gelten hierbei die Punkte 3 und 20, bezw. 1 und 4 als feste.

Sofern die Felderzahl des Trägers eine ungerade ist, versieht man entweder nur das eine Endfeld mit der beschriebenen gegliederten Diagonale und giebt dem anderen Endfelde zwei Diagonalen, die sich im oberen Knotenpunkte des Endständers schneiden (Fig. 564), oder ordnet im Mittelfelde eine steife oder gekreuzte schlaffe Diagonale an (Fig. 565) und stellt zu beiden Seiten dieses Feldes das Fachwerk gemäfs Fig. 565 her. In beiden Fällen erfordert

die Starrheit des Stabnetzes bei n Knotenpunkten (wobei die innerhalb des Endfeldes liegenden mitzuzählen sind) $2n - 3$ voneinander unabhängige Stäbe, z. B. bei 21 Knotenpunkten, wie in Fig. 564: $2\ 21 - 3 = 39$, und bei 22 Knotenpunkten, wie in Fig. 565: $2\ 22 - 3 = 41$ Stäbe.

Man hat auch Fachwerkträger zweifachen Systems bei n Knotenpunkten mit nur $2n - 4$ voneinander unabhängigen Stäben gemäfs Fig. 566 ausgeführt. Solche Fachwerke sind offenbar nicht starr und nur bei ganz bestimmten Belastungen im Gleichgewichte; bei jeder anderen Belastung erleiden sie dagegen nicht unerhebliche Biegungsspannungen oder vollständige Formänderung, je nachdem die Knotenpunkte steif oder gelenkförmig hergestellt sind. Um einen regelrechten Dreiecksverband zu schaffen, müfsten in Fig. 566 wenigstens die Knotenpunkte $2 - 5$ oder $19 - 20$ durch eine Diagonale verbunden werden.

Fig. 566.



Zum Schlufs möge noch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs verschiedene Schriftsteller, wie Mohr, Müller-Breslau, Steiner, Grübler u. A., allgemeine Regeln zur Bestimmung der Starrheit eines beliebigen Fachwerkes angegeben haben. Hierauf näher einzugehen, liegt aufserhalb der Aufgabe des vorliegenden Werkes und soll daher nur auf die am Ende desselben aufgeführten Litteraturangaben verwiesen werden.

§. 96.

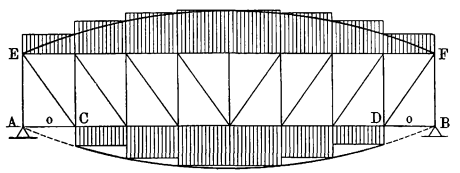
Übersicht der getrennt angeordneten gegliederten Balkenträger.

Je nach der Längenform der Gurtungen unterscheidet man:

1. Parallelträger.

Beide Gurtungen dieser Träger verlaufen nach parallelen Geraden; es wachsen daher die Kräfte in den Gurtungsstäben im geraden Verhältnis mit den zugehörigen Biegungsmomenten, also bei gleichmäfsiger voller Belastung des Trägers staffelförmig nach einer Parabel (Fig. 567). Hiernach würden die Gurtungsstäbe der Endfelder, deren zugeordnete Drehpunkte in die Endständer fallen — AC, bezw. DB mit den Drehpunkten E, bezw. F — die Spannung Null haben. In Wahrheit haben diese Stäbe indessen eine der Reibung im beweglichen Auflager entsprechende Druck- bezw. Zugkraft zu übertragen, je nachdem der Träger eine Ausdehnung oder Zusammenziehung erleidet.

Fig. 567.



Da die Stabkräfte der Gurtungen dem Vorstehenden zufolge am Auflager erheblich kleiner als im mittleren Trägerteile sind, verursacht es in vielen Fällen Schwierigkeiten, sich mit den gängigen Walzeisensorten den berechneten Querschnitten anzuschliefsen, es müssen daher oft nicht unerhebliche Zuschläge zu den letzteren gegeben werden. Dasselbe gilt von

den Vertikalen, indem man zu denselben in Rücksicht auf einfache Ausführung nicht gern viele verschiedene Winkel-, Flach- und sonstige Walzeisensorten verwendet.

Das Gewicht der Parallelträger ist infolge ihres schweren Wandsystemes und der erwähnten Zuschläge zu den Gurtungsstäben das gröfste von allen Balkenträgern, gleiche Stützweite und Pfeilhöhe vorausgesetzt. Hieraus folgt aber nicht, dafs der Parallelträger auch der teuerste ist, denn die Herstellung desselben ist erheblich einfacher und daher billiger als diejenige der Balkenträger mit vieleckigen oder gekrümmten Gurtungen. Es beträgt z. B. der Werkstättenlohn einschl. der Generalunkosten für Parallelträger von 30 bis 70 m Stützweite im Mittel 90 M. für je 1000 kg des fertigen Trägers, während für Träger mit einer geraden und einer vieleckigen Gurtung bei gleicher Stützweite 100 bis 110 M. zu zahlen sind. Demnach ist es leicht möglich, dafs ein Parallelträger trotz seines höheren Gewichtes nicht teurer zu stehen kommt, als ein leichterer Träger mit vieleckiger Gurtung.

2. Trapezträger.

Derselbe unterscheidet sich von dem Parallelträger dadurch, dafs in jedem Endfelde die eine Gurtung schräg gelegt und mit der anderen zu einer Spitze vereinigt ist (Fig. 568

Fig. 568.

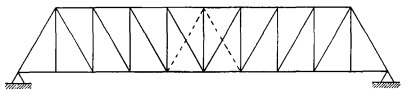
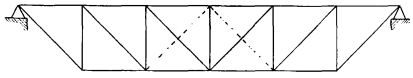


Fig. 569.

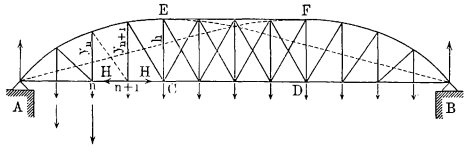


und 569). Die äufsere Umgrenzung des Trägers bildet sonach ein Paralleltrapez. Wie leicht ersichtlich, gelangen die Stabkräfte an den Enden des Trapezträgers auf kürzerem Wege zu den Auflagern als beim Parallelträger, wodurch der Eisenaufwand vermindert wird.

3. Bogensehnenträger.

Die eine Gurtung dieser Träger verläuft nach einem Vieleck, dessen Knotenpunkte auf einer stetigen Kurve liegen, während die andere Gurtung die Sehne der letzteren bildet. Ausnahmsweise hat man auch, des schöneren Aussehens wegen, anstatt des vieleckigen Gurtes einen stetig gekrümmten angewandt, welche Anordnung aber die Herstellung des Trägers sehr verteuert. Zu den Kurven sind hauptsächlich die Parabel, Ellipse und Hyperbel gewählt, und unterscheidet man hiernach Parabel-, Ellipsen- und Hyperbelträger.

Fig. 570.



Beim Schwedler-Träger verläuft die obere Gurtung im mittleren Teile parallel zur unteren, geradlinig gebildeten Gurtung, in den beiden äufseren Teilen dagegen nach einer Hyperbel, AE und BF in Fig. 570. Beide Hyperbelzweige schliefsen sich tangential an den geraden Teil des Obergurtes und haben einen solchen Verlauf, dafs bei der ungünstigsten, auf Druck in den Diagonalen des Fachwerkes hinwirkenden Laststellung, als untere Grenze in den Diagonalen die Spannung Null auftritt. In einem gegebenen Trägerfelde der Ordinaten y_n und y_{n+1} (ausgedrückt in Metern) ist also bei vorstehender Laststellung eine Diagonale zur Herstellung des Gleich-

gewichtes nicht erforderlich und man erhält als Bestimmungsgleichung für die Ordinaten, wenn bezeichnet:

M_n das Biegungsmoment in dem Knotenpunkte n infolge der Eigen- und Betriebslast bei der erwähnten Laststellung, in mt;

M_{n+1} das Biegungsmoment im Punkte $n+1$ bei der zu M gehörigen Laststellung, in mt;

H die entsprechende Stabkraft des Untergurtes im gegebenen Trägerfelde, in Tonnen:

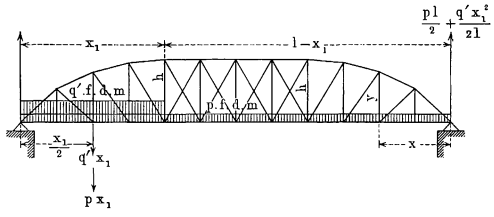
$$Hy_n = M_n; \qquad Hy_{n+1} = M_{n+1},$$

mithin

362 $$y_n = \frac{M_n}{M_{n+1}}\ y_{n+1}.$$

Gemäfs dieser Gleichung ergiebt sich y_n in der Nähe der Trägermitte im allgemeinen gröfser als y_{n+1} und entsteht dann, bei symmetrischer Anordnung des Trägers, zwischen den höchstgelegenen Punkten E, F desselben die in Fig. 570 punktirt angegebene Gurtform. Letztere ist für die Ausführung ungeeignet, weil sie einerseits einen verhältnismäfsig grofsen Eisenaufwand für den Träger veranlafst, anderseits ein sehr unvorteilhaftes Aussehen gewährt; man ersetzt sie daher durch eine zum Untergurte parallele Gerade und giebt hiermit den Vorteil auf, dafs die Diagonalen des mittleren Trägerteiles, ebenso wie in den beiden äufseren Teilen, nur nach einer Richtung, und zwar bei der in Fig. 570 gewählten Lage, nur auf Zug beansprucht werden. Im mittleren Trägerteile sind daher bei Verwendung schlaffer Diagonalen, Gegendiagonalen in den einzelnen Feldern erforderlich.

Fig. 571.



Die Grenze zwischen dem hyperbolischen und geraden Teile liegt da, wo bei der erwähnten Laststellung die gesamte, im Trägerquerschnitte auftretende Querkraft gleich Null ist. Bezeichnet (Fig. 571):

l die Stützweite des Trägers, in m;

x_1 die Länge des hyperbolischen Trägerteiles, in m;

p, q' das metrische, auf den Träger kommende Eigengewicht des Überbaues, bezw. den der Betriebslast entsprechenden Belastungsgleichwert für das Gitterwerk, in Tonnen,

so folgt:

$$\frac{pl}{2} + \frac{q' x_1^2}{2l} - p(l - x_1) = 0,$$

mithin:

363 $$x_1 = \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{q'}{p}}\right)\ \frac{p}{q'}\, l.$$

Folgende Tabelle giebt einige Werte von x_1 für eine Vollbahnbrücke:

l = 10	20	30	40	50	60	Meter
p = 1,1	1,4	1,7	2,0	2,3	2,6	Tonnen für das Meter und Gleis
q' = 18,0	12,6	10,0	9,0	7,9	7,3	„ „ „ „ „ „
x_1 = 0,19	0,24	0,28	0,30	0,32	0,34	mal l
x_1 = 0,16	0,21	0,24	0,26	0,29	0,30	„ l „ $1\frac{1}{2}$fache Betriebslast = 1,5 q'

Die Gleichung des hyperbolischen Teiles der oberen Gurtung lautet, wenn h die Trägerhöhe bezeichnet:

364 $$y = p\left[1 + \sqrt{1 + \frac{q'}{p}}\right]^2 \frac{h}{l} \frac{x(l - x)}{pl + q'x}$$

Der geradlinige Teil des Obergurtes beginnt da, wo die Berührungsgerade an die Hyperbel parallel zur Abscissenachse läuft, wo also $\frac{dy}{dx} = 0$ ist. Die entsprechende Abscisse stimmt überein mit der in der Gleichung Nr. 363 angegebenen.

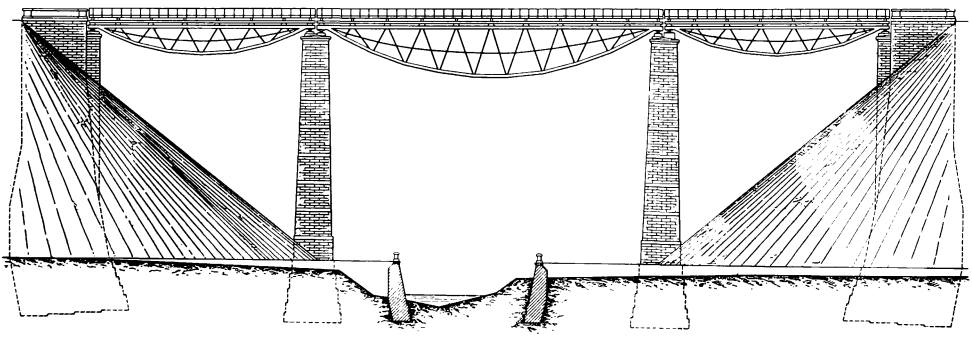
Damit die einfachen, schlaffen Diagonalen in den beiden hyperbolischen Trägerteilen nicht infolge von Ausführungsfehlern oder durch Stofswirkungen der Betriebslast auf Druck beansprucht werden, empfiehlt es sich, der Berechnung der Gurtform einen Lastzug zu Grunde zu legen, welcher das 1,5 fache des in Wahrheit vorhandenen Gewichtes oder eine stark überlastete Vorderachse besitzt.

Das Eisengewicht des Schwedler-Trägers ist etwa ebenso grofs als dasjenige des Parabelträgers und beträgt in runder Summe 80 Proz. vom Gewichte des Parallelträgers, gleiche Spannweite und Pfeilhöhe der Träger vorausgesetzt.

Bezüglich des parabolischen Bogensehnenträgers ist zu bemerken, dafs seine gekrümmte Gurtung bei voller, gleichmäfsiger Belastung des Trägers die Stützlinie der Lasten bildet. Für diesen Lastzustand sind mithin Diagonalen im Fachwerke der Trägerwand zur Herstellung des Gleichgewichtes der Stabkräfte nicht erforderlich und dienen die Vertikalen als Hängestangen oder einfache Stützen, je nachdem die Fahrbahn zwischen oder auf den Hauptträgern liegt. Der geradlinige Gurt hat bei der erwähnten Lastverteilung in allen Querschnitten die gleiche Horizontalkraft zu übertragen.

Gegenüber dem Parallelträger haben die Bogensehnenträger den Nachteil, dafs bei ihnen, wenn die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt, ein Windstrebenverband in Höhe

Fig. 572.



Frieda-Thalübergang (Nordhausen—Wetzlar). 1 : 650.

des Obergurtes nicht bis zum Auflager durchgeführt werden kann; auch bereitet die Ausführung der Trägerspitze, sowie der Anschlufs des Endquerträgers und des Windstrebenverbandes der Fahrbahn an dieselbe unter Umständen Schwierigkeiten.

Die gekrümmte Gurtung der Bogensehnenträger legt man bei genügender Bauhöhe nach unten (Fig. 572), bei beschränkter nach oben (Fig. 606). Im ersteren Falle ordnet man

die Fahrbahn auf den Hauptträgern an und haben dann die Stäbe der gedrückten Trägergurtung und das Stabwerk zur Queraussteifung des Überbaues die kürzeste Länge. Windstrebenverbände sind unter der Fahrbahn und längs der Bogengurtungen leicht anzubringen.

Mufs die Fahrbahn wegen beschränkter Bauhöhe zwischen die Bogensehnenträger gelegt werden, so soll man zwischen denselben, soweit es die lichte Durchfahrtshöhe zuläfst, obere Querverbindungen herstellen, indem die Quersteifigkeit des Überbaues hierdurch wesentlich vermehrt wird.

4. Fisch- oder Linsenträger.

Beide Gurtungen der vorstehenden Träger sind nach Kurven gekrümmt, welche eine gemeinsame Sehne haben und zu dieser symmetrisch verlaufen (Fig. 573).

Die Sehne bildet also gleichzeitig die neutrale Achse des Trägers und finden daher am beweglichen Auflager bei Belastungen der Brücke nur verschwindend kleine Längenver-

Fig. 573.

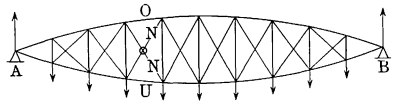


Fig. 573a.

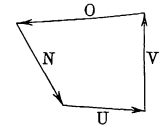
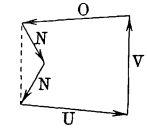


Fig. 573b.

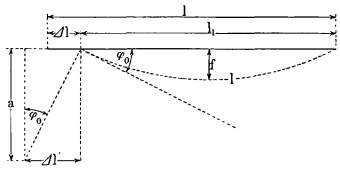


schiebungen statt. Unterstützt man z. B. den Träger in der geometrischen Spitze selbst, so erhält man für die genannte Verschiebung, wenn bezeichnet (Fig. 574):

l, l_1 die Sehnenlänge des unbelasteten, bezw. belasteten Trägers, in mm;

f die Pfeilhöhe der durchgebogenen Neutralen, in mm;

Fig. 574.



φ_0 den Neigungswinkel der durchgebogenen Neutralen am Trägerende;

Δl die gesuchte Längenverschiebung am beweglichen Auflager, in mm:

$$\Delta l = l - l_1; \quad l = \left(1 + {}^8/_3 \frac{f^2}{l_1^2}\right) l_1,$$

also

$$\Delta l = {}^8/_3 \frac{f^2}{l_1^2} l_1,$$

oder, da Δl im Vergleich zu l_1 aufserordentlich klein ist:

365
$$\Delta l = {}^8/_3 \left(\frac{f}{l}\right)^2 l.$$

Für $l = 60$ m und $f = 20$ mm hätte man z. B.:

$$\Delta l = {}^8/_3 \left(\frac{20}{60000}\right)^2 60000 = {}^1/_{56} \text{ mm}.$$

Eine gröfsere Verschiebung tritt ein, wenn der Stützpunkt des Trägers in einem bestimmten Abstande a unter der geometrischen Spitze liegt. In diesem Falle ergiebt sich, wenn man von der vorstehend berechneten, sehr kleinen Verschiebung absieht: $\Delta l' = a \tan \varphi_0$, oder, sofern man die durchgebogene Neutrale als Parabel ansieht und demgemäfs $\tan \varphi_0 = 4 \frac{f}{l}$ setzt:

366 $$\Delta l' = 4\frac{f}{l}a.$$

Unterstützte man z. B. den vorhin betrachteten Träger in einem Abstande $a = 500\,\text{mm}$ unter der geometrischen Spitze, so ergäbe sich:

$$\Delta l = 4\ \frac{500}{3000} = {}^2/_3\ \text{mm}.$$

Aus dem Vorstehenden geht hervor, dafs Fischträger infolge von Belastungen nur äufserst geringe Längenbewegungen am beweglichen Auflager hervorrufen und daher die Auflagerpfeiler sehr schonen.

Der bekannteste unter den Fischträgern ist der Paulische Träger. Derselbe hat die Eigenschaft, dafs die gröfsten Stabkräfte in allen Querschnitten des Ober- und Untergurtes gleich sind. Streng läfst sich diese Gleichheit nur erreichen, wenn der Träger in jedem Felde, mit Ausnahme der dreieckförmigen Endfelder, steife, gekreuzte Diagonalen oder sog. Halbdiagonalen (Fig. 575) besitzt*). Die in den Fig. 573b und 575a dargestellten Kräftepläne geben hierüber Aufschlufs. Bei schlaffen Diagonalen ist dagegen die gröfste Stabkraft im Untergurt kleiner als im oberen, wie der Kräfteplan Fig. 573a zeigt. In beiden Kräfteplänen bezeichnet: O, U die Stabkraft im Ober- bezw. Untergurt, N diejenige der Diagonalen und V die Querkraft im Trägerfelde.

Fig. 575.

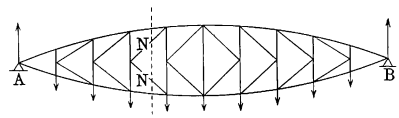
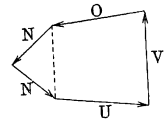


Fig 575a.



Für die Form des Paulischen Trägers ergiebt sich bei steifen, gekreuzten Diagonalen, sofern man von den geringen Momenten der Diagonalkräfte bezüglich der Feldmitte absieht und folgende Beziehungen einführt (Fig. 576):

l, h Stützweite, bezw. Pfeilhöhe des Trägers, in m;

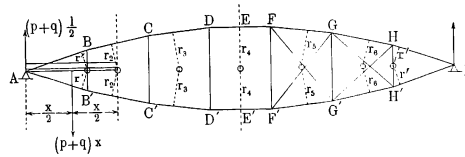
r' das Lot von der Mitte der ersten Vertikale auf die obere oder untere Gurtung des Endfeldes, in m;

r das Lot von der Mitte eines beliebigen Feldes auf die zugehörigen Gurtstäbe, in m;

a die Länge des Endfeldes in m;

x den Abstand der Mitte eines beliebigen Feldes vom linken Auflager des Trägers, in m;

Fig. 576.



p, q die metrische, auf den Träger kommende Eigen- bezw. Betriebslast des Überbaues, in Tonnen;

M', M das gröfste auf die Mitte der ersten Vertikale BB', bezw. einer beliebigen Feldmitte wirkende Moment, in mt;

S die gröfste Stabkraft im Ober- oder Untergurt, in Tonnen:

$$2Sr' = M';\quad 2Sr = M,$$

*) Vergl. Ritter: Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen. 3. Aufl. S. 263. Hannover, Karl Rümpler, 1873.

mithin:

367
$$\begin{cases} r' = {}^1/_2 \dfrac{M'}{S}, \\ r = {}^1/_2 \dfrac{M}{S}. \end{cases}$$

Die Gurtungen werden am stärksten bei voller Belastung des Trägers beansprucht; es ist daher $M' = {}^1/_2 (p + q)(l - a)a$; $M = {}^1/_2 (p + q)(l - x)x$ und in der Trägermitte $M_m = {}^1/_8 (p + q) \dfrac{l^2}{h}$. Hat nun der Träger ein Mittelfeld, so folgt:

$$r = {}^1/_2 h \text{ und } S = \frac{M_m}{h} = {}^1/_8 (p + q) \frac{l^2}{h},$$

mithin:

368
$$\begin{cases} r' = 2 \dfrac{h}{l^2} (l - a) a, \\ r = 2 \dfrac{h}{l^2} (l - x) x. \end{cases}$$

Das Lot r wächst demnach gemäfs einer Parabel. Um den Träger darzustellen, berechnet man die Werte von r' und r und beschreibt mit den so gefundenen Längen Kreise um die Mitten der ersten Vertikalen, sowie um die Mitten der einzelnen Felder, mit Ausnahme der Endfelder. An den Kreis im Endfelde zieht man nun von der Spitze A die Berührungsgeraden AB, AB' und von den Schnittpunkten B, B' dieser Geraden mit der ersten Vertikale die Berührungsgeraden BC, BC' an den Kreis des benachbarten Feldes. In derselben Weise, bis zur Mitte fortfahrend, ergiebt sich die gesuchte Umgrenzung des Trägers.

Wenn der Träger kein Mittelfeld, also eine gerade Felderzahl hat, so ergiebt sich, sofern bezeichnet (Fig. 577):

φ den Neigungswinkel der Gurtstäbe in dem an die Trägermitte grenzenden Felde;
N die Stabkraft in der gedrückten Diagonale des Feldes, in Tonnen;
c den Hebelarm von N in Bezug auf den Fufspunkt E' der mittleren Vertikale EE in m;
M_m das gröfste auf die Trägermitte wirkende Biegungsmoment, in mt:

$$h S \cos\varphi + Nc = M_m = {}^1/_8 (p + q) l^2,$$

folglich:

369
$$S = \{{}^1/_8 (p + q) l^2 - Nc\} \frac{1}{h \cos\varphi}$$

Meistens kann man hierfür mit hinreichender Genauigkeit $S = {}^1/_8 (p + q) \dfrac{l^2}{h}$ schreiben, da in der Regel die Werte von φ und Nc sehr klein sind. Anderenfalls legt man der Berechnung zunächst den Wert $S = {}^1/_8 (p + q) \dfrac{l^2}{h}$ zu Grunde, ermittelt aus der erhaltenen Trägerform die Gröfsen φ, N, c und bestimmt die Gurtungskraft S aus der Gleichung Nr. 369. Für die Halbmesser r', r findet man dann leicht auf Grund der Gleichung Nr. 367:

370
$$\begin{cases} r' = {}^1/_4 \left(\dfrac{p + q}{S}\right) (l - a) a, \\ r = {}^1/_4 \left(\dfrac{p + q}{S}\right) (l - x) x. \end{cases}$$

Diese eine Rechnung wird im allgemeinen zur Feststellung der Trägerform genügen; nur bei grofser Abweichung der neuen Form von der zuerst berechneten würde das vorstehende Verfahren auf Grund der zuzweit gefundenen Form zu wiederholen sein.

Fig. 577.

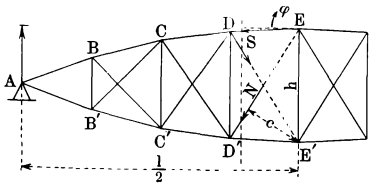
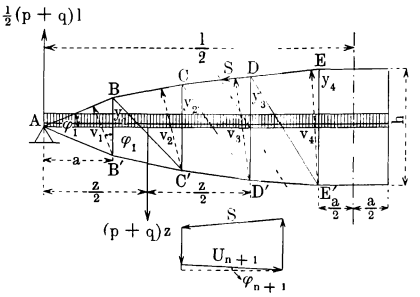


Fig. 578.



Falls der Paulische Träger schlaffe Diagonalen besitzt, ist bei voller gleichmäfsiger Belastung nur die eine Diagonalschar in Spannung, und zwar die nach der senkrechten Trägerachse zu fallende. Für die entsprechende Form des Obergurtes findet man ohne Schwierigkeit aus der Fig. 578, sofern bezeichnet:

v den Hebelarm der Stabkraft S im Obergurte eines beliebigen Trägerfeldes bezüglich des zugeordneten Knotenpunktes der unteren Gurtung, in m;

z den wagerechten Abstand des letzteren Punktes vom linken Auflager des Trägers, in m:

$$Sv = {}^1/_2 (p + q)(l - z)z; \quad S = {}^1/_8 (p + q)\frac{l^2}{h},$$

daher:

371 $$v = 4\frac{h}{l^2}(l - z)z.$$

Mit der Darstellung des Obergurtes beginnt man von der Trägermitte, bezw. von dem Mittelfelde aus, indem man um den Fufspunkt E' der zugehörigen Vertikale einen Kreisbogen mit dem entsprechenden v beschreibt und an diesen vom Kopfe E der Vertikale die Berührungsgerade ED zieht. In derselben Weise fortfahrend, ergiebt sich die Lage der übrigen Gurtstäbe bis an das Endfeld. Hat letzteres die Feldlänge a und schliefst der obere Gurtstab AB desselben den Winkel φ_1 mit der Wagerechten ein, so tritt in AB nur dann die Kraft S auf, wenn:

$$v_1 = y_1 \cos\varphi_1 = \frac{y_1 a}{\sqrt{a^2 + {}^1/_4 y_1^2}} = 4\frac{h}{l^2}(l - a)a,$$

mithin:

372 $$y_1 = \frac{4a}{\sqrt{\frac{l^2}{h^2}\left(\frac{1}{1 - \frac{a}{l}}\right)^2 - 4}}$$

Der Untergurt hat im vorliegenden Falle in den einzelnen Feldern eine verschiedene obere Spannungsgrenze; denn führt man einen Schnitt derart durch ein beliebiges Feld, dafs aufser zwei Gurtstäben nur eine Vertikale geschnitten wird, so folgt für die Stabkraft im Untergurte, wenn bezeichnen (Fig. 578a):

U_n, U_{n+1} die gesuchte Stabkraft im n^{ten}, bezw. $n + 1^{\text{ten}}$ Felde, in Tonnen;

φ_n, φ_{n+1} die Neigungswinkel der zugehörigen Gurtstäbe zur Wagerechten:

$$U_{n+1} \cos \varphi_{n+1} = S \cos \varphi_n,$$

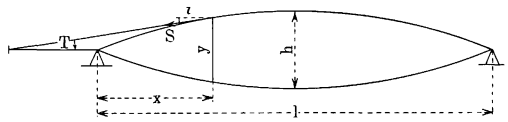
also

373 $$U_{n+1} = \frac{\cos \varphi_n}{\cos \varphi_{n+1}} \; S.$$

Der Wert des Bruches $\frac{\cos \varphi_n}{\cos \varphi_{n+1}}$ ändert sich von Feld zu Feld, mithin auch die gröfste Stabkraft in den einzelnen Stäben des Untergurtes.

Die Ausführung des Paulischen Trägers wird in gewissem Grade dadurch erleichtert, dafs man einer, bezw. beiden Gurtungen auf die ganze Länge denselben Querschnitt geben kann. Der hierdurch erzielte Vorteil kommt aber nicht in Betracht gegenüber den Mehrkosten für schwierigen Zusammenbau des Trägers infolge seiner beiden gekrümmten Gurtungen. Da nun weiter ein Überbau mit parabolischen Bogensehnenträgern etwa ebensoviel wiegt wie ein solcher mit Paulischen Hauptträgern gleicher Stützweite und Pfeilhöhe, so werden letztere Träger zur Zeit nur vereinzelt ausgeführt.

Fig. 579.



Ohne den Eisenaufwand nennenswert zu erhöhen, kann man dem Fischträger anstatt der Paulischen, parabolische Gurte geben. Beide Gurtformen weichen bei Trägern grofser Spannweite nur wenig voneinander ab, wie aus folgender Untersuchung hervorgeht.

Für einen beliebigen Querschnitt des Paulischen Trägers hat man (Fig 579):

$$y S \cos \tau = {}^1/_2 (p + q)(l - x) x,$$

oder, wenn man $S = {}^1/_8 (p + q) \frac{l^2}{h}$ setzt und die Gleichung auf y zurückführt:

374 $$y = 4 \frac{h}{l^2} x (l - x) \sqrt{1 + tan^2 \tau}.$$

Den Wert von $tan \tau$ kann man angenähert aus einem parabolischen Fischträger gleicher Stützweite und Pfeilhöhe bestimmen. Für diesen gilt, da die entsprechenden Ordinaten die Gleichung $y = \frac{4h}{l^2} x (l - x)$ haben:

$$tan \tau = {}^1/_2 \frac{dy}{dx} = \frac{2h}{l^2} (l - 2x).$$

Nun ist angenähert:

$$\sqrt{1 + tan^2 \tau} = 1 + {}^1/_2 tan^2 \tau, \quad \text{daher} \quad \sqrt{1 + tan^2 \tau} = 1 + \frac{2h^2}{l^4} (l - 2x)^2.$$

Setzt man letzteren Wert in die Gleichung für y, so ergiebt sich für den Paulischen Träger die Annäherungsgleichung:

375 $$y = 4h \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left[1 + 2 \frac{h^2}{l^2} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right)^2\right]$$

Hiernach hat man für einen Träger von 100 m Stützweite und 16 m Pfeilhöhe folgende Tabelle:

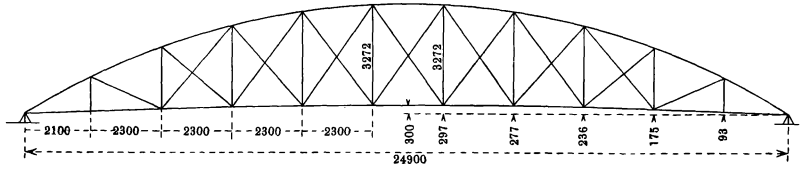
$x =$ 10	20	30	40	50	Meter
$y =$ 5,760	10,240	13,440	15,360	16,000	Parabolischer Fischträger
$y =$ 5,949	10,428	13,550	15,391	16,000	Paulischer Träger

Ein bekanntes Beispiel einer Brücke mit Paulischen Hauptträgern ist die in den Jahren 1860—1862 über den Rhein bei Mainz erbaute Eisenbahnbrücke mit vier Hauptöffnungen, je 105,21 m Stützweite.

5. Sichelträger.

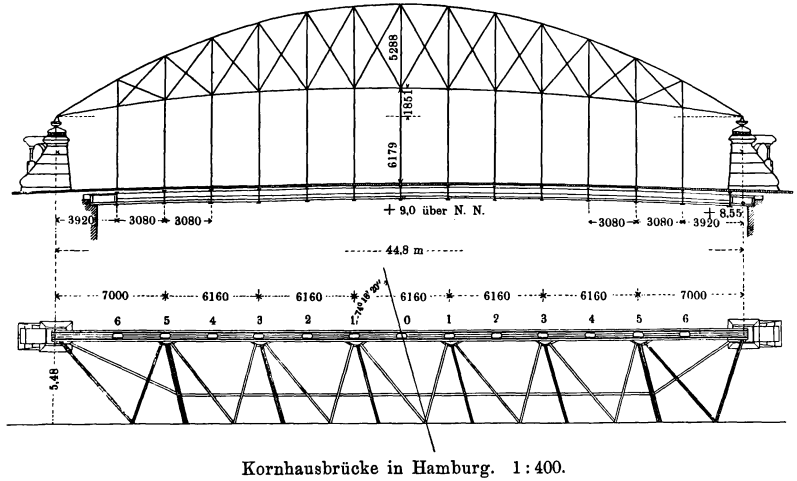
Die beiden Gurtungen dieser Träger werden von Kurven — gewöhnlich Parabeln — gebildet, welche ihre erhabene Seite nach oben kehren und sich an den Auflagern zu einer Spitze vereinigen (Fig 580 und 581). Man gewinnt durch vorstehende Anordnung an lichter

Fig. 580.



Kibbelsteg in Hamburg. 1:200.

Fig. 581.



Kornhausbrücke in Hamburg. 1:400.

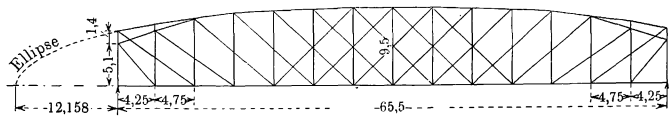
Durchfahrtshöhe unter den Trägern und kann bei Straſsen- und Fuſsgängerbrücken die zwischen den Hauptträgern angebrachte Fahr- oder Fuſsgängerbahn parallel zum Untergurt der letzteren legen, vorausgesetzt, daſs die Berührungsgerade an keiner Stelle des Gurtes die für den überzuführenden Weg zulässige Steigung überschreitet.

Bei der Kornhausbrücke in Hamburg (Fig. 581) hat man die Fahrbahn an die sichelförmigen Hauptträger gehängt, um die freie Aussicht von der Brücke aus und den ungehinderten Verkehr zwischen Fahrbahn und Fuſsweg zu ermöglichen. Die Pfeilhöhe des Hauptträgeruntergurtes beträgt 1,851 m, die der Fahrbahn 0,45 m.

6. Abgestumpfte Träger.

Vorstehende Träger ergeben sich aus den Trägern mit Spitze, wenn man sich letztere abgeschnitten und durch einen lotrechten Ständer zwischen den Gurtungen ersetzt denkt (Fig. 582 und 583). Gegenüber den Trägern mit Spitze haben sie den Vorteil, dafs bei genügender Trägerhöhe die oberen Querverbindungen bis an die Trägerenden durchgeführt werden können, und dafs die Ausführung eine einfachere ist, indem die aus der Vereinigung von Ober- und Untergurt entstehenden Schwierigkeiten wegfallen. Auch läfst sich der abgestumpfte Träger leichter mit dem architektonischen Aufbau der Land- und Mittelpfeiler in organischen Zusammenhang bringen, was bei Brücken, auf deren äufsere Form ein grofses Gewicht gelegt wird, von Wichtigkeit ist.

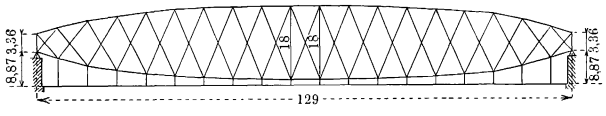
Fig. 582.



Elbbrücke bei Barby. Eisenbahn Berlin-Nordhausen. 1 : 750.

Als Nachteil der abgestumpften Träger gegenüber den Trägern mit Spitze ist ihr gröfserer Eisenaufwand anzuführen. Derselbe liegt zwischen demjenigen des entsprechenden Trägers mit Spitze und dem Paralleltäger gleicher Stützweite und Pfeilhöhe.

Fig. 583.



Neue zweigleisige Weichselbrücke bei Dirschau. 1 : 1500.

Wenn die eine Gurtung des abgestumpften Trägers geradlinig und die andere nach einer Parabel oder Ellipse verläuft, nennt man denselben einen abgestumpften Parabel- oder Ellipsenträger, oder auch Halbparabel- bezw. Halbellipsenträger (Fig. 582); bilden dagegen beide Gurtungen Kurven (Vielecke) nach Art der Fischträger, so entsteht der abgestumpfte Fischträger. Letztere Form zeigen die Hauptträger der Brücken über die Weichsel bei Dirschau (Fig. 583) und die Nogat bei Marienburg.

7. Verstärkte Balken.

Dieselben bestehen aus einem geraden, in der Mitte oder aufserdem noch in Zwischenpunkten durch Ständer unterstützten Balken, welche Ständer den Stützendruck mit Hülfe von Zugstangen unmittelbar (Fig. 584) oder mittelbar (Fig. 585 und 586) auf die Balkenenden übertragen. Zur Zeit werden verstärkte Balken als Hauptträger für Brücken nur ausnahmsweise verwandt, da ihr Gewicht ein verhältnismäfsig hohes ist und ein unterer Windstrebenverband die Einschaltung von besonderen Gurtungen zwischen den Füfsen der Ständer verlangt.

Fig. 584.

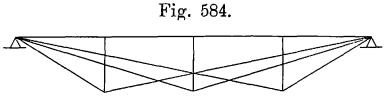


Fig. 585.

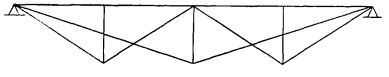
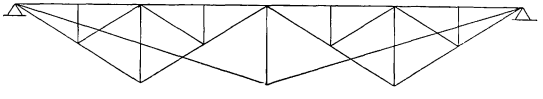


Fig. 586.



§. 97

Allgemeine Anordnung des Gitterwerkes der getrennten Balkenträger.

I. Das einfache Fach- und Netzwerk.

Das Gitterwerk der gegliederten Balkenträger wird, sofern es die Umstände irgend gestatten, als einfaches Fach- oder Netzwerk ausgeführt, da nur in diesem Falle die Berechnung des Trägers mit voller Sicherheit erfolgen kann und Fehler bei der Aufstellung auf das betreffende Feld beschränkt bleiben.

Beim einfachen Fachwerke (im engeren Sinne) ist jedes Trägerfeld durch zwei steife Vertikalen begrenzt, welche durch eine Diagonale so miteinander verbunden sind, dafs das Stabwerk des Trägers eine von Auflager zu Auflager durchgehende Kette von Dreiecken bildet (Fig. 555, S. 421). Die Diagonalen erhalten je nach der Richtung der Querkraft die Form von Zugbändern oder von knicksicheren Streben. Anstatt der letzteren kann man in den mit einem Richtungswechsel der Querkraft behafteten Feldern gekreuzte Zugbänder anwenden.

Das einfache Netzwerk (Fig. 556, S. 421) unterscheidet sich von dem einfachen Fachwerke dadurch, dafs beide Gitterstäbe des Trägerfeldes schräg zur Wagerechten verlaufen. Bilden die Stäbe mit der geradlinigen Trägergurtung (im Parallelträger) gleichschenkelige Dreiecke, so nennt man das Gitterwerk wohl ein Warren- oder Nevillesches, dagegen bei ungleichschenkeligen Dreiecken (Fig. 613, S. 443) ein Postsches Netzwerk. Verglichen mit dem einfachen Fachwerke hat das einfache Netzwerk in vielen Fällen den Vorteil des geringeren Eisenaufwandes, dagegen den Nachteil, dafs bei der Fahrbahnlage zwischen den Hauptträgern die Anbringung der Querträger und Queraussteifungen gröfsere Schwierigkeiten bereitet.

II. Das zwei- und mehrfache Fach- und Netzwerk.

1. Allgemeines.

Das mehrfache Fach- und Netzwerk wird angewandt, um den Querträgern Abstände geben zu können, welche dem Kleinstwerte des Eisenaufwandes für die Hauptträger und das Fahrbahngerippe des Überbaues entsprechen, oder doch möglichst nahe kommen. Mit der Vervielfachung des Wandsystemes ist jedoch, wie bereits S. 422 gesagt, der Nachteil verbunden, dafs der Träger im allgemeinen ein statisch unbestimmtes Stabwerk bildet und dafs ein in irgend einem Felde begangener, die Stabspannungen beeinflussender Ausführungsfehler sich durch den ganzen Träger bemerklich macht. Eine Ausnahme hiervon macht das Mehrtenssche mehrfache Netzwerk,

Fig. 587.

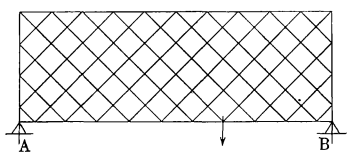
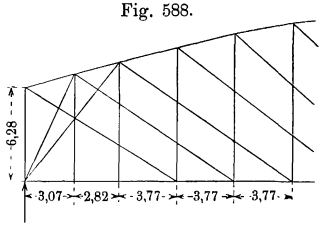


Fig. 588.



Rheinbrücke in der Verbindungsbahn Düsseldorf-Neufs.
106 m Stützweite. 1 : 400.

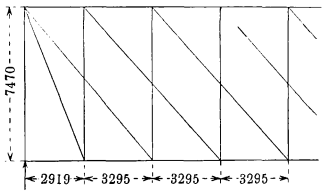
welches einen in sich geschlossenen Stabzug darstellt, der von einem Ständereckknoten ausgeht und in einem anderen Ständereckknoten endet (Fig. 587 *) a. v. S.). Zur Zeit wendet man in der Regel nur noch das zweifache Fach- oder Netzwerk an, während man früher vielfach beim Fachwerke das dreifache (Fig. 588 **) a. v. S.) und beim Netzwerke das vier- und mehrfache System zur Ausführung brachte.

2. Anordnung des zweifachen Fachwerkes in den Endfeldern.

Das Doppelfachwerk hat man in den Endfeldern der Parallel- und abgestumpften Träger hauptsächlich in folgenden Formen ausgeführt, bezw. für die Ausführung empfohlen:

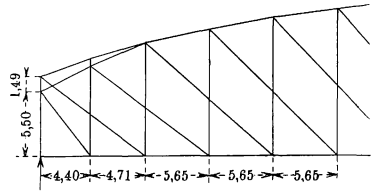
a) Beide Diagonalscharen gehen vom Kopfe des Endständers aus, und zwar schneiden sich gewöhnlich die Schwerlinien der beiden Enddiagonalen und des Ständers in einem Punkte

Fig. 589.



Ruhrbrücke bei Kettwig. 62,23 m Stützweite. 1 : 300.

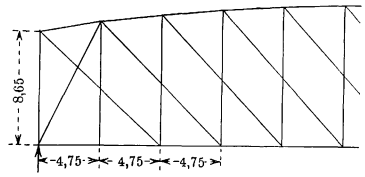
Fig. 590.



Weichselbrücke bei Thorn. 97,3 m Stützweite. 1 : 560.

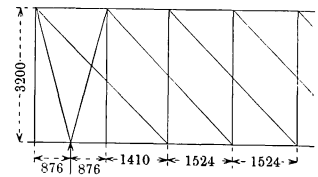
— dem oberen Endknotenpunkte des Trägers (Fig. 589). Bei grofsen Brücken hat man auch, um den Anschlufs der Enddiagonalen zu erleichtern und die Neigung der im ersten Trägerfelde befindlichen Diagonalen günstiger zu gestalten, den Obergurt des Trägers nach den Enden zu in zwei Stränge aufgelöst und mit jedem derselben eine Diagonalschar verbunden. Ein Beispiel dieser Art bilden die Hauptträger der Weichselbrücke bei Thorn von 97,3 m Stützweite (Fig. 590), sowie der Elbbrücke bei Barby (Fig. 582).

Fig. 591.



Belajabrücke (Samara-Ufa-Eisenbahn). 109,25 m Stützweite. 1 : 300.

Fig. 592.



Donbrücke in der Eisenbahn London-York. 23,93 m Stützweite. 1 : 150.

b) Die Enddiagonalen beider Diagonalscharen schliefsen sich an Streben, welche von dem senkrecht über dem Auflager liegenden Knotenpunkte des Untergurtes ausgehen. Bei der Belajabrücke der Samara-Ufa-Eisenbahn (Fig. 591) steht die eine Strebe senkrecht, die

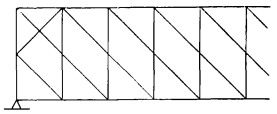
*) Zeitschrift f. Archit. u. Ingenieurwesen 1898, S. 330. Mehrtens: Statisch bestimmte mehrteilige Wandgliederung der Gitterträger.

**) Zeitschrift f. Bauwesen 1872.

andere geneigt, während bei der Donbrücke in der Eisenbahn London-York (Fig. 592) beide Streben unter gleichem Winkel zur Senkrechten geneigt sind.

c) Im Endfelde wird die Kraft aus dem einen Diagonalsysteme unmittelbar auf den Kopf des Endständers, diejenige aus dem anderen Systeme auf die Mitte des letzteren übertragen (Fig. 593). Mit dieser von Ehlers vorgeschlagenen Anordnung ist eine Eisenersparnis, sowie der Vorteil verbunden, dafs sämtliche Diagonalen eine gleich günstige Neigung erhalten. (Vergl. Centralblatt der Bauverwaltung 1890, S. 190. Ehlers: Anordnung der Wandglieder in den Endfeldern der Doppelfachwerkträger.)

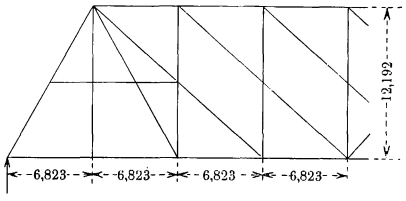
Fig. 593.



d) Man läfst, wie Schneider angegeben, die beiden Enddiagonalen sich innerhalb des Endfeldes schneiden und verbindet den Schnittpunkt mit dem oberen Knotenpunkte des Endständers durch ein Zugband (Fig. 563). Aus der Richtung des letzteren kann man bei gegebener Laststellung die Stabkräfte des Fachwerkes auf rein statischem Wege ermitteln (vergl. S. 423 bis 424).

Was die Ausbildung des zweifachen Fachwerkes an den Enden der Träger mit Spitze anlangt, so bedarf dieselbe hier keiner besonderen Besprechung, da sie sich von der im Vorstehenden besprochenen nur dadurch unterscheidet, dafs an die Endständer die beiden sich zu einer Spitze vereinigenden Gurtungsstäbe treten (Fig. 594).

Fig. 594.



Missouribrücke bei Omaha. 75,05 m Stützweite. 1 : 450.

3. Anordnung des zwei- und mehrfachen Netzwerkes in den Endfeldern.

Gewöhnlich besteht das mehrfache Netzwerk aus zwei sich kreuzenden Lagen paralleler Stäbe, deren jede die gleiche Stabzahl enthält. Dementsprechend setzt sich dasselbe aus einer paaren Anzahl von Stabzügen zusammen, ist also ein 2-, 4-, 6 .faches, je nachdem sich 2, 4, 6. Stabzüge in demselben befinden. An den Trägerenden hat man die Parallelität der Stäbe einer Lage auch aufgegeben und zwei oder mehrere derselben von dem unteren oder oberen Knotenpunkte des Endständers ausgehen lassen.

Ebenso wie bei dem mehrfachen Fachwerke genügt es auch hier, nur die Formen des mehrfachen Netzwerkes an den Enden der Parallel- und abgestumpften Träger zu besprechen. Von den bezüglichen Ausführungen kommen hauptsächlich die folgenden in Betracht:

Fig. 595.

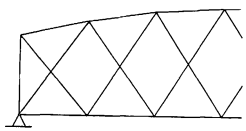
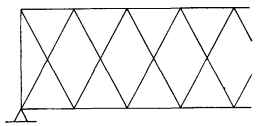


Fig. 596.

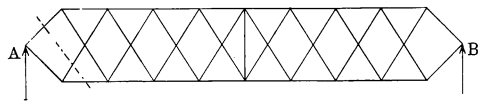


a) Beim zweifachen Netzwerke hat man in der Regel den einen Diagonalenzug am oberen, den anderen am unteren Knotenpunkte des Endständers beginnen lassen und die Knotenpunkte beider Stabzüge senkrecht untereinander angeordnet. Beim abgestumpften Träger mit einer geradlinigen Gurtung und gleich grofsen Feldern (Fig. 595) bildet alsdann jeder Stabzug mit letzterer Gurtung gleichschenkelige Drei-

ecke, abgesehen von dem sich an den Endständer schliefsenden Dreiecke. Beim Parallelträger mit gleich grofsen Feldern sind erstere Dreiecke einander kongruent (Fig. 596 a. v. S.), während beim abgestumpften Träger ihre Höhe den zugehörigen Ordinaten der gekrümmten Gurtung gleichkommt.

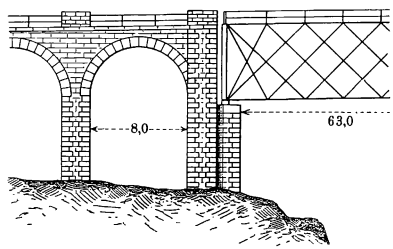
Um das zweifache Netzwerk auf rein statischem Wege berechnen zu können und eine regelrechte Verteilung der Querkraft auf beide Diagonalsysteme zu erzielen, hat man das geometrische Netz des Trägers so gestaltet, dafs sich die Auflagerdrücke in eindeutiger Weise auf die beiden Diagonalscharen verteilen (Fig. 597 *)). Die Stäbe sind zu diesem Zwecke an den Auflagern so zusammengefügt, dafs ein durch das Endfeld parallel zu einer der beiden Diagonalscharen geführter Schnitt nur drei Stäbe trifft. Voraussetzung dieser Anordnung ist, dafs das Trägernetz aus $2n - 3$ voneinander unabhängigen Stäben besteht.

Fig. 597.



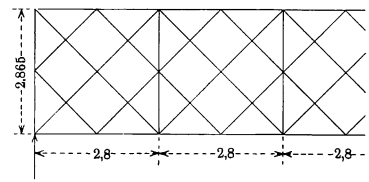
b) Das vierfache Netzwerk wird entweder in der Weise ausgeführt, dafs vom Kopf und Fufs des Endständers je zwei Diagonalenzüge ausgehen (Fig. 598) oder je ein Diagonalenzug von diesen Punkten und deren zwei von der Mitte des Endständers (Fig. 599).

Fig. 598.



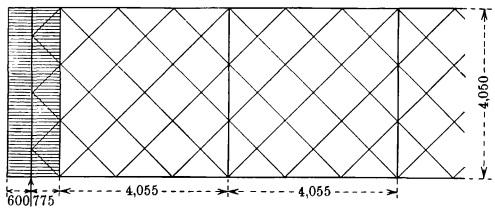
Mittlere Mayenreufsbrücke. St. Gotthardbahn. 1 : 500.

Fig. 599.



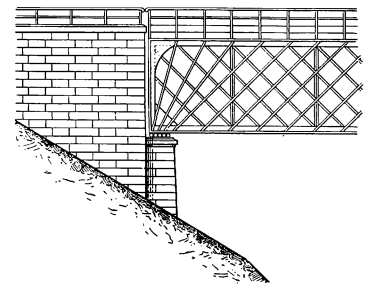
Lauchertbrücke bei Sigmaringendorf.
30,8 m Stützweite. 1 : 140.

Fig. 600.



Pecqbrücke. Eisenbahn Paris-St. Germain.
33,99 m Stützweite. 1 : 150.

Fig. 601.



Guggenlochübergang bei Lütisburg. 1 : 325.

c) Mehr als vierfache Netzwerke erhalten meistens die Anordnung, bei welcher am Kopf und Fufs des Endständers je ein Diagonalenzug beginnt und die übrigen dieser Züge

*) Zeitschrift d. Vereins deutscher Ingenieure 1899, S. 230. Dietz: Beitrag zum statisch bestimmten gegliederten Balkenträger mit zweifachem Ausfüllungssysteme.

zu je zweien in Zwischenpunkten desselben zusammentreffen. In dieser Weise ist das sechsfache Netzwerk der Pecqbrücke in der Eisenbahnlinie Paris-St. Germain ausgeführt (Fig. 600).

Eine andere Zusammensetzung zeigt das ebenfalls sechsfache Netzwerk des Thalüberganges bei Lütisburg (Fig. 601). Es gehen hier vom Ende des Untergurtes vier Stabzüge aus und vom Knopf und dem oberen Drittel des Endständers je ein Zug. Von den nicht an die Endpunkte des letzteren schliefsenden Stäben werden daher Biegungsspannungen im Ständer, bezw. im Untergurt hervorgerufen und ist somit eine entsprechende Verstärkung dieser Trägerteile erforderlich.

III. Das Fachwerk mit halben Diagonalen.

Durch diese Anordnung der Wandglieder erzielt man die statische Bestimmbarkeit des Trägers und in den meisten Fällen eine Eisenersparnis gegenüber dem gewöhnlichen zweifachen Fachwerke (vergl. Süddeutsche Bauzeitung 1898, S. 97. Häseler: Das Fachwerk mit halben Diagonalen); auch gewährt das Fachwerk mit halben Diagonalen einen klareren Überblick über seine Teile als das zweifache Fachwerk und ist diesem daher vorzuziehen. Den beiden Halbdiagonalen jedes Feldes giebt man in Rücksicht auf einfache Ausführung und geringen Eisenaufwand gleiche Länge, so dafs sie also mit der zugehörigen Vertikale ein gleichschenkeliges Dreieck bilden.

Aus Schönheitsrücksichten wird man hiervon beim Bogensehnen- und abgestumpften Träger in vielen Fällen abweichen und die Spitze der einzelnen Dreiecke auf die Mitte der zugehörigen Vertikale legen, zumal hierdurch der Eisenaufwand nur in geringem Mafse vermehrt wird (Fig. 602). Um die Knicklänge der Endständer möglichst klein zu halten, legt man in den Endfeldern die Spitze der genannten Dreiecke in die Ständer. Die übrigen Dreiecke schliefst man in der Weise an, dafs die Spitze des einen auf der Grundlinie des vorhergehenden liegt. Beim Träger mit gerader Felderzahl (Fig. 602) ist dann die statische Bestimmtheit in allen Feldern vorhanden. Bei ungerader Felderzahl versieht man das Mittelfeld in Rücksicht auf symmetrische Anordnung des Trägers und gleichzeitige Erhaltung der statischen Bestimmtheit mit vier gekreuzten Halbdiagonalen, von denen das eine Paar der sich über-

Fig. 602.

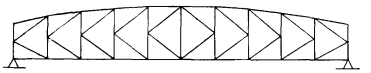


Fig. 603.

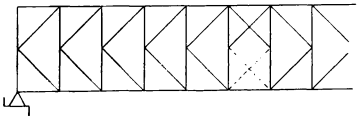
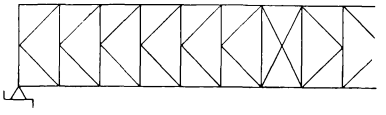


Fig. 604.



kreuzenden Stäbe die Form von Steifen, das andere die von Bändern hat (Fig. 603). Statt dessen kann man auch in das Feld zwei gekreuzte schlaffe Diagonalen einziehen (Fig. 604), vorausgesetzt, dafs die Neigung derselben zur Wagerechten nicht zu steil wird.

Bildet man die genannten vier Halbdiagonalen als Druckstäbe aus, so ist das Fachwerk im Mittelfelde statisch unbestimmt; jedoch wird man annehmen können, dafs sich die Querkraft gleichmäfsig über die Halbdiagonalen verteilt, wenn man denselben gleiche Abmessungen in Länge und Querschnitt giebt.

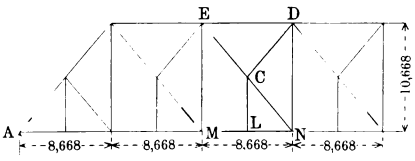
IV Das Fach- und Netzwerk mit Zwischenstabwerk.

Bei grofser Feldlänge des einfachen Fachwerkes und des ein- wie zweifachen Netzwerkes hat man, um den Querträgern engere, möglichst dem Kleinstwerte der Eisenmenge des Fahrbahngerippes entsprechende Abstände geben zu können, zwischen die Knotenpunkte der in Höhe der Fahrbahn gelegenen Hauptträgergurtung Hülfsknotenpunkte zur Stützung von Querträgern eingeschaltet. Letztere Knotenpunkte werden mit dem Hauptträger durch Zwischenstabwerke so verbunden, dafs derselbe weder auf Biegung beansprucht wird, noch die statische Bestimmbarkeit verliert, wenn er sie vorher hatte. Einige der öfters angewandten Zwischenstabwerke sind folgende:

1. Zwischenstabwerk im einfachen Fachwerk.

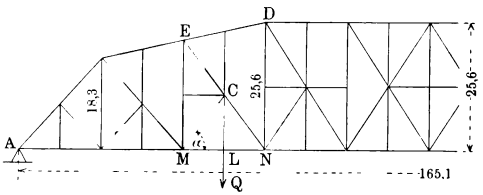
a) Bei unten liegender Fahrbahn sind die Hülfsknotenpunkte durch Hängestangen an den Diagonalen in der Mitte aufgehängt und die Aufhängepunkte durch je ein Zugband (Fig. 605) oder eine Steife (Fig. 606) mit dem gegenüberliegenden oberen oder unteren Knotenpunkte des Feldes verbunden. Das bei grofser Feldlänge leicht eintretende Durchhängen des Obergurtes verhindert man auf einfache Weise durch eine von der Mitte der Hauptdiagonale ausgehende lotrechte Stütze (Fig. 606).

Fig. 605.



Eisenbahnüberführung auf Bahnhof Woodlawn, N.-Y. 1 : 600.

Fig. 606.

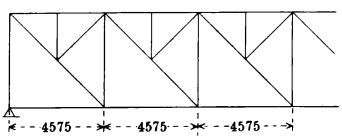


Ohiobrücke in der Cincinnati-Covington-Eisenbahn. 1 : 1250.

b) Wenn die Fahrbahn auf den Hauptträgern liegt, überträgt man die Last der Hülfsknotenpunkte auf die Mitten der Hauptdiagonalen durch lotrechte Ständer und sichert die Diagonalen gegen Ausbiegen in der vorhin angegebenen Weise (Fig. 607). Dem Durchhängen des Untergurtes wird in jedem Felde mit Hülfe eines von dem Mittelpunkte der Diagonale ausgehenden Hängeeisens entgegengewirkt (Fig. 608).

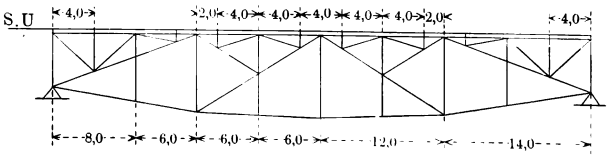
Bei der Eisenbahnbrücke über die Isar bei Landshut*) von 52 m Stützweite (Fig. 608)

Fig. 607



Brücke bei Mount Union der Pennsylvania-Centralbahn. 1 : 300.

Fig. 608.



Isarbrücke bei Landshut. 1 : 600.

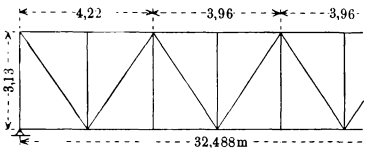
*) Zeitschrift für Baukunde 1884, S. 31. Fomm und Schöller: Eisenbahnbrücke über die Isar auf der Linie Landshut-Neumarkt a. R.

sind in jedem der vier Felder der Hauptträger drei Hülfsknotenpunkte vorhanden, welche durch ein einfaches Netzwerk und Zwischenstreben mit der Hauptdiagonale verbunden sind. Zur Verhinderung des Durchhängens der unteren Hauptträgergurtung ist in jedem Felde eine Hängestange angebracht.

2. Zwischenstabwerk im einfachen Netzwerk.

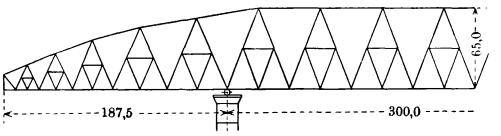
a) Die Hülfsknotenpunkte sind, je nachdem die Fahrbahn unten oder oben liegt, durch Hängestangen (Fig. 609) oder Ständer mit dem in derselben Lotrechten liegenden Knotenpunkte des Ober- bezw. Untergurtes verbunden. Das Durchhängen des nicht der Fahrbahn

Fig. 609.



Strafsenbrücke über die Mur in Graz.
1 : 200.

Fig. 610.



Entwurf einer Eisenbahnbrücke über den Kanal zwischen England und Frankreich von Schneider u. Hersent.
1 : 5000.

angehörenden Gurtes wird gegebenenfalls in der Mitte von je zwei aufeinander folgenden Knotenpunkten durch einen Ständer (Fig. 609) oder ein Hängeeisen verhindert.

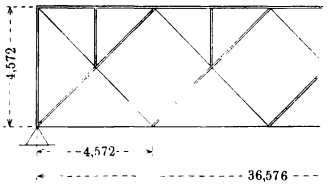
b) Zur Verbindung der Hülfsknotenpunkte mit dem Netzwerke des Hauptträgers dienen in jedem Felde zwei Zugbänder, welche nach den Mitten der Netzwerkstreben gehen. Letztere sind durch einen knicksicheren Stab gegeneinander abgesteift (Fig. 610*).

3. Zwischenstabwerk im zweifachen, gleichschenkligen Netzwerk.

Bei diesem hängt man den Hülfsknotenpunkt an den in derselben Lotrechten liegenden Überkreuzungspunkt der Netzwerkstreben oder stützt ihn auf letzteren (Fig. 611), je nachdem die Fahrbahn unten oder oben liegt.

Was die Beanspruchung der in den Figuren 605 und 606 auf S. 440 dargestellten Zwischenstabwerke anlangt, so ist leicht zu ermessen, dafs dieselbe am stärksten wird, wenn der Hülfsknotenpunkt seine gröfste Last hat. Die Belastung der übrigen Knotenpunkte des Untergurtes ist ohne Einflufs auf diese Stäbe; denn betrachten wir z. B. das Feld $EDNM$ in Fig. 605 und nehmen wir den Träger in irgend einem Knotenpunkte rechts oder links vom Hülfsknotenpunkte L als belastet, sonst aber lastfrei an, so würde, wenn hierdurch der Stab CD Spannung erhielte, auch der Stab CL in Spannung geraten. Dieses ist aber unmöglich, da in L keine Diagonale angreift und daher der Stab CL nur eine Kraft in sich aufnehmen

Fig. 611.



Norwalkbrücke bei South-Norwalk.
1 : 240.

*) Centralblatt der Bauverw. 1889, S. 458. Mehrtens: Über den Plan einer Eisenbahnbrücke zwischen England und Frankreich.

kann, welche der Belastung seines Fufspunktes entspricht, also im vorliegenden Falle gleich Null ist.

Für die gröfste Stabkraft in CD ergiebt sich, wenn bezeichnet (Fig. 612 und 612a):

Q die gröfste Last im Punkte L, in t;

K die entsprechende Stabkraft in CD, in t;

α den Neigungswinkel von CD zur Wagerechten:

Fig. 612.

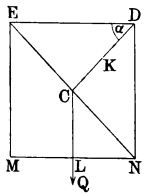
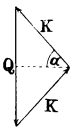


Fig. 612a.



376 $$K = {}^1/_2 \frac{Q}{\sin \alpha}$$

Derselbe Wert gilt für die Strebe CM in Fig. 606, S. 440 und für die beiden von jedem Hülfsknotenpunkte in Fig. 610, S. 441, ausgehenden Zwischenstäbe.

§. 98.

Günstigste Anordnung und Vergleich des Fach- und Netzwerkes hinsichtlich des Eisenaufwandes.

Um den Eisenaufwand des Fach- oder Netzwerkes zu ermitteln, hat man zunächst den Nutzquerschnitt seiner Zug- und Druckstäbe auf Grund der Stabkräfte und der zulässigen Beanspruchung zu berechnen und hierauf die Zuschläge festzustellen, welche die Ausführung erheischt. Für diese Zuschläge kommen folgende Punkte in Betracht:

a) die Schwächung des Querschnittes durch die Niete;

b) die Verlaschung der Stäbe, sofern dieselben gestofsen werden;

c) der Umstand, dafs man aus Rücksichten auf die Ausführung nicht unter gewisse Abmessungen des Stabquerschnittes herabgehen kann und nicht gern zu viele verschiedene Formeisen verwendet;

d) dafs man zur Vereinfachung der Ausführung vielfach einer gröfseren Anzahl von Stäben den gleichen, der zugehörigen gröfsten Systemkraft entsprechenden Querschnitt giebt;

e) dafs man in vielen Fällen den erforderlichen Stabquerschnitt mit den vorhandenen Walzeisensorten nicht genau decken kann und daher gezwungen ist, gröfsere Profile als rechnerisch notwendig zu verwenden;

f) die Knicksicherheit der gedrückten Stäbe.

Die Gröfse der im vorstehenden aufgeführten Zuschläge hängt mehr oder weniger von der Geschicklichkeit des entwerfenden Ingenieurs ab; man kann daher diese Zuschläge auf wissenschaftlichem Wege allein nicht bestimmen, ist vielmehr auf gewisse Annahmen angewiesen. Namentlich gilt dieses von den auf Zerknicken beanspruchten Stäben, indem man das erforderliche kleinste Trägheitsmoment durch Querschnitte von sehr verschiedenem Flächeninhalte erzielen kann. Wäre z. B. ein Trägheitsmoment von 530 in cm^4 zu decken, so könnte dieses durch ein ⊢-Eisen deutschen Normalprofils Nr. 30 von 69,4 qcm Querschnitt geschehen. Wählte man dagegen zwei durch ein leichtes Gitter verbundene stehende Flacheisen, so würden diese bei 1 cm Dicke eine Höhe von 14,7 cm und demnach einen Querschnitt von 29,4 qcm erfordern. Hierzu kämen noch rund 7,0 qcm für das Gitter, so dafs insgesamt 36,4 qcm in Rechnung zu stellen wären, also fast nur die Hälfte des ⊢-Eisenquerschnittes.

Gewöhnlich berücksichtigt man die in Rede stehenden Zuschläge, indem man den Nutzquerschnitt mit einem Beiwerte versieht. Letzterer liegt für die Zugstäbe etwa zwischen 1,1 und 1,4, je nach der Stabbreite, dem Nietdurchmesser, den Stofslaschen, wenn solche erforderlich sind, sowie nach der Art des Anschlusses an die Gurtungen. Der Beiwert für die Druckstäbe ist in der Regel erheblich gröfser; je nach der Gröfse der Druckkraft, der Knicklänge, der Gliederung des Querschnittes und der Anzahl der Streben, welche zur Vereinfachung der Ausführung gleichen Querschnitt erhalten, beläuft sich derselbe auf 1,5 bis 4,0.

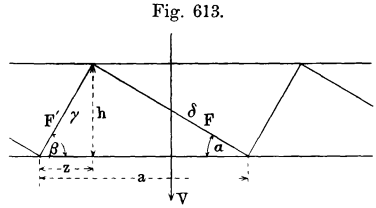
I. Günstigste Anordnung des einfachen Netz- und Fachwerkes hinsichtlich des Eisenaufwandes.

1. Das einfache Netzwerk im Paralleltträger.

Sofern beschränkende Umstände nicht vorhanden sind, empfiehlt es sich, die Neigung der Netzwerkstäbe so zu nehmen, dafs der Eisenaufwand für dieselben ein Kleinstwert wird. Bezeichnet für ein gegebenes Trägerfeld (Fig. 613):

a die Feldlänge, in m;
α, β den Neigungswinkel des Zug- bezw. Druckstabes zur Wagerechten;
h die Trägerhöhe, in m;
z den Grundrifs des gedrückten Stabes, in m;
V die gröfste Querkraft, in t;
s die zulässige Beanspruchung, in t/qm;
F, F' den Nutzquerschnitt des gezogenen, bezw. gedrückten Stabes, in qm;
δ, γ die zugehörigen Querschnittsbeiwerte;
u den metrischen Rauminhalt des Netzwerkes, in cbm,

Fig. 613.



so folgt:

$$V = Fs \sin\alpha; \qquad \text{ebenso:} \qquad V = F's \sin\beta.$$

Der Rauminhalt des gezogenen, bezw. gedrückten Stabes hat mithin den Wert:

$$\delta F \sqrt{h^2 + (a - z)^2} = \frac{\delta V}{s \sin\alpha} \sqrt{h^2 + (a - z)^2} = \frac{\delta V}{hs} [h^2 + (a - z)^2],$$

$$\gamma F' \sqrt{h^2 + z^2} \qquad = \frac{\gamma V}{s \sin\beta} \sqrt{h^2 + z^2} \qquad = \frac{\gamma V}{hs} (h^2 + z^2).$$

Der metrische Rauminhalt des Netzwerkes ergiebt sich hieraus zu:

377 $$u = \frac{V}{hs} \{\delta [h^2 + (a - z)^2] + \gamma (h^2 + z^2)\} \frac{1}{a}$$

Im vorstehenden Ausdrucke sind die Längen z und a so zu wählen, dafs derselbe ein Kleinstwert wird. Die Beiwerte δ und γ sind allerdings auch innerhalb gewisser Grenzen veränderlich, jedoch kann man sie hier, wie die genauere Rechnung zeigt, als unveränderlich annehmen, ohne das Endergebnis nennenswert zu beeinflussen. Für den Kleinstwert des Eisenaufwandes folgt daher:

$$\frac{du}{dz} = 0 \qquad \text{und} \qquad \frac{du}{da} = 0.$$

Erstere Differenzialgleichung liefert: $0 = 2z\gamma - 2(a - z)\delta$, also:

378 $$z = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\delta}}\, a.$$

Aus der anderen Differenzialgleichung ergiebt sich:

$$0 = 2(a - z)\frac{1}{a} - \left\{h^2 + (a - z)^2 + \frac{\gamma}{\delta}(h^2 + z^2)\right\}\frac{1}{a^2}$$

oder nach einigen Umformungen:

379 $$a^2 = \left(1 + \frac{\gamma}{\delta}\right)(h^2 + z^2).$$

Setzt man zur Abkürzung $\frac{\gamma}{\delta} = \mu$ und vereinigt die Gleichungen Nr. 378 und 379, so erhält man leicht:

380 $$\begin{cases} a = \dfrac{1 + \mu}{\sqrt{\mu}}\, h, \\ z = \dfrac{1}{\sqrt{\mu}}\, h. \end{cases}$$

Diese Gleichung hat eine geometrische Bedeutung. Bestimmt man nämlich auf Grund derselben die der kleinsten Eisenmenge des Netzwerkes entsprechenden Neigungswinkel seiner Stäbe, so findet man:

$$tan\,\alpha = \frac{h}{a - z} = \frac{1}{\sqrt{\mu}} \qquad \text{und} \qquad tan\,\beta = \frac{h}{z} = \sqrt{\mu}.$$

Die beiden Neigungswinkel ergänzen sich also zu 90°. In nachfolgender Tabelle sind für einige Werte von μ die zugehörigen Werte dieser Winkel berechnet.

$\mu = \frac{\gamma}{\delta} =$	1	1,5	2	3	4
$tan\,\alpha =$	1,000	0,817	0,707	0,577	0,500
$\sphericalangle\ \alpha$	45°	39° 14′	35° 16′	30°	26° 34′
$tan\,\beta =$	1,000	1,225	1,414	1,732	2,000
$\sphericalangle\ \beta$	45°	50° 46′	54° 44′	60°	63° 26′

Wenn die Feldlänge und Trägerhöhe unveränderlich sind, hat man für die günstigste Neigung der Netzwerkstäbe aus der Gleichung Nr. 378:

$$z = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\delta}}\, a \qquad \text{und} \qquad tan\,\alpha = \frac{h}{a - z} = \left(1 + \frac{\delta}{\gamma}\right)\frac{h}{a}$$

Hiernach ergiebt sich folgende Tabelle:

$\frac{\gamma}{\delta} =$	1	1,5	2	3	4	Ergänzender Faktor
$z =$	0,500	0,400	0,333	0,250	0,200	mal a
$tan\,\alpha =$	2,000	1,667	1,500	1,333	1,250	mal $\frac{h}{a}$

Von diesen Zahlen kann man indessen schon erheblich abweichen, ohne eine merkliche Vergrößerung der Eisenmenge gegenüber dem Kleinstwerte herbeizuführen. Letzterer tritt

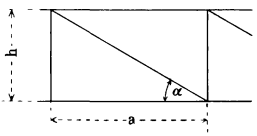
z. B. bei $\frac{\gamma}{\delta} = 2$ und $\frac{h}{a} = 1$, für $\frac{z}{a} = 1/3$ ein und hat den Wert: $u_{min} = 3{,}667 \cdot \frac{V\delta}{s}$, während sich für $\frac{z}{a} = 1/4$, $1/2$ der metrische Rauminhalt des Netzwerkes zu $3{,}688$, $3{,}680 \cdot \frac{V\delta}{s}$, also nahezu ebenso grofs ergiebt.

2. Das einfache Fachwerk im Parallelträger.

Der metrische Rauminhalt des Fachwerkes (Fig. 614) bestimmt sich unmittelbar aus der Gleichung Nr. 377, indem $z = 0$ gesetzt wird, zu:

381 $$u = \frac{V}{hs}\{\delta(h^2 + a^2) + \gamma h^2\}\frac{1}{a}$$

Fig. 614.



Dieser Rauminhalt wird gemäfs der Gleichung Nr. 379 ein Kleinstwert für:

382 $$a = h\sqrt{1 + \frac{\gamma}{\delta}}, \quad \text{oder} \quad tang\,\alpha = 1 : \sqrt{1 + \frac{\gamma}{\delta}}$$

Hiernach hat man bei

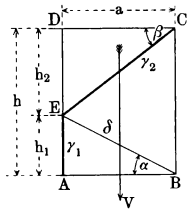
$\frac{\gamma}{\delta} =$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$tang\,\alpha =$	0,707	0,632	0,577	0,535	0,500	0,471	0,447
$\sphericalangle\,\alpha =$	35° 15′	32° 18′	30°	28° 8′	26° 34′	25° 14′	24° 6′

Ebenso, wie beim einfachen Netzwerke, gilt auch hier der Satz, dafs man von den berechneten Winkeln für den Kleinstwert des Eisenaufwandes schon beträchtlich abweichen kann, ohne letzteren merklich zu erhöhen.

3. Das Fachwerk mit halben Diagonalen im Parallelträger.

Für den metrischen Rauminhalt eines nach Fig. 615 eingeordneten Fachwerkes mit halben Diagonalen ergiebt sich, wenn man aufser den vorstehenden Bezeichnungen die folgenden einführt:

Fig. 615.



h_1, h_2 Stablänge AE, bezw. DE, in m;
γ_1, γ_2 Querschnittsbeiwert des Druckstabes AE, bezw. CE;
δ desgl. des Zugstabes BE;
$\sphericalangle\ \alpha, \beta$ Neigungswinkel des Stabes BE, bezw. CE zur Wagerechten:

Stabkraft in CE: $\frac{h_2}{h}\frac{V}{\sin\beta}$; desgl. in AE: $\frac{h_1}{h}V$;

desgl. in BE: $\frac{h_1}{h}\frac{V}{\sin\alpha}$

Demgemäfs beträgt der Rauminhalt des Stabes:

CE	AE	EB
$\frac{\gamma_2}{s}\frac{V}{h}(a^2 + h_2^2)$	$\frac{\gamma_1}{s}\frac{h_1}{h}Vh_1$	$\frac{\delta}{s}\frac{V}{h}(a^2 + h_1^2)$

Nehmen wir nun aus Rücksichten auf die Ausführung den Querschnitt des Stabes DE gleich demjenigen des Stabes AE und führen für h_2 den Wert $h - h_1$ ein, so folgt für den metrischen Rauminhalt des in Rede stehenden Fachwerkes:

383 $$u = \frac{V}{sh}\{\gamma_2(a^2 + h^2 - 2hh_1 + h_1^2) + \gamma_1 hh_1 + \delta(a^2 + h_1^2)\}\frac{1}{a}$$

und hieraus für den Kleinstwert bei unveränderlicher Feldlänge:

$$\frac{du}{dh_1} = 0 = 2\gamma_2(h_1 - h) + \gamma_1 h + 2\delta h_1,$$

mithin

384 $$h_1 = {}^1/_2 \frac{2\gamma_2 - \gamma_1}{\delta + \gamma_2} h.$$

Setzen wir im Mittel $\gamma_2 = 1{,}5\,\gamma_1$ und $\frac{\gamma_1}{\delta} = \mu$, so ist das Ergebnis:

385 $$h_1 = \frac{\mu}{1 + 1{,}5\,\mu} h.$$

Hiernach ist die folgende Tabelle berechnet:

$\mu =$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$\frac{h_1}{h} =$	0,40	0,46	0,50	0,53	0,55	0,57

Der günstigste Schnittpunkt der Halbdiagonalen liegt also, je nachdem μ kleiner oder gröfser als 2 ist, etwas unter oder über der Mitte der Vertikalen. Zur Erleichterung der Ausführung, sowie in Rücksicht darauf, dafs im mittleren Trägerteile die Querkraft, je nach der Laststellung, nach unten oder nach oben gerichtet ist, wird man indessen die Halbdiagonalen stets von der Mitte der Vertikalen ausgehen lassen, zumal hierdurch innerhalb der für μ angegebenen Zahlenwerte nur eine ganz unbedeutende Vergröfserung des Eisenaufwandes herbeigeführt werden kann.

Sofern man bei gegebener Trägerhöhe die Feldlänge als veränderlich annimmt und den Schnittpunkt der Halbdiagonalen auf die Mitte der Vertikalen legt, findet man für den metrischen Rauminhalt des vorliegenden Fachwerkes aus der Gleichung Nr. 383:

386 $$u = {}^1/_4 \frac{Vh}{s}\left\{(\delta + \gamma_2)\left(1 + 4\frac{a^2}{h^2}\right) + 2\gamma_1\right\}\frac{1}{a};$$

ferner für den Kleinstwert des Eisenaufwandes:

$$\frac{du}{da} = 0 = \frac{8}{h^2}(\delta + \gamma_2) - \left\{(\delta + \gamma_2)\left(1 + 4\frac{a^2}{h^2}\right) + 2\gamma_1\right\}\frac{1}{a^2},$$

mithin

387 $$a = \frac{h}{2}\sqrt{1 + \frac{2\gamma_1}{\delta + \gamma_2}}$$

Nehmen wir im Mittel $\gamma_2 = 1{,}5\,\gamma_1$ und setzen wieder $\frac{\gamma_1}{\delta} = \mu$, so nimmt vorstehende Gleichung die Form an:

388 $$a = \frac{h}{2}\sqrt{1 + \frac{2\mu}{1 + 1{,}5\,\mu}}$$

Für einige Werte von μ giebt nachstehende Tabelle die zugehörigen günstigsten Feldlängen:

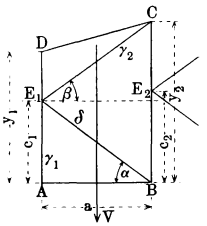
$\mu =$	1	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$\frac{a}{h} =$	0,67	0,69	0,71	0,72	0,72	0,73

Der kleinste Eisenaufwand tritt demnach im vorliegenden Falle ein, wenn die Feldlänge rund $^7/_{10}$ der Trägerhöhe beträgt.

4. Das Fachwerk mit halben Diagonalen im Träger mit vieleckiger oder gekrümmter Gurtung.

Wir setzen voraus, dafs der Träger eine vieleckige und eine gerade Gurtung hat und bezeichnen mit (Fig. 616):

Fig. 616.



y_1, y_2 die Ordinaten eines Trägerfeldes, in welchem ein Richtungswechsel der Querkraft nicht stattfindet, in m;

c_1, c_2 den Abstand der Schnittpunkte E_1, E_2 der Halbdiagonalen von dem geraden Gurte, in m;

V die gröfste, in dem Trägerfelde auf die beiden Halbdiagonalen kommende Querkraft, in t.

Gelten aufserdem die früheren Bezeichnungen, so folgt für die Stabkraft in CE_1:

$\frac{y_2 - c_1}{y_2} \frac{V}{\sin\beta}$; desgl. angenähert in AE_1: $\frac{c_1}{y_2} V$ und in BE_2: $\frac{c_2}{y_2} V$; desgl. in BE_1: $\frac{c_1}{y_2} \frac{V}{\sin\alpha}$.

In Rücksicht auf die Ausführung geben wir den Vertikalen AD und BC im oberen Teile denselben Querschnitt wie im unteren. Für den Rauminhalt des Fachwerkes auf eine Feldlänge ergiebt sich dann, da die genannten Vertikalen nur halb zu rechnen sind:

Stab	CE_1	$\frac{1}{2}(AD + BC)$	BE_1
Rauminhalt	$\frac{\gamma_2}{s} \frac{V}{y_2} \{a^2 + (y_2 - c_1)^2\}$	$\frac{1}{2} \frac{\gamma_1}{s} \frac{V}{y_2} (c_1 y_1 + c_2 y_2)$	$\frac{\delta}{s} \frac{V}{y_2} (a^2 + c_1^2)$

Der metrische Rauminhalt des Fachwerkes mit halben Diagonalen beträgt hiernach, sofern man zur Abkürzung $c_1 y_1 + c_2 y_2 = 2\zeta y_2 c_1$ setzt:

389 $$u = \frac{V}{s y_2} \{\gamma_2 (a^2 + y_2^2 - 2 y_2 c_1 + c_1^2) + \gamma_1 \zeta y_2 c_1 + \delta (a^2 + c_1^2)\} \frac{1}{a}.$$

Bei unveränderlicher Feldlänge tritt daher der Kleinstwert für den Eisenaufwand ein, wenn $\frac{du}{dc_1} = 0$, das ist:

390 $$c_1 = {}^1/_2 \frac{2\gamma_2 - \zeta\gamma_1}{\delta + \gamma_2} y_2.$$

Da in dieser Gleichung der Faktor ζ mit genügender Genauigkeit gleich 1 angenommen werden kann, stimmt dieselbe mit Nr. 384 überein und ist gemäfs den Auseinandersetzungen auf vorhergehender Seite $c_1 = {}^1/_2 y_2$ zu nehmen, damit das Fachwerk bei möglichst geringem Eisenaufwande eine einfache Form für die Ausführung hat. Das Dreieck CBE_1 mufs also ein

gleichschenkliges mit CB als Grundlinie sein. Sollte bei dieser Anordnung der Schnittpunkt E_1 der Halbdiagonalen dem Knotenpunkte D zu nahe kommen, so kann man E_1 bis auf die Mitte der Vertikale AD verlegen, ohne einen ins Gewicht fallenden Eisenzuwachs zu erhalten.

II. Vergleich des Netz- und Fachwerkes hinsichtlich des Eisenaufwandes.

1. Vergleich des gleichschenkligen einfachen Netzwerkes und des einfachen Fachwerkes im Paralleträger.

Wir setzen für beide Stabwerke (Fig. 617 und Fig. 618) gleiche Feldlänge und Trägerhöhe voraus und bezeichnen mit:

γ, γ_1 den Querschnittsbeiwert des gedrückten Stabes im Netz- bezw. Fachwerke;

δ den Querschnittsbeiwert des gezogenen Stabes in beiden Stabwerken.

Fig. 617.

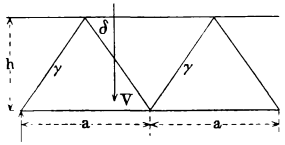
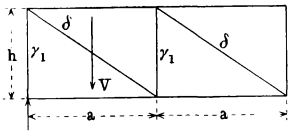


Fig. 618.



Die sonst noch erforderlichen Bezeichnungen wählen wir wie früher und haben dann für den metrischen Rauminhalt des Netzwerkes gemäfs der Gleichung Nr. 377, da $z = \frac{a}{2}$:

$$u = \frac{Vh}{sa}(\gamma + \delta)\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{h^2}\right)$$

Für das Fachwerk gilt nach Gleichung Nr. 381:

$$u_1 = \frac{Vh}{sa}\left\{\delta\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right) + \gamma_1\right\}$$

Das Netzwerk hat daher denselben, bezw. einen kleineren Rauminhalt als das Fachwerk, wenn

$$(\gamma + \delta)\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{h^2}\right) \leqq \delta\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right) + \gamma_1 \quad \text{oder:}$$

391
$$\frac{\gamma}{\delta} \leqq \frac{4\frac{\gamma_1}{\delta} + 3\frac{a^2}{h^2}}{4 + \frac{a^2}{h^2}}.$$

In nachfolgender Tabelle sind für einige Werte von $\gamma_1 : \delta$ und $a:h$ die zugehörigen Ergebnisse für $\gamma:\delta$ zusammengestellt:

$\frac{a}{h}$ =	1,0	1,0	1,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,5	2,5	2,5	2,5
$\frac{\gamma_1}{\delta}$ =	1,5	2,0	3,0	4,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,5	2,0	3,0	4,0
$\frac{\gamma}{\delta} \leqq$	1,8	2,2	3,0	3,8	2,2	2,5	3,0	3,5	2,4	2,6	3,0	3,4

Falls es gelingt, die Querschnittsbeiwerte der Druckstäbe beider Stabwerke gleich zu machen, ist das Netzwerk gemäfs der Gleichung Nr. 391 für jedes beliebige Verhältnis von $a:h$ gegenüber dem Fachwerke im Vorteil, wenn $\gamma:\delta<3$ ist.

Was die Trägerhöhe anlangt, für welche bei gegebener Feldlänge das gleichschenklige Netzwerk einen geringeren Eisenaufwand erfordert als das Fachwerk, so gilt dafür gemäfs der Gleichung Nr. 391, wenn man annimmt, dafs sich die Querschnittsbeiwerte der gedrückten Stäbe wie ihre Längen verhalten:

$$\frac{\gamma}{\gamma_1}=\frac{\sqrt{h^2+{}^1/_4\,a^2}}{h} \quad \text{oder} \quad \gamma=\left(1+0{,}1\,\frac{a^2}{h^2}\right)\gamma_1 \text{ angenähert,}$$

392
$$h \geqq \frac{a}{\sqrt{30\,\frac{\delta}{\gamma_1}-14}}$$

Das Netzwerk hat daher bei der gemachten Annahme über die Querschnittsbeiwerte stets einen gröfseren Rauminhalt als das Fachwerk, wenn $\gamma_1:\delta \geqq 2{,}14$, indem alsdann $h=\infty$, bezw. imaginär ist; für einige andere Werte von $\gamma_1:\delta$ giebt folgende Tabelle die Trägerhöhe, über welche hinaus das Netzwerk weniger Eisen verlangt:

$\gamma_1:\delta =$	1,0	1,2	1,3	1,5	1,7	1,8	2,0	2,14	Ergänzender Faktor
$h =$	0,25	0,30	0,33	0,41	0,52	0,61	1,00	∞	a

Sofern nur der Eisenaufwand in Frage kommt, empfiehlt es sich also, das Gitterwerk der Wand eines Parallelträgers in Form eines gleichschenkligen Netzwerkes herzustellen, wenn bei $\gamma_1:\delta = 1{,}0$ bis 2,0 die Trägerhöhe gröfser als 0,25 bis 1,00 der Feldlänge ist.

Es ist noch von Wichtigkeit, das Verhältnis der Rauminhalte des Netz- und Fachwerkes kennen zu lernen, um sich darüber Klarheit zu verschaffen, wieviel Eisen man bei Anwendung des einen oder anderen spart, bezw. zugiebt.

Das fragliche Verhältnis ergiebt sich aus den Gleichungen für u und u_1 auf S. 448 zu:

393
$$\frac{u}{u_1}=\frac{\left(1+\frac{\gamma}{\delta}\right)\left(1+{}^1/_4\,\frac{a^2}{h^2}\right)}{1+\frac{\gamma_1}{\delta}+\frac{a^2}{h^2}}$$

Die Ausrechnung dieser Gleichung giebt für einige Werte von $\gamma:\delta$, $\gamma_1:\delta$ und $a:h$ nachfolgende Tabelle:

$a:h =$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$\gamma_1:\delta =$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
$\gamma:\delta =$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
$u:u_1 =$	0,833	0,893	0,937	1,000	1,042	0,667	0,769	0,857	1,000	1,111	0,621	0,732	0,831	1,000	1,139
$\gamma_1:\delta =$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
$\frac{\gamma}{\delta}=\frac{\gamma_1}{\delta}\left(1+0{,}1\,\frac{a^2}{h^2}\right) =$	1,10	1,65	2,20	3,30	4,40	1,40	2,10	2,80	4,20	5,60	1,62	2,44	3,25	4,87	6,50
$u:u_1 =$	0,875	0,946	1,000	1,075	1,125	0,800	0,954	1,085	1,300	1,467	0,814	1,068	1,177	1,467	1,708

Da das Verhältnis $\gamma_1 : \delta$ in der Regel gröfser als 2 ist, erfordert daher das gleichschenklige Netzwerk im Paralleltträger meistens einen gröfseren Eisenaufwand als das einfache Fachwerk.

2. Vergleich des Rauminhaltes des doppelten gleichschenkligen Netzwerkes (Fig. 619) mit dem einfachen Fachwerke (Fig. 620) im Paralleltträger.

Wir setzen für beide Stabsysteme gleiche Trägerhöhe und Feldlänge und für das Netzwerk gleichmäfsige Verteilung der Querkraft über beide Stäbe eines Feldes voraus. Ist nun das Netzwerk an den Überkreuzungsstellen vernietet, so können wir die Querschnittsbeiwerte der gedrückten Stäbe des Netz- und Fachwerkes angenähert als gleich grofs annehmen und erhalten bei Einführung der früheren Bezeichnungen für den metrischen Rauminhalt des doppelten Netzwerkes:

Fig. 619.

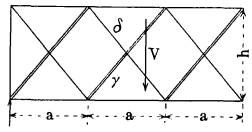
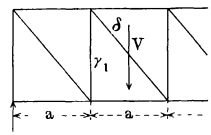


Fig. 620.



394
$$u = {}^1/_2 \frac{Vh}{sa}\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma + \delta).$$

Der metrische Rauminhalt des Fachwerkes beträgt nach der Gleichung Nr. 381:

$$u_1 = \frac{Vh}{sa}\left\{\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)\delta + \gamma\right\}$$

Das doppelte gleichschenklige Netzwerk ist daher dem einfachen Fachwerke hinsichtlich des Eisenaufwandes vorzuziehen, wenn:

$${}^1/_2\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma + \delta) < \left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)\delta + \gamma, \quad \text{oder:}$$

395
$$\frac{\gamma}{\delta} < \frac{1 + \frac{a^2}{h^2}}{\frac{a^2}{h^2} - 1}$$

Diese Forderung wird stets erfüllt, wenn $a : h \leqq 1$ ist.

Das Verhältnis der Rauminhalte beider Stabwerke ergiebt sich zu:

396
$$\frac{u}{u_1} = {}^1/_2 \frac{\left(1 + \frac{\gamma}{\delta}\right)\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)}{1 + \frac{\gamma}{\delta} + \frac{a^2}{h^2}}.$$

Vorstehende Gleichung liefert folgende Tabelle:

$a : h =$	1,0	1,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,5	2,5	2,5
$\gamma : \delta =$	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0	1,0	2,0	3,0
$u : u_1 =$	0,667	0,750	0,800	0,833	1,071	1,250	0,879	1,176	1,415

Meistens liegt das Verhältnis $a : h$ in der Nähe von 1 und stellt sich daher das in Rede stehende Netzwerk gegenüber dem einfachen Fachwerk im allgemeinen geringer im Eisenaufwande.

3. Vergleich des Rauminhaltes des Fachwerkes mit halben Diagonalen und des gewöhnlichen einfachen Fachwerkes im Paralleltträger.

Wir legen den Schnittpunkt der Halbdiagonalen auf die Mitte der Vertikalen und haben dann für den metrischen Rauminhalt des Fachwerkes mit halben Diagonalen (Fig. 621) gemäfs der Gleichung Nr. 386:

397 . . $$u = {}^1/_4 \frac{Vh}{sa}\left\{\left(1 + 4\frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma_2 + \delta) + 2\gamma_1\right\}$$

Fig. 621.

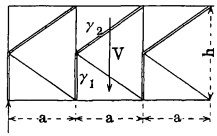
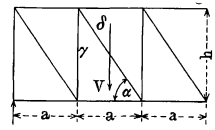


Fig. 622.



Das gewöhnliche einfache Fachwerk hat den metrischen Rauminhalt:

$$u_1 = \frac{Vh}{sa}\left\{\left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)\delta + \gamma\right\};$$

es ist daher die Eisenmenge des Fachwerkes mit halben Diagonalen gleich, bezw. kleiner als diejenige des einfachen Fachwerkes, wenn:

$${}^1/_4\left\{\left(1 + 4\frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma_2 + \delta) + 2\gamma_1\right\} \leqq \left(1 + \frac{a^2}{h^2}\right)\delta + \gamma, \text{ das ist:}$$

398 . $$\gamma_2\left(1 + 4\frac{a^2}{h^2}\right) \leqq 4\gamma + 3\delta - 2\gamma_1.$$

Führen wir in letzteren Ausdruck die Querschnittsbeiwerte

$$\gamma = 2\gamma_1, \quad \gamma_2 = \gamma_1\sqrt{1 + 4\frac{a^2}{h^2}}$$

ein, so folgt:

399 $$\frac{a}{h} \leqq {}^1/_2\sqrt{\left(6 + 3\frac{\delta}{\gamma_1}\right)^{2/3} - 1}.$$

Hiernach ergiebt sich für einige Werte von $\frac{\gamma_1}{\delta}$:

$\gamma_1 : \delta =$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$a : h \leqq$	0,91	0,87	0,84	0,83	0,82
$\measuredangle \alpha \geqq$	47° 40′	49°	50°	50° 26′	50° 48′

Das Fachwerk mit halben Diagonalen kann also gegenüber dem gewöhnlichen einfachen Fachwerke im vorliegenden Falle erst in Frage kommen, wenn die Diagonale des letzteren mit der Wagerechten einen gröfseren Winkel als rund 50 Grad einschliefst, mithin einen Winkel, der nur selten bei dem einfachen Fachwerke zur Ausführung kommt.

4. Vergleich des Rauminhaltes des Fachwerkes mit halben Diagonalen und des gewöhnlichen Doppelfachwerkes im Paralleltträger.

Wir machen für das Fachwerk mit halben Diagonalen (Fig. 623) die im vorstehenden angegebenen Voraussetzungen und erhalten dann für den metrischen Rauminhalt desselben wie vorhin:

$$u = {}^1/_4 \frac{Vh}{sa} \left\{ \left(1 + 4\,\frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma_2 + \delta) + 2\,\gamma_1 \right\}$$

Fig. 623.

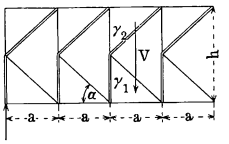
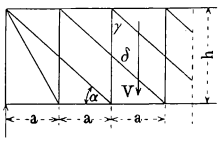


Fig. 624.



Für das Doppelfachwerk ergiebt sich der metrische Rauminhalt zu:

400 $$u_2 = {}^1/_2 \frac{Vh}{sa} \left\{ \left(1 + 4\,\frac{a^2}{h^2}\right)\delta + \gamma \right\},$$

in welcher Gleichung γ den Querschnittsbeiwert der Vertikalen bezeichnet.

Das Fachwerk mit halben Diagonalen ist also hinsichtlich des Eisenaufwandes im Vorteil, wenn:

$$\left(1 + 4\,\frac{a^2}{h^2}\right)(\gamma_2 + \delta) + 2\,\gamma_1 \leqq 2\left(1 + 4\,\frac{a^2}{h^2}\right)\delta + 2\,\gamma.$$

Setzt man hierin, wie früher (vergl. S. 451):

$$\gamma = 2\,\gamma_1; \quad \gamma_2 = \gamma_1 \sqrt{1 + 4\,\frac{a^2}{h^2}}, \quad \text{oder angenähert:} \quad \gamma_2 = \gamma_1 \left(1 + 1{,}6\,\frac{a^2}{h^2}\right),$$

so findet man leicht:

$$\frac{a^4}{h^4} + \frac{1}{1{,}6}\left(1{,}4 - \frac{\delta}{\gamma_1}\right)\frac{a^2}{h^2} \leqq \frac{1}{6{,}4}\left(1 + \frac{\delta}{\gamma_1}\right)$$

oder, wenn zur Abkürzung der Faktor $\frac{1}{1{,}6}\left(1{,}4 - \frac{\delta}{\gamma_1}\right) = B$ und der Wert $\frac{1}{6{,}4}\left(1 + \frac{\delta}{\gamma_1}\right) = C$ gesetzt wird:

401 $$\frac{a}{h} \leqq \sqrt{-{}^1/_2 B + \sqrt{C + {}^1/_4 B^2}}$$

Im vorstehenden Ausdruck ist innerhalb der in Frage kommenden Grenzen $\sqrt{C} > {}^1/_2 B$; man hat daher nach Poncelet mit hinreichender Genauigkeit:

$$\sqrt{C + {}^1/_4 B^2} = 0{,}96\,\sqrt{C} + 0{,}2\,B,$$

mithin:

$$\frac{a}{h} \leqq \sqrt{0{,}96\,\sqrt{C} - 0{,}3\,B},$$

oder nach Einsetzung der Werte von B und C:

401 a $$\frac{a}{h} \leqq \sqrt{0{,}38\,\sqrt{1 + \frac{\delta}{\gamma_1}} - 0{,}19\left(1{,}4 - \frac{\delta}{\gamma_1}\right)}$$

Nachstehende Tabelle giebt für einige Werte von $\delta : \gamma_1$ die zugehörigen $a:h$ auf Grund letzterer Gleichung:

$\delta : \gamma_1 =$	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2
$a : h \leq$	0,68	0,63	0,57	0,54	0,51	0,47	0,45	0,44

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, dafs das Fachwerk mit halben Diagonalen bei den üblichen Verhältnissen von $\delta : \gamma_1 \geqq 0{,}4$ und des Doppelfachwerkes von $a:h \leqq 1:2$ stets einen geringeren Eisenaufwand als das letztere erheischt. Näheres hierüber giebt folgende Tabelle, welche unter der Annahme eines Querschnittsbeiwertes der gezogenen Stäbe von $\delta = 1{,}15$ für einige Werte von γ_1 und $a:h$ berechnet ist.

$a:h =$	1:1,5	1:2	1:3	1:1,5	1:2	1:3	1:1,5	1:2	1:3	Ergänzender Faktor
$\gamma_1 =$	1,2	1,2	1,2	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0	
$\gamma_2 =$	2,0	1,7	1,4	2,5	2,1	1,8	3,3	2,8	2,4	
$\gamma =$	2,4	2,4	2,4	3,0	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	
$u_2 =$	2,80	2,35	2,03	3,10	2,65	2,33	3,60	3,15	2,83	$\frac{V h}{s a}$
$u =$	2,79	2,03	1,52	3,28	2,38	1,82	4,04	2,98	2,28	$\frac{V h}{s a}$
$u : u_2 =$	0,997	0,864	0,748	1,058	0,900	0,781	1,136	0,946	0,806	

Die Zahlenwerte der letzten Reihe vorstehender Tabelle zeigen, dafs unter den gemachten Voraussetzungen das Fachwerk mit halben Diagonalen bei $a:h = 1:2$ bis $1:3$ gegenüber dem gewöhnlichen Doppelfachwerke im Paralleltträger eine Eisenersparnis von 5,4 bis 25,2 vom Hundert gewährt; bei $a:h = 1:1{,}5$ dagegen einen Mehraufwand bis zu 13,6 vom Hundert erfordert.

5. Vergleich des Rauminhaltes des einfachen gleichschenkligen Netzwerkes und des einfachen Fachwerkes im Träger mit vieleckiger oder gekrümmter Gurtung.

Die genaue Berechnung des Rauminhaltes des Fach- oder Netzwerkes im vieleckigen Träger führt zu verwickelten Gleichungen, indem die auf das Gitterwerk eines Trägerfeldes kommende Querkraft von der Gröfse und Neigung der zugehörigen Gurtkräfte abhängig ist. Wegen der Unsicherheit in der Bestimmung der Querschnittsbeiwerte weicht jedoch das Endergebnis dieser Gleichungen im allgemeinen von der Wirklichkeit mehr oder weniger ab, weshalb es zulässig ist, der Inhaltsberechnung ein Annäherungsverfahren zu Grunde zu legen. Dieses besteht darin, dafs man die in den Trägerfeldern gleicher Ordinaten auf die einzelnen Stäbe des Fach- oder Netzwerkes kommende Querkraft als gleich annimmt und für die beiden Vertikalen eines Feldes einen gemeinsamen Querschnittsbeiwert einführt. Demgemäfs hat man für Träger mit einer geraden und einer gekrümmten Gurtung, wenn aufser den früheren Bezeichnungen die folgenden gelten (Fig. 625 und Fig. 625a):

Fig. 625.

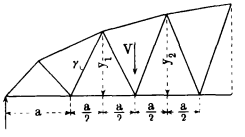
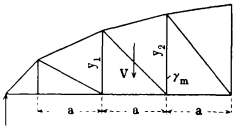


Fig 625a.



y_1, y_2 die Ordinaten des Feldes, in m;
γ, γ_m die Querschnittsbeiwerte für die gedrückten Stäbe des Netz- bezw. Fachwerkes;
u, u_1 die metrischen Rauminhalte des Netz- bezw. Fachwerkes, in cbm.

Metrischer Rauminhalt des Netzwerkes:

402 $$u = \frac{\Gamma y_1}{s a}\left\{\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{y_1^2}\right)\delta + \frac{y_2}{y_1}\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{y_2^2}\right)\gamma\right\}$$

Metrischer Rauminhalt des Fachwerkes:

403 $$u_1 = \frac{\Gamma y_1}{s a}\left\{\left(1 + \frac{a^2}{y_1^2}\right)\delta + {}^1/_2\left(1 + \frac{y_2}{y_1}\right)\gamma_m\right\}$$

Das Netzwerk stellt sich hiernach hinsichtlich des Rauminhaltes ebenso hoch, bezw. günstiger als das Fachwerk, wenn:

$$\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{y_1^2}\right)\delta + \frac{y_2}{y_1}\left(1 + {}^1/_4 \frac{a^2}{y_2^2}\right)\gamma \leqq \left(1 + \frac{a^2}{y_1^2}\right)\delta + {}^1/_2\left(1 + \frac{y_2}{y_1}\right)\gamma_m, \text{ das ist:}$$

404 $$\frac{\gamma}{\delta} \leqq \frac{3\,\frac{a^2}{y_1^2} + 2\left(1 + \frac{y_2}{y_1}\right)\frac{\gamma_m}{\delta}}{\frac{y_2}{y_1}\left(4 + \frac{a^2}{y_2^2}\right)}$$

Vorstehende Gleichung geht für $y_1 = y_2 = h$ in die von Nr. 391 über und nimmt für $\gamma : \delta = \gamma_m : \delta$ die Form an:

404a $$\frac{\gamma}{\delta} \leqq \frac{3\,\frac{a^2}{y_1^2}}{\frac{a^2}{y_1 y_2} + 2\,\frac{y_2}{y_1} - 2}$$

Die Ausrechnung letzterer Gleichung für einige Werte von $a : y_1$ und $y_2 : y_1$ liefert folgende Tabelle:

$a : y_1 =$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,0	1,1	1,2	1,3	1,0	1,1	1,2	1,3
$y_2 : y_1 =$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,3	1,3	1,3	1,3
$\gamma : \delta \leqq$	2,7	2,8	2,9	3,0	2,4	2,4	2,7	3,1	2,2	2,4	2,5	3,0

Im vieleckigen Träger mufs also bei gleichen Querschnittsbeiwerten der gezogenen, bezw. gedrückten Wandstäbe, der Bruch $\gamma : \delta = \gamma_m : \delta$ für die aufgeführten Zahlenwerte von $a : y_1$ und $y_2 : y_1$ kleiner als 2,2 bis 3,1 sein, wenn das Netzwerk einen geringeren Rauminhalt haben soll als das Fachwerk, während jener Bruch für das Netzwerk im Parallelträger unter gleichen Verhältnissen als obere Grenze den Wert 3 hat, also günstiger für das Netzwerk ist (vergl. S. 449).

§. 99.

Günstigste Höhe der getrennt angeordneten Fachwerkträger hinsichtlich des Eisenaufwandes.

Die Berechnung der Höhe eines Fachwerkträgers, welche der kleinsten Eisenmenge entspricht, ist auf Grund allgemeiner Gleichungen meistens recht unverständlich. Man pflegt daher vereinfachende Annahmen hinsichtlich der Trägerform, der Querschnittsbeiwerte und der

Belastungen zu machen; aber selbst dann sind die entsprechenden Zahlenausdrücke, abgesehen von dem Parallel- und dem parabolischen Bogensehnenträger, so verwickelter Art, daſs man in der Regel schneller zum Ziele gelangt, wenn man die Stabkräfte des Trägers (K, in Tonnen) für verschiedene Trägerhöhen auf zeichner- oder rechnerischem Wege ermittelt, dieselben durch die zulässige Inanspruchnahme (s, in t/qm) teilt, mit der zugehörigen Stablänge (v, in m), sowie mit dem Querschnittsbeiwerte (η) malnimmt und endlich die Summe all dieser Produkte bildet. Man erkennt dann sofort, für welche der angenommenen Trägerhöhen der Ausdruck $\Sigma \eta v \frac{K}{s}$ und damit der Rauminhalt des Trägers den kleinsten Wert hat.

Multipliziert man letzteren Summenausdruck noch mit dem Gewichte von 1 cbm Eisen (γ, in Tonnen), so ergiebt sich das Gewicht (G, in Tonnen) des Trägers zu:

405 $$G = \gamma \Sigma \eta v \frac{K}{s}$$

In Rücksicht auf das Vorstehende soll im folgenden der Rauminhalt und die dem Kleinstwerte desselben entsprechende Höhe nur für den Parallel- und parabolischen Bogensehnen- sowie Fischträger berechnet und über diejenige der sonstigen Fachwerkträger einiges Allgemeine bemerkt werden.

I. Der Parallelträger mit einfachem Fachwerke.

Wir bezeichnen mit:

l die Stützweite des Trägers, in m;
a die Feldlänge, in m;
h die Trägerhöhe, von Schwerpunkt zu Schwerpunkt der Gurtungen gerechnet, in m;
s die zulässige Beanspruchung, in t/qm;
p das auf den Träger kommende Eigengewicht des Überbaues, in t/m;
q, q' den der Betriebslast entsprechenden Belastungsgleichwert für die Gurtungen, bezw. Vertikalen und Diagonalen, in t/m.

1. Rauminhalt der Gurtungen.

Wir setzen zunächst anstatt des Fachwerkes eine volle Trägerwand voraus und bezeichnen die alsdann im Ober- und Untergurt in der Entfernung x vom linken Auflager (Fig. 626) bei voller Belastung auftretende Kraft mit H (in Tonnen). Ist nun F_x (in qm) der zugehörige Nutzquerschnitt einer Gurtung, so folgt:

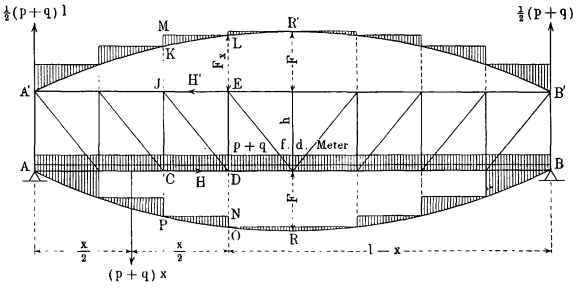
$$Hh = {}^1/_2 (p + q)(lx - x^2),$$

mithin:

$$F_x = \frac{H}{s} = {}^1/_2 \frac{p + q}{hs} (lx - x^2).$$

Der Querschnitt für Ober- und Untergurt wächst hiernach

Fig. 626.



gemäfs einer Parabel ($A'R'B'$ und ARB in Fig. 626) und hat in der Trägermitte die Gröfse:

$$F = {}^1/_8 \frac{p+q}{hs} l^2.$$

In Wahrheit folgen die Gurtquerschnitte den erwähnten Parabeln staffelförmig und stimmen mit denselben nur in den Senkrechten überein, welche durch die den Stabkräften zugeordneten Drehpunkte gehen. So gehört z. B. im Trägerfelde $CDEJ$ der Punkt D als Drehpunkt zur Kraft H' im Gurtstabe JE und entspricht demnach die Ordinate EL dem Querschnitte F_x dieses Stabes; ebenso die Ordinate CP dem Querschnitte des dem Untergurte angehörigen Stabes CD. Da nun die beiden Bogendreiecke $\widehat{MLK}$ und $\widehat{NOP}$ annähernd flächengleich sind, so stellt sich der Reininhalt (das ist der Rauminhalt unter Zugrundelegung der Nutzquerschnitte) beider Gurtungsstäbe zusammengenommen durch die Fläche $JELK + CDOP$ dar und es beträgt der gesamte Reininhalt der Gurtungen:

$$2 \quad {}^2/_3 Fl = {}^1/_6 \frac{p+q}{s} \frac{l^3}{h}$$

Vorstehenden Ausdruck hat man mit einem Querschnittsbeiwerte (vergl. S. 442) zu versehen, um den Rohinhalt der Gurtungen zu erhalten. Setzen wir jenen Beiwert für Ober- und Untergurt im Mittel gleich α und den in Rede stehenden Rohinhalt gleich U (in cbm), so ist das Ergebnis:

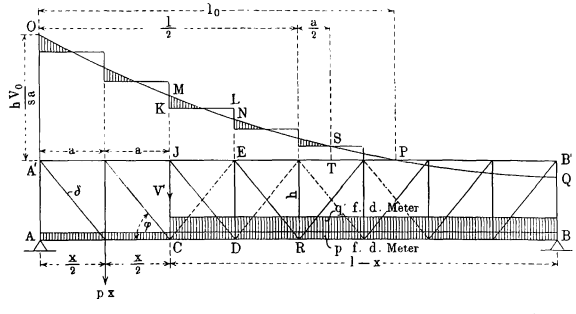
406

$$U = \frac{\alpha}{6} \frac{p+q}{s} \frac{l^3}{h}$$

2. Rauminhalt der Vertikalen.

Für den Reininhalt der dem Felde $CDEJ$ (Fig. 627) angehörenden Vertikale CJ ergiebt sich, wenn die in Frage kommende gröfste Querkraft den Wert V' hat: $\frac{V'}{s} h$. Dieser Reininhalt kommt auf die Feldlänge a und beträgt daher für das laufende Meter: $\frac{h}{sa} V'$ Trägt man letzteren Ausdruck in J als Ordinate auf $= JK$ und zieht $KL \| A'B'$, so stellt das Rechteck $JKLE$ den Reininhalt der Vertikale CJ dar.

Fig. 627.



Berechnet man nun die dem vollwandigen Träger entsprechenden gröfsten Querkräfte V (in Tonnen), versieht jede derselben mit dem Faktor $\frac{h}{sa}$ und trägt die einzelnen Werte $\frac{hV}{sa}$ in den zugehörigen Abständen x als Ordinaten über $A'B'$ auf, so entsteht die Kurve $OMSPQ$. Das zu letzterer Kurve gehörige Bogentrapez $JMNE$ ist annähernd flächengleich dem Rechteck $JKLE$, ebenso jedes der übrigen Bogentrapeze des Kurvenzweiges OS hinsichtlich der, den

Reininhalt der zugehörigen Vertikalen darstellenden Rechtecke. Für den Rohinhalt der sämtlichen Vertikalen U_1 (in cbm) hat man daher, wenn β den Querschnittsbeiwert derselben bezeichnet:

$$U_1 = 2\beta \times \text{Fläche } A'OMST = \frac{2\beta h}{sa}\int_0^{1/2(l+a)} V\,dx.$$

Hierin ist $V = p\left(\frac{l}{2} - x\right) + q'\frac{(l-x)^2}{2l}$, mithin:

$$U_1 = \frac{\beta p h}{sa}\int_0^{1/2(l+a)} (l - 2x)\,dx + \frac{\beta q' h}{sal}\int_0^{1/2(l+a)} (l-x)^2\,dx,$$

das ist, wenn im Mittel $1/2(l+a) = 0{,}55\,l$ gesetzt wird:

407 $$U_1 = \frac{\beta l^2}{sa}(0{,}25\,p + 0{,}3\,q')h.$$

3. Rauminhalt der Diagonalen.

Wir setzen in den Endfeldern einfache und in den Mittelfeldern gekreuzte schlaffe Diagonalen voraus und bezeichnen mit (Fig. 627):

φ den Neigungswinkel der Diagonalen zur Wagerechten;

δ den Querschnittsbeiwert der Diagonalen;

l_0 den Abstand des auf der rechten Trägerhälfte liegenden Nullpunktes P der Querkraft vom linken Auflager, in m;

U_2 den gesamten Rauminhalt der Haupt- und Gegendiagonalen, in cbm.

Der Reininhalt einer Diagonale beträgt:

$$\frac{V}{s\sin\varphi}\frac{h}{\sin\varphi} = \frac{h^2+a^2}{h}\frac{V}{s},$$

mithin für das laufende Meter: $\frac{h^2+a^2}{ah}\frac{V}{s}$ Gemäfs den vorhin gemachten Auseinandersetzungen kann man daher für den gesuchten Rohinhalt annähernd setzen:

$$U_2 = 2\delta\frac{h^2+a^2}{ahs}\int_0^{l_0} V\,dx \quad \text{oder:}$$

$$U_2 = \delta p\frac{h^2+a^2}{ahs}\int_0^{l_0}(l-2x)\,dx + \delta q'\frac{h^2+a^2}{ahsl}\int_0^{l_0}(l-x)^2\,dx, \text{ das ist:}$$

$$U_2 = \delta\left(\frac{h}{a}+\frac{a}{h}\right)\left\{\frac{p}{s}(ll_0 - l_0^2) + \frac{q'}{sl}(l^2 l_0 - ll_0^2) + 1/3\,l_0^3)\right\}$$

Führen wir in vorstehende Gleichung den Mittelwert $l_0 = 0{,}7\,l$ ein, so nimmt dieselbe die Form an:

408 $$U_2 = \delta\frac{l^2}{s}(0{,}21\,p + 0{,}33\,q')\left(\frac{h}{a}+\frac{a}{h}\right)$$

Der gesamte Rauminhalt des Parallelträgers beträgt:

$$\Sigma U = \frac{A}{h} + Bh + C\left(\frac{h}{a}+\frac{a}{h}\right) = (A + Ca)\frac{1}{h} + \left(B + \frac{C}{a}\right)h,$$

worin zur Abkürzung gesetzt ist:

$$A = \frac{\alpha}{6}\frac{p+q}{s}l^3; \quad B = \frac{\beta l^2}{s\alpha}(0{,}25\,p + 0{,}3\,q'); \quad C = \frac{\delta l^2}{s}(0{,}21\,p + 0{,}33\,q').$$

Der Eisenaufwand wird daher für diejenige Trägerhöhe ein Kleinstwert, welche die Bedingung erfüllt:

$$\frac{d\Sigma U}{dh} = 0 = B + \frac{C}{a} - (A + Ca)\frac{1}{h^2}, \quad \text{mithin:}$$

$$h = \sqrt{\frac{A + Ca}{B + C:a}}$$

Für den Ausdruck unter dem Wurzelzeichen ergiebt sich:

$$\frac{A + Ca}{B + C:a} = \frac{{}^1/_6\,\alpha\,(p+q)\frac{a}{l} + \delta\,(0{,}21\,p + 0{,}33\,q')\frac{a^2}{l^2}}{\beta\,(0{,}25\,p + 0{,}3\,q') + \delta\,(0{,}21\,p + 0{,}33\,q')}\,l^2,$$

oder mit hinreichender Genauigkeit:

$$\frac{A + Ca}{B + C:a} = \frac{{}^1/_6\,\alpha\,(p+q)\frac{a}{l} + \delta\,(0{,}25\,p + 0{,}3\,q')\frac{a^2}{l^2}}{(\beta+\delta)\,(0{,}25\,p + 0{,}3\,q')}\,l^2 = \frac{{}^2/_3\,\alpha\,\frac{p+q}{p+1{,}2\,q'}\frac{a}{l} + \delta\frac{a^2}{l^2}}{\beta+\delta}\,l^2,$$

mithin:

409
$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{{}^2/_3\,\alpha\,\frac{p+q}{p+1{,}2\,q'}\frac{a}{l} + \delta\frac{a^2}{l^2}}{\beta+\delta}}$$

Wenn der Träger n gleiche Felder der Länge a hat, kann man für vorstehende Gleichung schreiben, da $na = l$; $\frac{a}{l} = \frac{1}{n}$ ist:

409 a
$$\frac{h}{l} = \frac{1}{n}\sqrt{\frac{{}^2/_3\,\alpha\,\frac{p+q}{p+1{,}2\,q'}n + \delta}{\beta+\delta}}$$

Das günstigste Pfeilverhältnis des Parallelträgers wird also um so kleiner, je gröfser die Anzahl seiner Felder ist.

Bezüglich der Belastungsgleichwerte zur Berechnung der Gurtungen und des Fachwerkes ist zu bemerken, dafs dieselben den Mittelwerten aus den Gleichwerten der Betriebslast für die Mitte und Enden des Trägers entsprechen. Dieselben sind für einige Stützweiten in nachstehender Tabelle zusammengestellt, ebenso die zugehörigen metrischen Eigengewichte:

l =	20	30	40	50	60	70	80	90	100	Meter
p =	1,4	1,7	2,0	2,3	2,6	3,0	3,4	3,8	4,2	Tonnen für das Meter u. Gleis
q =	5,5	5,0	4,9	4,8	4,6	4,4	4,2	4,0	3,9	desgl.
q' =	6,7	5,9	5,6	5,4	5,2	5,0	4,8	4,7	4,6	desgl.

Hiernach hat man für eine zweigleisige flufseiserne Vollbahnbrücke von 50 m Stützweite, wenn $\alpha = \frac{1{,}25 + 1{,}15}{1} = 1{,}2$; $\beta = 3{,}0$; $\delta = 1{,}15$; $s = 8500$ t/qm.

$n =$	5	6	8	10	12	14	Felderzahl
$h : l =$	0,206	0,183	0,154	0,125	0,114	0,112	Günstigstes Pfeilverhältnis
$7{,}85\ U =$	15,91	17,92	21,29	26,23	28,76	29,27	Gewicht der Gurtungen eines Hauptträgers, in t
$7{,}85\ U_1 =$	15,66	16,69	18,73	19,00	20,79	23,83	desgl. der Vertikalen, in t
$7{,}85\ U_2 =$	12,03	12,08	12,30	12,33	12,63	13,27	desgl. der Diagonalen, in t
$7{,}85\ \Sigma U =$	43,60	46,69	52,32	57,56	62,18	66,37	Gesamtgewicht eines Hauptträgers, in t

Der Kleinstwert des Hauptträgergewichtes wächst also ziemlich erheblich mit der Felderzahl. Wählt man letztere gleich 5 bis 6, so wird man die Hauptträger mit einem zweifachen Fachwerke oder mit einem Fachwerke aus halben Diagonalen versehen, um das Gewicht des Fahrbahngerippes möglichst klein zu machen.

Bei eingleisiger Ausführung der Brücke ergiebt sich das Gewicht des Hauptträgers etwas gröfser als die Hälfte der in letzterer Tabelle angegebenen Werte, indem die Querschnittsbeiwerte um rund 5 bis 10 vom Hundert gröfser als diejenigen der zweigleisigen Brücke angenommen werden müssen.

II. Der parabolische Bogensehnenträger mit einfachem Fachwerke.

In der nachfolgenden Berechnung soll der Untergurt des Trägers als geradlinig, der Obergurt als vieleckig, mit seinen Knotenpunkten auf einer Parabel liegend, angenommen werden.

1. Rauminhalt der Gurtungen.

Bei der vollen Belastung des Trägers mit $p + q$ Tonnen für das laufende Meter erleiden die Diagonalen keine Beanspruchung und ergeben sich daher die Stabkräfte des Unter- und die Horizontalkräfte des Obergurtes an allen Stellen als gleich grofs. Bezeichnet (Fig. 628):

Fig. 628.

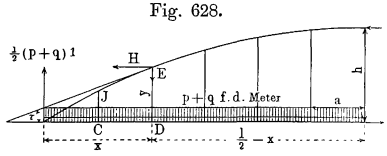
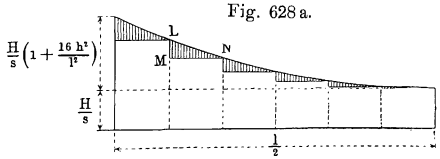


Fig. 628a.



H die Horizontalkraft des Trägers im Ober- oder Untergurt, in t;

F den Nutzquerschnitt des Untergurtes, in qm;

F_y desgl. den des Obergurtes im Punkte x, y, senkrecht gemessen, in qm;

τ den Neigungswinkel der Berührungsgeraden im Punkte x, y zur Wagerechten,

so folgt, wenn aufserdem die zu Anfang des Paragraphen gemachten Bezeichnungen gelten:

$$F = \frac{H}{s}; \quad F_y = \frac{H}{s\ cos^2 \tau} = \frac{H}{s}(1 + tan^2 \tau)$$

oder, da $y = \frac{4h}{l^2} x (l - x)$; $\tan^2 \tau = \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = \frac{16 h^2}{l^4} (l - 2x)^2$:

$$F_y = \frac{H}{s} \left\{1 + \frac{16 h^2}{l^4} (l - 2x)^2\right\}$$

Unter Annahme einer vollen Trägerwand und eines mittleren Querschnittsbeiwertes α für Ober- und Untergurt ergiebt sich hieraus für den Rauminhalt beider Gurtungen zusammengenommen:

$$U = \frac{\alpha H}{s} \int_0^l (F + F_y)\, dx = \frac{\alpha H}{s} \int_0^l \left\{2 + \frac{16 h^2}{l^4} (l - 2x)^2\right\} dx = \frac{\alpha H}{s} \left(2l + \frac{16}{3} \frac{h^2}{l}\right)$$

oder, weil $H = \frac{1}{8}(p + q) \frac{l^2}{h}$:

410 .
$$U = \alpha \frac{p + q}{s} l^2 \left(\frac{1}{4} \frac{l}{h} + \frac{2}{3} \frac{h}{l}\right)$$

In Wahrheit schliefst sich der Rauminhalt des Obergurtes dem hier berechneten dergestalt an, dafs er in einem beliebigen Trägerfelde $CDEJ$, Fig. 628, um die Flächenzahl des Bodendreiecks $M\widehat{LN}$, Fig. 628a, kleiner ist und wäre daher von dem in der Gleichung Nr. 410 angegebenen Rauminhalte ein entsprechender Abzug zu machen. Dieser Abzug kann jedoch unterbleiben, indem man aus Rücksicht auf einfache Ausführung mehreren aufeinander folgenden Gurtstäben den gleichen, auf Grund der gröfsten zugehörigen Stabkraft ermittelten Querschnitt giebt.

2. Rauminhalt der Vertikalen.

Wir nehmen an, dafs für die Querschnittsabmessung der Vertikalen bei parabolischem Obergurt des Trägers die stärkste auf die Vertikale wirkende Zugkraft, bei parabolischem Untergurt dagegen die stärkste Druckkraft mafsgebend ist.

A. Der Obergurt ist parabolisch.

Es kommt hier darauf an, ob in den einzelnen Trägerfeldern gekreuzte schlaffe oder einfache steife Diagonalen vorhanden sind.

a) Gekreuzte schlaffe Diagonalen. Die stärkste Zugkraft findet im vorliegenden Falle in der Vertikale bei voller Belastung des Trägers mit $p + q'$ Tonnen für das laufende Meter statt. Auf die Vertikale kommt alsdann die Zugkraft $(p + q')a$ und es beträgt ihr Reininhalt: $\frac{p + q'}{s} ay$, oder auf die Längeneinheit zurückgeführt: $\frac{p + q'}{s} y$.

Der gesamte Inhalt der Vertikalen läfst sich daher bei Einführung des Querschnittswertes β durch die Gleichung ausdrücken:

411 . . .
$$U_1 = \beta \frac{p + q'}{s} \int_0^l y\, dx = \frac{2}{3} \beta \frac{p + q'}{s} lh.$$

Der Beiwert β kann im Mittel zu 1,5 angenommen werden.

b) Einfache steife Diagonalen. Wenn in jedem Trägerfelde die kürzere der beiden Diagonalen ausgeführt wird (Fig. 629), so entsteht in den Vertikalen der linken Trägerhälfte

angenähert die stärkste Zugkraft durch Belastung des Trägerteiles vom linken Auflager bis zum Fufspunkte der gegebenen Vertikale. Streng genommen müfste die Betriebslast noch um eine bestimmte Länge in das benachbarte Feld geschoben werden, jedoch ist der hierdurch bedingte Spannungszuwachs bei den üblichen Feldlängen von $a \leqq l:10$ so klein, dafs er aufser Acht bleiben kann.

Fig. 629.

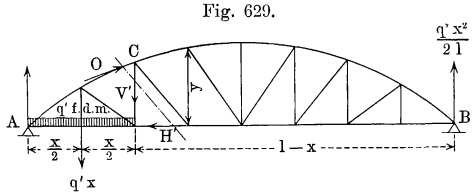
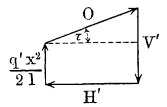


Fig. 629a.



Bezeichnet für die genannte Laststellung:

V' die der Betriebslast entsprechende Zugkraft der Vertikale, in Tonnen;

H' die Stabkraft des Untergurtes in dem an die Vertikale grenzenden lastfreien Felde, in Tonnen,

und gelten aufserdem die früheren Bezeichnungen, so folgt aus Fig. 629a:

$$V' = q' \frac{x^2}{2\,l} + H' \tan \tau.$$

Nun ist in Bezug auf den Punkt C, Fig. 629, als Drehpunkt:

$$H' y = \frac{q'}{2\,l} x^2 (l - x) \text{ oder, weil } y = \frac{4\,h}{l^2} x (l - x) \text{ ist, } H' = {}^1/_8\, q' \frac{l\,x}{h};$$

ferner hat man

$$\tan \tau = \frac{d\,y}{d\,x} = \frac{4\,h}{l^2} (l - 2\,x), \text{ mithin:}$$

$$V' = \frac{q'}{2\,l} x (l - x) = {}^1/_8\, q' \frac{l}{h} y.$$

Die Kraft V' wächst also nach einer Parabel.

Für die gesamte, auf die Vertikale wirkende Zugkraft ergiebt sich demnach: $V = {}^1/_8\, q' \frac{l}{h} y + p\,a$, und für den Rauminhalt der Vertikale: ${}^1/_8 \frac{q'}{s} \frac{l}{h} y^2 + \frac{p}{s} a y$, oder auf die Längeneinheit zurückgeführt: ${}^1/_8 \frac{q'}{s} \frac{l}{h} \frac{y^2}{a} + \frac{p}{s} y$.

Hiernach hat man für den wahren Inhalt aller Vertikalen zusammengenommen, wenn β den Querschnittsbeiwert bezeichnet:

$$U_1 = \beta \left\{ {}^1/_8 \frac{q'}{s} \frac{l}{h\,a} \int_0^l y^2\,d\,x + \frac{p}{s} \int_0^l y\,d\,x \right\} \quad \text{oder:}$$

412 $$U_1 = \beta \left\{ {}^1/_{15} \frac{q'}{s} \frac{h}{a} l^2 + {}^2/_3 \frac{p}{s} h\,l \right\}$$

Den Beiwert β kann man auch hier im Mittel zu 1,5 annehmen.

Die vorstehende Gleichung verliert ihre Gültigkeit, wenn sich der Rauminhalt der Vertikalen auf Grund der vollen Belastung des Trägers mit $p + q'$ für das laufende Meter gröfser als auf Grund der hier eingeführten einseitigen Last ergiebt, wenn also:

$${}^2/_3 \frac{q'}{s} l h > {}^1/_{15} \frac{q'}{s} \frac{h}{a} l^2 \quad \text{oder}$$

$$\frac{a}{l} > {}^1/_{10}.$$

Falls letzteres Verhältnis zwischen der Feldlänge und der Stützweite des Trägers stattfindet, ist daher der Inhalt der Vertikalen auch bei einfachen steifen Diagonalen nach der Gleichung Nr. 411 zu berechnen.

B. Der Untergurt ist parabolisch.

Im vorliegenden Falle ergiebt sich die gröfste Druckkraft in den Vertikalen bei einfachen steifen oder gekreuzten schlaffen Diagonalen ebenso grofs wie die vorhin berechnete gröfste Zugkraft, nämlich:

$$V = {}^1/_8 q' \frac{l}{h} y + p a.$$

Der gesamte Rauminhalt der Vertikalen wird daher durch die Gleichung Nr. 411 bestimmt, wenn $\frac{a}{l} \geqq {}^1/_{10}$, und durch Nr. 412, wenn $\frac{a}{l} \leqq {}^1/_{10}$; hierbei ist zu beachten, dafs sich β hier nicht auf Zug, sondern auf Druck bezieht und für mittlere Stützweiten den Wert 2,5 bis 3,0 hat.

3. Rauminhalt der Diagonalen.

Das Eigengewicht des Überbaues hat auf die Spannung der Diagonalen keinen Einfluſs und ist daher nur die Betriebslast zu berücksichtigen. Die gröfste Stabkraft einer unter dem $< \varphi$ zur Wagerechten verlaufenden Diagonale beträgt daher: $V' : sin\,\varphi$, und der Reininhalt: $\frac{V'}{s} \frac{y}{sin^2 \varphi} = \frac{V'}{s\,y}(a^2 + y^2)$ oder, da $V' = {}^1/_8 q' l \frac{y}{h}$ ist: ${}^1/_8 \frac{q'}{s} \frac{l}{h} (a^2 + y^2)$. Auf das laufende Meter des Trägers zurückgeführt, ergiebt sich hiernach für den Inhalt einer Diagonalschar:

$$u_2 = {}^1/_8 \frac{q'}{s} \frac{l}{h} \frac{a^2 + y^2}{a}$$

Hat nun der Träger in jedem Felde gekreuzte schlaffe Diagonalen, deren Querschnittsbeiwert δ beträgt, so folgt für den gesamten Rauminhalt derselben:

413 $$U_2 = \frac{\delta}{4} \frac{q'}{s} \frac{l}{h\,a} \int_0^l (a^2 + y^2)\,dx = \delta\, l^2 \frac{q'}{s} \left({}^1/_4 \frac{a}{h} + {}^2/_{15} \frac{h}{a} \right)$$

Sofern die Felder mit einfachen steifen Diagonalen versehen sind, nimmt die Gleichung für den Gesamtinhalt der Diagonalen die Form an:

414 $$U_2 = \delta\, l^2 \frac{q'}{s} \left({}^1/_8 \frac{a}{h} + {}^1/_{15} \frac{h}{a} \right),$$

worin der Beiwert δ auf Druck zu beziehen ist.

Der gesamte Rauminhalt des parabolischen Bogensehnenträgers mit parabolischem Obergurt und gekreuzten schlaffen Diagonalen hat dem Vorstehenden zufolge den Wert:

$$\Sigma U = \alpha \frac{p + q}{s} l^2 \left({}^1/_4 \frac{l}{h} + {}^2/_3 \frac{h}{l} \right) + {}^2/_3 \beta \frac{p + q'}{s} l h + \delta\, l^2 \frac{q'}{s} \left({}^1/_4 \frac{a}{h} + {}^2/_{15} \frac{h}{a} \right),$$

oder nach Potenzen von h geordnet:

$$\Sigma U = \frac{l^2}{4s} [\alpha (p + q) l + \delta q' a] \frac{1}{h} + \frac{2}{3s} \left[\alpha (p + q)\, l + \beta (p + q')\, l + \frac{\delta}{5} \frac{q'}{a} l^2 \right] h.$$

Aus vorstehender Gleichung ergiebt sich für den Kleinstwert des Rauminhaltes, wenn man die Trägerhöhe h als veränderlich, sämtliche übrigen Gröfsen aber als unveränderlich annimmt:

$$\frac{d\,\Sigma\,U}{dh} = 0 = -\frac{l^2}{4}\,[\alpha(p+q)\,l + \delta\,q'\,a]\,\frac{1}{h^2} + {}^2/_3\left[\alpha(p+q)\,l + \beta\,(p+q')\,l + \frac{\delta}{5}\,\frac{q'}{a}\,l^2\right],$$

mithin:

415
$$\frac{h}{l} = 0{,}612\,\sqrt{\frac{1 + \frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{a}{l}}{1 + \frac{\beta}{\alpha}\,\frac{p+q'}{p+q} + {}^1/_5\,\frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{l}{a}}}$$

Bei n gleichen Feldern des Trägers kann man setzen: $\frac{a}{l} = \frac{1}{n}$; $\frac{l}{a} = n$; folglich:

415a
$$\frac{h}{l} = 0{,}612\,\sqrt{\frac{1 + \frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{1}{n}}{1 + \frac{\beta}{\alpha}\,\frac{p+q'}{p+q} + {}^1/_5\,\frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,n}}$$

Das günstigste Pfeilverhältnis des parabolischen Bogensehnenträgers ergiebt sich also, ebenso wie dasjenige des Parallelträgers, um so kleiner, je gröfser man die Anzahl der Felder des Trägers wählt.

In derselben Weise erhält man für das günstigste Pfeilverhältnis des Trägers bei parabolischem Obergurte und einfachen steifen Diagonalen, sofern $\frac{a}{l} \leqq {}^1/_{10}$:

416
$$\frac{h}{l} = 0{,}612\,\sqrt{\frac{1 + {}^1/_2\,\frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{1}{n}}{1 + {}^1/_{10}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{\beta+\delta}{\alpha}\,n + \frac{\beta}{\alpha}\,\frac{p}{p+q}}}$$

Ist dagegen $\frac{a}{l} > {}^1/_{10}$, so gilt für $\frac{h}{l}$:

417
$$\frac{h}{l} = 0{,}612\,\sqrt{\frac{1 + {}^1/_2\,\frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,\frac{1}{n}}{1 + \frac{\beta}{\alpha}\,\frac{p+q'}{p+q} + {}^1/_{10}\,\frac{\delta}{\alpha}\,\frac{q'}{p+q}\,n}}$$

Bei geradliniger Anordnung des Obergurtes und einfachen steifen Diagonalen in den Feldern erhält man für das günstigste Pfeilverhältnis denselben Wert, wie in der Gleichung Nr. 416, bezw. 417 angegeben. Die Querschnittsbeiwerte β und δ sind aber auf Druck zu beziehen und für mittlere Spannweite zu 2,5 bis 3 anzunehmen.

Beispiel. Wie grofs hat man das Pfeilverhältnis der parabolischen Bogensehnenträger einer zweigleisigen flufseisernen Vollbahnbrücke von 50 m Stützweite zu machen, wenn jedes Trägerfeld gekreuzte schlaffe Diagonalen besitzt und folgende Belastungs- und Querschnittsverhältnisse stattfinden:

$$p = 2{,}3\,;\, q = 4{,}8\,;\, q_1 = 5{,}4 \text{ Tonnen für das Meter und Gleis;}$$

$$\alpha = \frac{1{,}25 + 1{,}15}{2} = 1{,}2,\quad \beta = 1{,}5,\quad \delta = 1{,}15.$$

Man hat hier nach der Gleichung Nr. 415a:

$$\frac{h}{l} = 0{,}612 \sqrt{\frac{1 + 0{,}729 : n}{2{,}356 + 0{,}146\, n}}.$$

In der nachfolgenden Tabelle sind für einige Werte von n die zugehörigen günstigsten Pfeilverhältnisse, sowie die Trägergewichte unter Einführung einer zulässigen Beanspruchung von $s = 8500$ t/qm und eines Einheitsgewichtes von 7,85 Tonnen für 1 cbm Flufseisen berechnet:

$n =$	5	6	8	10	12	14	Anzahl der Felder
$h : l =$	0,37	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	Günstigstes Pfeilverhältnis
$\Sigma G =$	30,19	30,54	31,39	32,48	33,51	34,55	Gewicht eines Hauptträgers in Tonnen.

Wir sehen aus dieser Tabelle, dafs der Kleinwert des Trägergewichtes nur langsam mit der Anzahl der Felder wächst.

Verglichen mit dem Paralleltäger, ist das günstigste Pfeilverhältnis des parabolischen Bogensehnenträgers erheblich gröfser. Pfeilverhältnisse von 1:3 oder 1:4 wird man indessen im allgemeinen nicht ausführen, indem mit denselben eine nicht unbeträchtliche Vergröfserung des Gewichtes der Querausteifungen des Überbaues und ein wenig gefälliges Aussehen der Hauptträger verbunden sind. Nur in dem Falle, dafs infolge der grofsen Trägerhöhen noch obere Querriegel zur Verbindung der Hauptträger möglich werden, können die erwähnten Pfeilverhältnisse in Frage kommen.

Was im vorstehenden über das günstigste Pfeilverhältnis des parabolischen Bogensehnenträgers gesagt ist, gilt auch von den übrigen Sehnenträgern.

III. Der parabolische Fischträger.

1. Rauminhalt der Gurtungen.

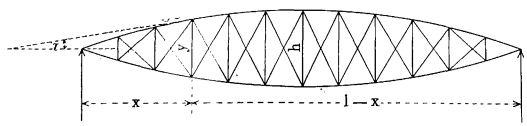
Unter Anwendung der früheren Bezeichnungen hat man für den Horizontalschub im Bogen bei voller Belastung des Trägers mit $p + q$ Tonnen für das Meter:

$$H = {}^1/_8 (p + q)\, \frac{l^2}{h}$$

Ferner ergiebt sich für den senkrechten Querschnitt einer Gurtung (vergl. S. 459) ohne Rücksicht auf Nietschwächung u. s. w.:

$$F_y = \frac{H}{s \cos^2 \tau} = \frac{H}{s} (1 + \tan^2 \tau),$$

Fig. 630.



oder, wenn man die Trägerhöhe im Abstande x vom linken Auflager mit y bezeichnet, da alsdann $y = \frac{4h}{l^2} x (l - x)$, $\tan \tau = {}^1/_2 \frac{dy}{dx} = \frac{2h}{l^2} (l - 2x)$:

$$F_y = \frac{H}{s} \left\{ 1 + \frac{4h^2}{l^4} (l - 2x)^2 \right\}.$$

Der Rauminhalt beider Gurtungen zusammengenommen beträgt daher, wenn der mittlere Querschnittsbeiwert die Gröfse α hat:

$$U = 2\,\frac{\alpha H}{s}\int_0^l \left\{1 + \frac{4h^2}{l^4}(l - 2x)^2\right\} dx = \frac{\alpha H}{s}\left(2l + {}^8/_3\,\frac{h^2}{l}\right)$$

Beim Bogensehnenträger ergab sich für den Rauminhalt der Gurtungen:

$$U = \frac{\alpha H}{s}\left(2l + {}^{16}/_3\,\frac{h^2}{l}\right)$$

Gleiche Querschnittsbeiwerte vorausgesetzt, verhalten sich daher die Rauminhalte der Gurtungen beider Träger wie:

$$\frac{U_{Fischträger}}{U_{Sehnenträger}} = \frac{2l + {}^8/_3\,\frac{h^2}{l}}{2l + {}^{16}/_3\,\frac{h^2}{l}} = \frac{1 + {}^4/_3\,\frac{h^2}{l^2}}{1 + {}^8/_3\,\frac{h^2}{l^2}}$$

Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:

$\frac{h}{l} =$	$^1/_4$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^1/_7$	$^1/_8$	$^1/_9$	$^1/_{10}$
$U_{Fischträger} : U_{Sehnenträger} =$	0,93	0,95	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99

Unter sonst gleichen Verhältnissen gewähren demnach die Gurtungen des parabolischen Fischträgers gegenüber denjenigen des Sehnenträgers eine Eisenersparnis von 7 bis 1 vom Hundert.

2. Rauminhalt des Fachwerkes.

Derselbe ist ungefähr ebensogrofs wie bei dem Sehnenträger gleicher Stützweite und Pfeilhöhe.

Das günstigste Pfeilverhältnis des parabolischen Fischträgers hinsichtlich des Eisenaufwandes ist etwa dasselbe wie das des Sehnenträgers gleicher Stützweite.

Im ganzen genommen tritt bei dem parabolischen Fischträger gegenüber dem Sehnenträger im allgemeinen keine Eisenersparnis ein, weil bei der Anordnung der Fahrbahn unter oder über den Hauptträgern besondere Hängestangen oder Ständer zur Übertragung der Fahrbahnlast auf die Hauptträger nötig werden und weil ferner besondere Gurtungen für den Windstrebenverband der Fahrbahn ausgeführt werden müssen. Die angehängte oder aufgesattelte Fahrbahn hat dagegen den Vorteil, dafs sie die Dehnungen der Hauptträger nur in sehr untergeordnetem Grade hindert.

Der Paulische Träger beansprucht ungefähr denselben Eisenaufwand wie der parabolische Fischträger und erreicht bei den gleichen Pfeilverhältnissen den Kleinstwert desselben.

§. 100.

Einfluſs der Feldlänge auf die Eisenmenge der Hauptträger und des Fahrbahngerippes einer Fachwerkbrücke.

Die Feldlänge der Hauptträger einer Fachwerkbrücke ist von wesentlichem Einfluſs auf den Eisenaufwand für die Gitterwand der Hauptträger, das Fahrbahngerippe, sowie den Windstrebenverband; weniger grofs ist der genannte Einfluſs auf den Inhalt der Gurtungen

der Hauptträger. In der nachfolgenden Untersuchung soll daher auf letztere keine Rücksicht genommen werden. Bezeichnet:

G_1, G_2 das Gesamtgewicht der Vertikalen, bezw. Diagonalen der Hauptträger des Überbaues, in Tonnen;

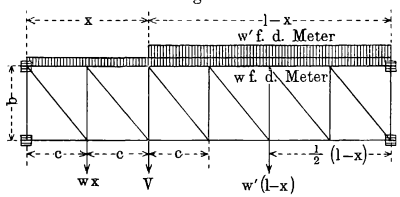
G_3, G_4 das Gewicht des Fahrbahngerippes, bezw. des Windstrebenverbandes, in Tonnen,

so folgt für den Kleinstwert des Gewichtes der vorstehend aufgeführten Brückenteile, wenn man die Feldlänge der Hauptträger als veränderlich, alle übrigen bestimmenden Gröfsen aber als unveränderlich annimmt:

$$\frac{d\,\Sigma\,G}{d\,a} = 0 = \frac{d\,G_1}{d\,a} + \frac{d\,G_2}{d\,a} + \frac{d\,G_3}{d\,a} + \frac{d\,G_4}{d\,a}$$

Das Gewicht G_1 der Vertikalen und G_2 der Diagonalen läfst sich für Parallel- und parabolische Bogensehnen- und Fischträger leicht auf Grund des vorigen Paragraphen bestimmen und giebt über das Gewicht G_3 des Fahrbahngerippes (§. 85) nähere Auskunft; es bleibt daher noch übrig, das Gewicht G_4 der Windstreben zu ermitteln.

Fig. 631.



Setzen wir voraus, dafs die Querträger gleichzeitig die Steifen des Windverbandes bilden, so folgt, wenn bezeichnet (Fig. 631):

l die Stützweite der Hauptträger, in m;

b den Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte der Gurtungen, in m;

c die Feldlänge des Windstrebenverbandes, in m;

w, w' den für die Ansichtsfläche des Überbaues, bezw. des Wagenzuges in Frage kommenden Winddruck, in Tonnen für das laufende Meter des Überbaues;

s die zulässige Beanspruchung, in t/qm;

V die gröfste, dem Winddrucke entsprechende Querkraft in einem beliebigen Trägerfelde, in Tonnen;

ξ den Querschnittsbeiwert der Diagonalen des Windverbandes:

$$V = {}^1/_2 \left\{ w\,(l - 2\,x) + \frac{w'}{l}\,(l - x)^2 \right\}$$

Sofern nun in jedem Felde der Länge c gekreuzte schlaffe Diagonalen vorhanden sind, ergiebt sich für das Gewicht der Winddiagonalen (vergl. S. 457), da 1 cbm Flufseisen 7,85 t wiegt:

$$G_4 = 4 \cdot 7{,}85\,\frac{\xi}{s}\left(\frac{b}{c} + \frac{c}{b}\right)\int_0^{{}^1/_2 l} V\,dx = 7{,}85\,\frac{\xi\,l^2}{s}\,({}^1/_2\,w + {}^7/_{12}\,w')\left(\frac{b}{c} + \frac{c}{b}\right), \quad \text{oder:}$$

418
$$G_4 = \frac{\xi\,l^2}{s}\,(3{,}93\,w + 4{,}58\,w')\left(\frac{b}{c} + \frac{c}{b}\right)$$

Den gröfsten Winddruck kann man unter der Voraussetzung, dafs sich Wagen auf dem Überbau befinden, zu 0,15 t für das Quadratmeter der gedrückten Fläche annehmen und demgemäfs für w setzen, wenn die in Frage kommende Ansichtsfläche des Überbaues einem Rechtecke der Länge l und Höhe d (in m) gleichkommt:

$$w = 0{,}15\,d.$$

Der Druck des Windes auf den Wagenzug beträgt in runden Zahlen:

$w' = 0{,}45$ t für das laufende Meter der Eisenbahnbrücken,
$w' = 0{,}30$ t „ „ „ „ „ Strafsenbrücken.

Das Gesamtgewicht der gekreuzten schlaffen Winddiagonalen einer Eisenbahnbrücke beläuft sich daher auf:

418a
$$G_4 = \frac{\xi l^2}{s}(2 + 0{,}6\,d)\left(\frac{b}{c} + \frac{c}{b}\right)$$

Beispiel. Wie grofs hat man die Feldlänge einer eingleisigen, flufseisernen Fachwerkbrücke mit Parallelträgern von 50 m Stützweite zu machen, damit bei den weiter unten angegebenen Bau- und Belastungsverhältnissen das Gesamtgewicht des Fachwerkes der Hauptträger, des Fahrbahngerippes und der Windstrebenverbände den Kleinstwert erreicht?

Der Abstand der Hauptträger betrage von Mitte zu Mitte der Gurtungen $b = 4{,}5$ m, ihre Pfeilhöhe $h = 6{,}0$ m und liege das aus Quer- und Schwellenträgern gebildete Fahrbahngerippe zwischen den Hauptträgern in Höhe der unteren Gurtungen derselben. Das Gleis ruhe auf 0,8 m voneinander abstehenden hölzernen Querschwellen von 0,22 0,26 m Querschnitt und werde zwischen den Fahrschienen durch einen 7,5 cm starken Bohlenbelag abgedeckt.

Zur Aussteifung gegen Winddruck seien zwei Verbände angebracht, von denen der eine in der Ebene der unteren, der andere in der Ebene der oberen Gurtungen der Hauptträger liege. Der untere Verband bestehe aus gekreuzten schlaffen Diagonalen zwischen je zwei aufeinander folgenden Querträgern, der obere aus ebensolchen Diagonalen zwischen Querriegeln, welche die einander gegenüberstehenden Vertikalen verbinden.

Die metrische Eigen- und Betriebslast, sowie die zulässige Beanspruchung der Hauptträger, betrage:

$p = 2{,}3$, $q' = 5{,}2$ t für das Meter und Gleis;
$s = 8{,}500$ t/qm.

Endlich werde noch der Querschnittsbeiwert für die Vertikalen und Diagonalen der Hauptträger zu $\beta = 3$, bezw. $\delta = 1{,}15$, und derjenige für die Diagonalen der Windstrebenverbände zu $\xi = 1{,}3$ angenommen; ferner das Gewicht von 1 cbm Flufseisen zu 7,85 t.

Dem Vorstehenden zufolge hat man für die Gewichte der in Frage kommenden Brückenteile:

1. Gesamtgewicht der Vertikalen beider Hauptträger gemäfs der Gleichung Nr. 407:

$$G_1 = 7.85\,\frac{\beta l^2}{s a}(0{,}25\,p + 0{,}30\,q')\,h = 7{,}85\,\frac{3 \cdot 50^2}{8500\,a}(0{,}25 \cdot 2{,}3 + 0{,}3 \cdot 5{,}2)\,6,$$

$$G_1 = 88{,}73\,\frac{1}{a}$$

2. Gesamtgewicht der Diagonalen beider Hauptträger gemäfs der Gleichung Nr. 408:

$$G_2 = 7{,}85\,\frac{\delta l^2}{s}(0{,}21\,p + 0{,}33\,q')\left(\frac{h}{a} + \frac{a}{h}\right) = 7{,}85\,\frac{1{,}15 \cdot 50^2}{8500}(0{,}21 \cdot 2{,}3 + 0{,}33 \cdot 5{,}2)\left(\frac{6}{a} + \frac{a}{6}\right),$$

$$G_2 = 35{,}03\,\frac{1}{a} + 0{,}97\,a.$$

3. Gewicht der Quer- und Schwellenträger. Dasselbe beträgt gemäfs der Gleichung Nr. 322, bezogen auf Tonnen:

$$G_3 = \left(89 + 48\,a + \frac{508}{a}\right)\frac{l}{1000} = \left(89 + 48\,a + \frac{508}{a}\right)\frac{50}{1000},$$

$$G_3 = 4{,}45 + 2{,}4\,a + 25{,}4\ \frac{1}{a}$$

4. Gewicht der Windstrebenverbände. Zu dem in der Gleichung 418a angegebenen Gewichte haben wir im vorliegenden Falle einen Zusatz zu machen, indem die oberen Querriegel nicht berücksichtigt sind. Nehmen wir das Gewicht eines derselben nebst Eckversteifung zu 0,25 t an, so beläuft sich das Gesamtgewicht der Querriegel auf $0{,}25\ \frac{l}{a}$ und dasjenige der beiden Windstrebenverbände einschl. der letzteren auf: $G_4 = 0{,}25\ \frac{l}{a} + \frac{\xi l^2}{s}(2 + 0{,}6\,d)\left(\frac{b}{c} + \frac{c}{b}\right)$ oder, da hier $c = a$ und $d = 2{,}0$ m:

$$G_4 = 0{,}25\ \frac{l}{a} + 3{,}2\ \frac{\xi l^2}{s}\left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right) = 0{,}25\ \frac{50}{a} + 3{,}2\ \frac{1{,}3\ 50^2}{8500}\left(\frac{4{,}5}{a} + \frac{a}{4{,}5}\right),$$

$$G_4 = 18{,}01\ \frac{1}{a} + 0{,}27\,a.$$

Das Gesamtgewicht der in Rede stehenden Brückenteile berechnet sich aus den vorstehenden Einzelwerten zu:

$$\Sigma G = 4{,}45 + 167{,}17\ \frac{1}{a} + 3{,}64\,a$$

Der Kleinstwert tritt demnach ein, wenn:

$$\frac{d\Sigma G}{da} = 0 = -\ 167{,}17\ \frac{1}{a^2} + 3{,}64, \quad \text{mithin:}$$

$$a = \sqrt{\frac{167{,}17}{3{,}64}} = 6{,}78\ \text{m},$$

welcher Feldlänge das Gewicht $\Sigma G = 53{,}79$ t entspricht.

Zum Vergleiche mit dem Kleinstwerte sind in nachstehender Tabelle noch für einige andere Feldlängen die zugehörigen Werte von ΣG berechnet:

				*			
Feldlänge a =	4	5	6,25	6,78	7	8	Meter
ΣG =	60,80	56,08	53,95	53,79	53,81	54,47	Tonnen

Es würde sich hiernach empfehlen, dem Hauptträger acht Felder, je 6,25 m Länge, zu geben; da jedoch letztere Feldlänge etwa noch einmal so grofs ist als die dem Kleinstwerte für das Gewicht des Bahngerippes entsprechende (vergl. S. 371), so läfst sich noch dadurch eine nicht unwesentliche Eisenersparnis herbeiführen, dafs man die Hauptträger mit einem zweifachen Fachwerke von 6,25 m Feldlänge für jedes der beiden Diagonalsysteme versieht oder mit halben Diagonalen der Feldlänge $a = 1/2\ 6{,}25 = 3{,}125$ m.

Im ersteren Falle bleibt das Gewicht der Hauptträger gegenüber der Anordnung mit einfachem Diagonalensysteme von 6,25 m Feldlänge etwa dasselbe. Um das Gewicht des Bahngerippes und der Windverbände zu erhalten, hat man in den Ausdrücken für G_3 und G_4 die Feldlänge a durch $1/2\,a$ zu ersetzen und demgemäfs zu schreiben:

$G_1 = \frac{88{,}73}{6{,}25}$ 14,20 t | $G_3 = 4{,}45 + 2{,}4\ \frac{6{,}25}{2} + \frac{50{,}8}{6{,}25}$ 20,08 t

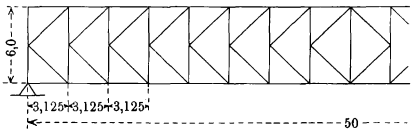
$G_2 = \frac{35{,}03}{6{,}25} + 0{,}97\ 6{,}25$ 11,66 t | $G_4 = \frac{36{,}02}{6{,}25} + 0{,}27\ \frac{6{,}25}{2}$ 6,60 t

$G_1 + G_2 = 25{,}86$ t | $G_3 + G_4 = 26{,}68$ t

Die Summe der vorstehenden Gewichte beläuft sich auf 52,54 t, während sie bei Hauptträgern mit einfachem Fachwerke 53,95 t betrug; man spart also durch Verwendung des Doppelfachwerkes 1,41 t Eisen, hat aber den Nachteil der statischen Unbestimmtheit der Hauptträger.

Das Fachwerk mit halben Diagonalen (Fig. 632) hat diesen Übelstand nicht und gewährt aufserdem gegenüber dem Doppelfachwerke eine Eisenersparnis. Letztere läfst sich mit genügender Genauigkeit nach der auf S. 453 angegebenen Tabelle beurteilen und beträgt, da im vorliegenden Falle $a:h = 1:2$ (angenähert), $\gamma_1 = 1{,}5$, $\gamma_2 = 2{,}1$, $\delta = 1{,}15$, $\gamma = \beta = 3$ gesetzt werden kann, 10 vom Hundert des Gewichtes des Doppelfachwerkes.

Fig. 632.



Das Gesamtgewicht des Fachwerkes mit halben Diagonalen der beiden Hauptträger, des Fahrbahngerippes und der Windstreben beläuft sich daher auf:

$\Sigma G = 0{,}9\ 25{,}86 + 26{,}68 = 50$ t (abgerundet),

also 3,95 t weniger als dasjenige bei einfachem und 2,54 t weniger als bei zweifachem Fachwerke der Hauptträger.

§. 101.

Stofs der Gurtungen der gegliederten Balkenträger.

Die Zusammensetzung der Gurtquerschnitte aus Flach- und Formeisen ist in Kapitel IV näher besprochen; es soll daher im nachfolgenden die Form der Gurtquerschnitte als bekannt vorausgesetzt und nur die Anordnung und Lage der Stöfse der die Gurtung bildenden Stäbe einer Betrachtung unterworfen werden. Als Hauptgesichtspunkte kommen in dieser Beziehung die folgenden in Betracht:

1. Die Schwerlinie der Gurtung soll am Stofse keine Verschiebung erleiden, da sonst ein seitlicher, Biegungsspannungen erzeugender Kräfteangriff entsteht. Namentlich ist eine Verschiebung der Schwerlinie parallel zur Wand der gedrückten, seitlich nicht abgestrebten Gurtungen wegen der Vergröfserung der Zerknickungsgefahr zu vermeiden. Dieser Fall tritt z. B. ein bei den oberen Gurtungen der Hauptträger von Balkenbrücken, wenn die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt und die Trägerhöhe für die Anbringung oberer Querriegel nicht ausreicht.

Die Deckung der Stöfse mufs daher symmetrisch zu der genannten Schwerlinie erfolgen, ebenso die Verstärkung des Querschnittes.

2. Die Stöfse sind so zu decken, dafs die Stofsfugen den Witterungseinflüssen entzogen sind. In vielen Fällen wird daher eine zweiseitige Deckung der Stöfse angezeigt sein.

3. Wenn der Gurtquerschnitt aus mehreren Eisenstäben gebildet wird, empfiehlt es sich, alle Stäbe in ein und demselben Querschnitt zu stofsen, vorausgesetzt, dafs die Niete keine zu grofse Länge erhalten und Schwierigkeiten in der Ausführung der Knotenpunkte nicht entstehen.

Läfst man einzelne Stäbe ungestofsen durchgehen, so werden dieselben am Stofse mehr beansprucht als die übrigen, da in den Vernietungen schon bei Beanspruchungen von 700 kg/qcm an geringe Gleitungen eintreten.

4. Die Stöfse sind möglichst in die Knotenpunkte der Hauptträger zu legen, um Unregelmäfsigkeiten in der Nietteilung thunlichst an diesen Punkten zu vereinigen und die Gurtung auf eine oder mehrere Feldlängen in der Fabrik fertig herstellen zu können.

5. Im allgemeinen sind die den Gurt bildenden Teile nicht über 8 m lang anzunehmen, indem sonst das Hinschaffen derselben zu den Arbeitsmaschinen und das Hantieren bei der Bearbeitung umständlich wird. Falls die Teile überseeisch versandt werden, sind die gröfsten Stablängen in Rücksicht auf den beschränkten Raum in den Schiffen oft kleiner als 8 m zu bemessen.

Einzelheiten der Stöfse.

1. Stofs der Stehbleche in vieleckigen Gurtungen.

Um die gegenseitige Neigung der Stehbleche in zwei aufeinander folgenden Trägerfeldern herzustellen, stöfst man dieselben in den einzelnen Knotenpunkten. Das Biegen der Bleche kann hier nicht in Frage kommen, indem dasselbe sehr kostspielig und bei breiten Blechen kaum ausführbar sein würde. Für die Stofsdeckung ist hauptsächlich die Gröfse des Vieleckwinkels und der Gesichtspunkt mafsgebend, dafs sich die Niete gut einschlagen und in geradlinigen Reihen möglichst regelmäfsig anordnen lassen. Die Ausführung hat man, je nach den Umständen, wie folgt bewirkt:

a) Die Stehbleche treten auf Gehrung zusammen und wird die Stofsfuge durch einfache oder doppelte Laschen, bezw. Anschlufsbleche gedeckt. Gurtungen mit nur einem Stehblech erheischen eine doppelte Deckung des letzteren, um seitliche Kräfteangriffe zu vermeiden.

Fig. 633.

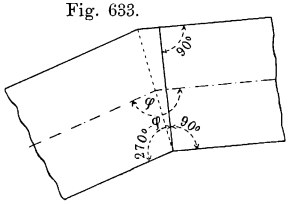
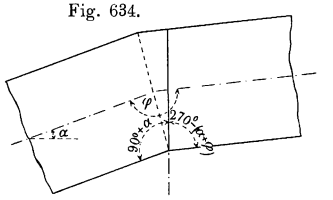
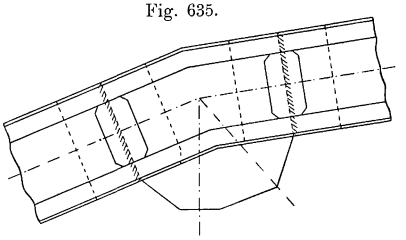


Fig. 634.



b) Das eine Stehblech wird rechtwinklig, das andere unter dem zugehörigen Ergänzungswinkel zum Winkel des Vieleckes abgeschnitten (Fig. 633). Durch dieses Verfahren wird die Ausführung etwas vereinfacht.

Fig. 635.



c) Der Stofs der Stehbleche wird in Richtung der Mittellinie der Vertikale gelegt (Fig. 634 und 638).

d) Im Knotenpunkte tritt an die Stelle des Stehbleches die Anschlufsplatte für das Gitterwerk. Zur Deckung der Stöfse dienen einfache oder doppelte Laschen (Fig. 635). Statt eines durch den Eckpunkt des Vieleckes gehenden Stofses sind im vorliegenden Falle zwei Stöfse vorhanden, welche aufserhalb desselben liegen. Hiermit ist der Vorteil verbunden, dafs sich die in dem Knotenpunkte erforderlichen Anschlufs- und Stofsniete leichter regelrecht unterbringen lassen, indem der mittlere Teil der Anschlufsplatte für den Anschlufs von Quer-

verbindungen und Gitterstäben der Hauptträgerwand freibleibt und die beiden ersteren Teile die Stofsniete für die Stehbleche aufnehmen.

Sofern die Stofsdeckung der unter a) bis c) aufgeführten Verbindungen einseitig erfolgt, ist es unerläfslich, die Stofsfugen, soweit sie den Witterungseinflüssen zugängig sind, durch besondere Platten zu schliefsen (Fig 638).

2. Stofs der Winkeleisen in vieleckigen Gurtungen.

Es ist nicht erforderlich, die Winkeleisen an jedem Eckpunkte des Gurtungsvieleckes zu stofsen; man kann dieselben vielmehr über einen oder mehrere Eckpunkte ohne Unterbrechung durchgehen lassen, vorausgesetzt, dafs sich hierbei ihre Länge nicht gröfser als 8 m ergiebt. Den in Frage kommenden Winkel des Vieleckes giebt man dem Winkeleisen, sofern derselbe nicht mehr als etwa 15° von 180° abweicht, indem man dasselbe mit Hülfe einer Presse kalt durchdrückt. Die Beanspruchung darf bei dem jedesmaligen Drücken 2200 kg qcm für Schweifseisen und 2500 kg qcm für Flufseisen nicht übersteigen, indem das Eisen sonst in seinem Gefüge leidet. Überschreiten die Abweichungswinkel 15°, so führt man das Durchdrücken im warmen Zustande der Druckstelle aus oder biegt das Winkeleisen im kalten oder warmen Zustande nach einem bestimmten Halbmesser (Taf. L, Fig. 636; Taf. LI, Fig. 637). Bei Verwendung von Flufseisen sind dann die Winkeleisen nach Beendigung der Arbeit in ganzer Länge auszuglühen, um die schädlichen Wirkungen der Blauwärme zu beseitigen. Das Ausglühen ist aber sehr kostspielig und wird deshalb im allgemeinen nur bei kurzen Stäben vorgenommen.

Scharfe Ecken lassen sich mit dem vorstehenden Verfahren nicht erzielen. Sind solche erwünscht, so ordnet man in jedem Eckpunkte des Gurtungsvieleckes einen Stofs in den Winkeleisen an und deckt denselben durch Flacheisen (Fig. 638 und 638 a) oder durch Deckwinkel (Taf. LI, Fig. 642; Taf. LV, Fig. 687; Taf. LVI, Fig. 691). Wenn es die Kraftübertragung gestattet, verwendet man Flacheisen zur Stofsdeckung, indem Deckwinkel teurer zu stehen kommen; es kosten z. B. zur Zeit*) 1000 kg Flacheisen, bezw. Deckwinkel aus Flufseisen 185 M, bezw. 200 M auf dem Walzwerk.

Fig. 638.

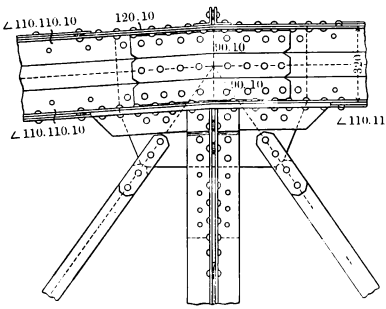
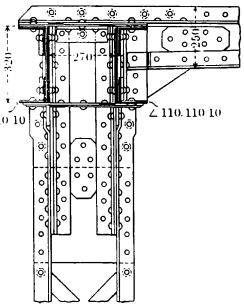


Fig. 638 a.



Überführung der Landstrasse von Mengede nach Waltrop. Dortmund-Emskanal. 1 : 25.

Die Flacheisen legt man, falls es der Gurtungsquerschnitt gestattet, auf die längere Seite der Winkeleisenschenkel, indem sie alsdann ebenso dick wie letztere gemacht werden können und keiner besonderen Bearbeitung bedürfen. An die Stelle der senkrechten Flacheisen tritt bei Gurtungen ohne Stehblech die Anschlufsplatte für das Gitterwerk (Fig. 95 und 95 a, S. 81).

Dieselbe Dicke wie das Winkeleisen erhalten die zur Deckung angewandten Flacheisen auch, wenn das eine die längere, das andere die kürzere Seite des Winkeleisenschenkels deckt

*) Februar 1900.

(Fig. 639); dagegen ergiebt sich die Dicke der Flacheisen gröfser, wenn beide auf der kürzeren Seite der Schenkel liegen (Fig. 640) und man dieselben nicht über letztere hinausreichen lassen will, indem der Nutzquerschnitt beider Flacheisen zusammen gleich dem des Winkeleisens sein mufs. Der durch die Nietschwächung herbeigeführte Querschnittsverlust ist mithin gröfser als bei den vorhin erwähnten Anordnungen.

Fig. 639.

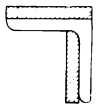
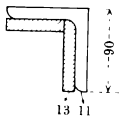


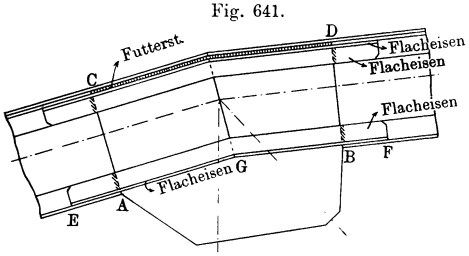
Fig. 640.



Wenn vortretende Platten, als Stofsplatten, Anschlufsplatten u. s. w. in den Knotenpunkten die geradlinige Fortführung der Gurtungswinkeleisen hindern, so empfiehlt es sich im allgemeinen, letztere an diesen Platten aufhören zu lassen und mit Hülfe von Deckwinkeln, gegebenenfalls unter Einlage von Futterstücken, zu übertragen (Taf. LII, Fig. 651 und Fig. 652).

Flacheisen sind zur Stofsdeckung im vorliegenden Falle nicht geeignet, da das zur Übertragung des freiliegenden Winkelschenkels dienende Flacheisen (EGF, Fig. 641) stumpf gegen die genannten Platten tritt und daher Druckkräfte im geraden und Zug- wie Druckkräfte im vieleckigen Gurte ohne Aussteifung nicht übertragen kann; auch würden in kastenförmigen, gemäfs Fig. 641 angeordneten Gurtungen die Deckplatte und Stehbleche auf die Länge der Anschlufsplatte ohne Zusammenhang sein, sofern nicht innere Winkeleisen vorhanden sind.

Fig. 641.



3. Stofs der Deckplatten, der wagerechten Flacheisen u. s. w.

Die Deckung dieser Platten erfolgt im allgemeinen durch einseitig aufgelegte Laschen, seltener durch doppelte Laschen. Bei der Neuerwegsbrücke in Hamburg (Taf. LI, Fig. 642) ist die untere der beiden Deckplatten des kastenförmigen Obergurtes durch doppelte Laschen, welche zugleich als Futterstücke des Universalstofses dienen, gedeckt. Die obere Deckplatte ist dagegen an den Enden letzterer Laschen gestofsen und wird durch ein, sich über den ganzen Knotenpunkt erstreckendes Blech von 1305 mm Länge übertragen.

Das Flacheisen zwischen den beiden Winkeleisen am unteren Rande des Querschnittes ist durch die beiden, dem Universalstofse der Winkeleisen angehörigen Futterstücke gedeckt.

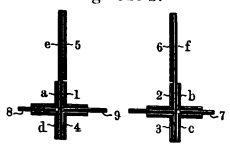
Im vieleckigen Gurte werden die Decklaschen entsprechend dem Vieleckwinkel gebogen oder durchgedrückt, wenn der Plattenstofs im Eckpunkte selbst liegt.

Was die Nietzahl zu jeder Seite des Stofses anlangt, so ist dieselbe auf Grund des zu übertragenden Netzquerschnittes zu bestimmen. Das Nähere hierüber ist in §§. 17 und 18, sowie §. 104 an einigen Beispielen auseinandergesetzt.

4. Stofsschema.

Zur besseren Übersicht über die Lage der Stöfse in den einzelnen Gurtungsteilen stellt man ein sog. Stofsschema auf. Dasselbe besteht aus parallelen rechteckigen Streifen, von denen jeder einem Gurtungsteile zugeordnet ist und in welchen die Knotenpunkte durch Querlinien angegeben sind (Fig. 643).

Fig. 643b.



Stofsschema der unteren geradlinigen Gurtung der Brücke über die Kahnfahrt in der Eisenbahnlinie Berlin-Stargart.

Fig. 643.

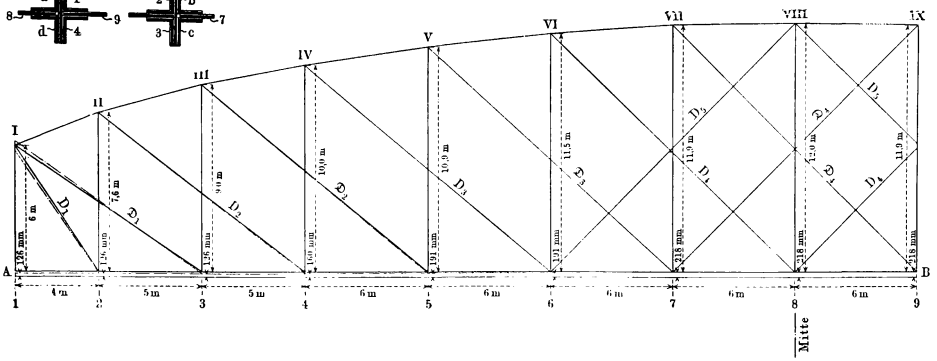
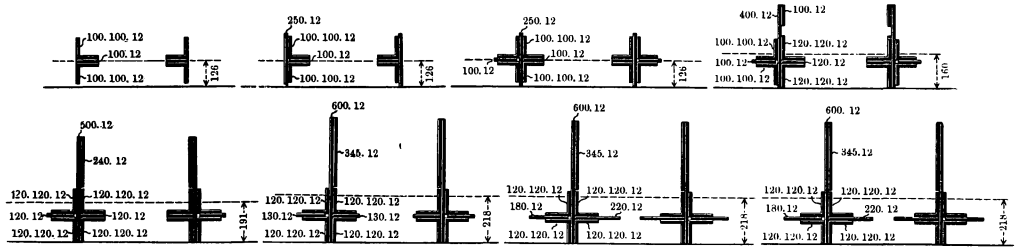


Fig. 643a.



Erforderlicher Querschnitt in qcm		0	76,0	205,2	296,2	366,7	416,2	445,4	445,4
Winkeleisen	*a*			100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*b*			100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*c*			100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*d*			100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
Vertikalplatte	*e*		250. 12.	250. 12.	400. 12.	500. 12.	600. 12.	600. 12.	600. 12.
„	*f*		250. 12.	250. 12.	400. 12.	500. 12.	600. 12.	600. 12.	600. 12.
Winkeleisen	*1*	100. 100. 12.	100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*2*	100. 100. 12.	100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*3*	100. 100. 12.	100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
„	*4*	100. 100. 12.	100. 100. 12.	100. 100. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.	120. 120. 12.
Vertikalplatte	*5*				100. 12.	240. 12.	345. 12.	345. 12.	345. 12.
„	*6*				100. 12.	240. 12.	345. 12.	345. 12.	345. 12.
Horizontalplatte	*7*			100. 12.	100. 12.	120. 12.	130. 12.	180. 12.	180. 12.
„	*8*			100. 12.	100. 12.	120. 12.	130. 12.	180. 12.	180. 12.
„	*9*	2 (100. 12.)	2 (100. 12.)	2 (100. 12.)	2 (120. 12.)	2 (120. 12.)	2 (130. 12.)	2 (220. 12.)	2 (220. 12.)
Vorhandener Querschnitt in qcm		95,9	143,0	238,6	310,1	379,2	420,7	445,0	445,0

Die Stöfse der nicht im Knotenpunkte selbst, sondern daneben gestofsenen Gurtungsteile sind durch besondere Vertikallinien in vorstehender Tabelle angedeutet.

Bei Trägern mit vieleckiger Gurtung hat man die erwähnten Streifen auch vieleckig, entsprechend dem geometrischen Netze der Gurtung verlaufen lassen. Diese Anordnung zeigt das Stofsschema der Sandbrücke in Hamburg (Fig. 644 und 644a).

Fig. 644.

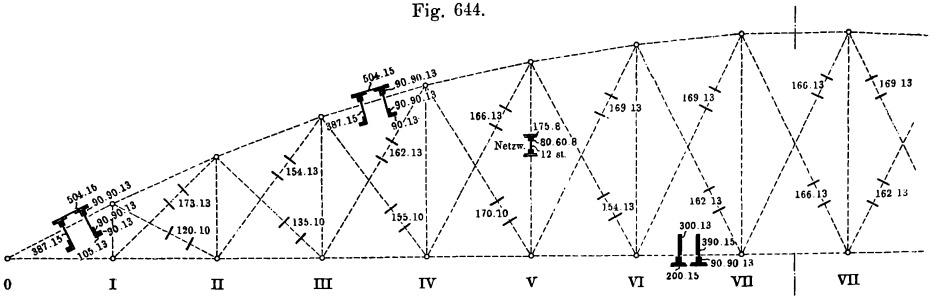
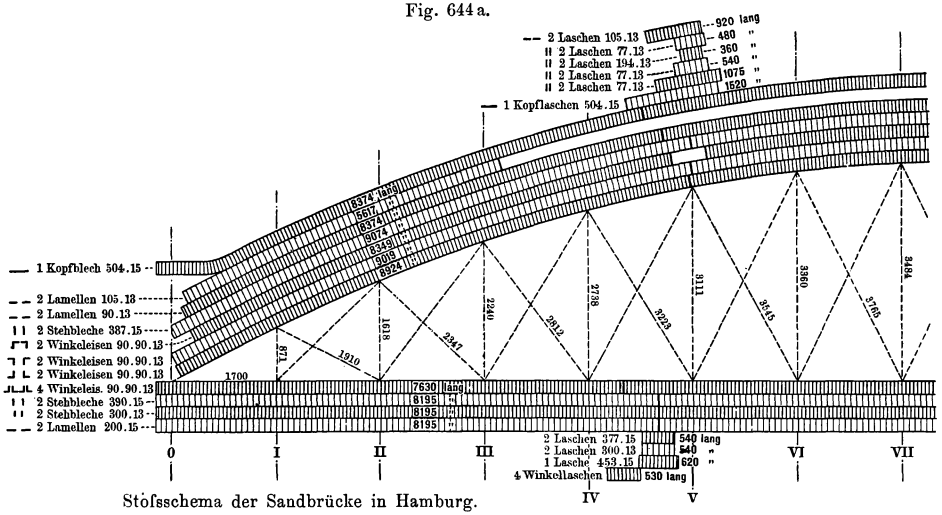


Fig. 644a.



Stofsschema der Sandbrücke in Hamburg.

Die Längen der einzelnen, die Gurtung bildenden Teile sind hier in die zugehörigen Streifen eingeschrieben und die Stofslaschen in ihren Abmessungen angegeben.

§. 102.

Bildung der Spitze eines Bogensehnen- oder Fischträgers. Anschlufs der Endquerträger an die Trägerspitze.

I. Bildung der Trägerspitze (Trägerschnabel).

Wir setzen voraus, dafs die Schwerlinien der die Spitze bildenden Gurtungen sich mit dem Auflagerdrucke in einem Punkte schneiden (vergl. S. 420) und unterscheiden hinsichtlich des Gurtungsquerschnittes die folgenden Anordnungen:

1. Der Gurtungsquerschnitt setzt sich nur aus Winkel-, T- oder]-Eisen zusammen.

Die Verbindung der beiden Gurtungen erfolgt im vorliegenden Falle gewöhnlich mit Hülfe einer Platte, welche bei gleicher Dicke und einseitigem Anschlufs der Formeisen mindestens ebenso dick, und bei zweiseitigem Anschlufs mindestens gleich der doppelten Dicke eines der Eisen zu nehmen ist (Taf. XLVIII, Fig. 491; Taf. LI, Fig. 645 u. 646). Falls die an der Anschlufsplatte liegenden Schenkel der Formeisen verschiedene Dicke haben, empfiehlt es sich, der Plattendicke die beiderseits vorhandene gröfste Schenkeldicke zu Grunde zu legen. Wählt man die Plattendicke kleiner, als im vorstehenden angegeben, so sind bei gleichem Schaftdurchmesser mehr Niete und daher gröfsere Anschlufsplatten erforderlich.

Die Nietzahl zum Anschlufs der Gurtungen richtet sich, abgesehen vom Nietdurchmesser, hauptsächlich danach, ob die Stabkraft ganz oder nur zum Teil auf die Anschlufsplatte übertragen wird und ob der Anschlufs in gerader oder in krummer Linie erfolgt.

Beim geradlinigen Anschlufs und voller Kraftübertragung auf die Anschlufsplatte ergiebt sich die Anzahl der erforderlichen Niete in einfachster Weise aus dem Nutzquerschnitte der Gurtung. So folgt z. B. für die Spitze der Hauptträger der Brücke über den Humboldthafen in der Berliner Stadtbahn (Taf. LI, Fig. 645), deren beide, aus je zwei]-Eisen von 1,3 cm Stegdicke bestehende Gurtungen mit Hülfe von 2,6 cm starken Nieten an die zwischenliegende, 2,6 cm starke Anschlufsplatte genietet sind:

Nietzahl n im Obergurte unter Zugrundelegung eines Nutzquerschnittes der Gurtung von $2(59{,}5 - 2{,}6 \quad 1{,}3) = 112{,}2$ qcm und eines Druckes auf die Lochwandungen gleich dem 1,5 fachen der sonst üblichen Druckspannung: $112{,}2 = n \quad 2{,}6 \quad 2{,}6 \,.\, 1{,}5$, mithin:

$$n = 11{,}1.$$

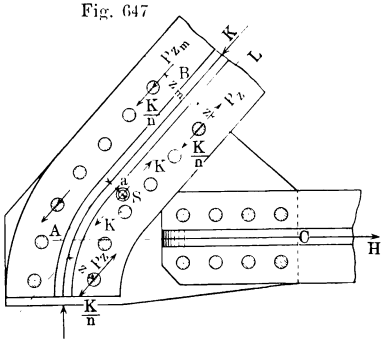
Ausgeführt sind 12 Niete, von denen 8 durch den Steg der]-Eisen gehen und 4 unter Vermittelung von Winkeleisen Druckkräfte aus den Flantschen letzterer Eisen auf die Anschlufsplatte übertragen.

In ähnlicher Weise findet man für die Nietzahl zur Übertragung des Untergurtes, da dieser einen Nutzquerschnitt von 75 qcm hat:

$$n = \frac{75}{2{,}6 \quad 2{,}6 \quad 1{,}5} = 7{,}4.$$

Vorhanden sind 9 Niete.

Fig. 647



Wenn die Übertragung der Gurtung auf die Anschlufsplatte in krummer Linie gemäfs Fig. 647 ausgeführt wird, so läfst sich die Vertheilung der Gurtungskraft K über die Anschlufsniete genau nicht ermitteln. Angenähert kann man die auf ein beliebiges Niet kommende Kraft wie die Spannung eines auf zusammengesetzte Festigkeit beanspruchten Stabes berechnen. Bringt man nämlich im Schwerpunkte S der gesamten Anschlufsniete parallel zur Gurtungskraft K zwei gleiche und entgegengesetzt gerichtete Kräfte K an, so ist hierdurch die Wirkung

der Gurtungskraft auf eine Einzelkraft und ein Kräftepaar zurückgeführt. Von ersterer wollen wir annehmen (da sie im Schwerpunkte angreift), dafs sie sich gleichmäfsig über sämtliche Niete verteilt und von dem Kräftepaare, dafs es auf die Niete parallel zu K gerichtete Druckkräfte überträgt, welche im geraden Verhältnis mit dem Nietabstande von einer Achse $LS \parallel K$ wachsen und entsprechend dem Drehsinne des Momentes auf der einen Seite von LS dieselbe Richtung wie die Gurtungskraft K, auf der anderen aber die entgegengesetzte haben.

Überträgt nun das Moment auf ein Niet in 1 cm Abstand von der Achse LS den Druck P, so hat letzterer in $\pm z$ cm Abstand die Gröfse $\pm Pz$. Gemäfs der Lehre vom Schwerpunkte ist $\Sigma Pz = 0$ und daher die Forderung erfüllt, dafs die algebraische Summe der durch das Moment auf die Niete ausgeübten Pressungen gleich Null sein mufs.

Für die gesamte Anstrengung eines Nietes ergiebt sich, wenn bezeichnet:

a den Abstand des Schwerpunktes S von der Achse LS, in cm;

δ die Dicke der Anschlufsplatte, in cm;

d den Nietdurchmesser, in cm;

s die zulässige Zugspannung der Gurtungen = der zulässigen Abscherungsspannung der Niete, in t/qcm:

$$Ka = P\Sigma z^2, \text{ also } P = \frac{Ka}{\Sigma z^2}$$

Ein im Abstande $\pm z$ von der Achse LS befindliches Niet steht daher unter einem Gesamtdrucke von

$$\frac{K}{n} \pm Pz = \frac{K}{n}\left(1 \pm \frac{nza}{\Sigma z^2}\right)$$

Diese Kraft darf das Niet auf Abscherung und Druck gegen die Lochwandungen nicht über die zulässige Grenze beanspruchen und zwar gilt, wenn der Lochmanteldruck mafsgebend ist und der gröfste positive Nietabstand den Werth z_m hat:

419 $$\frac{K}{nd\delta}\left(1 + \frac{nz_m a}{\Sigma z^2}\right) \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Falls die Abscherungsspannung der Nietberechnung zu Grunde zu legen ist (vergl. S. 56 und 62), ergiebt sich bei ein- bezw. zweischnittigen Nieten:

$$\frac{d^2\pi}{4} s \geqq \frac{K}{n}\left(1 + \frac{nz_m a}{\Sigma z^2}\right), \text{ bezw. } 2\,\frac{d^2\pi}{4} s \geqq \frac{K}{n}\left(1 + \frac{nz_m a}{\Sigma z^2}\right),$$

mithin

420 $$K \leqq \frac{1}{4} \cdot \frac{nd^2\pi s}{1 + \frac{nz_m a}{\Sigma z^2}} \text{ für einschnittige Niete,}$$

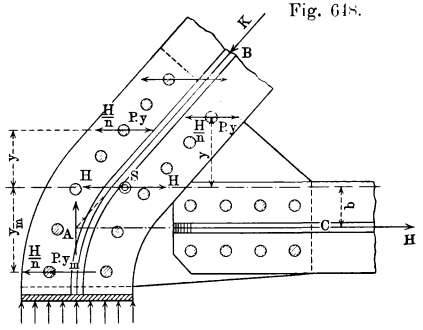
421 $$K \leqq \frac{1}{2} \cdot \frac{nd^2\pi s}{1 + \frac{nz_m a}{\Sigma z^2}} \text{ für zweischnittige Niete.}$$

Die Auflösung vorstehender Gleichung erfolgt auf dem Wege des Probierens.

Zahl der Anschlufsniete in der schräg liegenden Gurtung der Spitze, wenn sich dieselbe stramm gegen den Auflagerkörper des Trägers stützt, die Anschlufsplatte aber nicht aufliegt (Fig. 648).

Bei dieser Art der Verbindung wird die senkrechte Seitenkraft der schrägen Gurtung unmittelbar auf den Lagerkörper des Hauptträgers übertragen, während die wagerechte auf die Anschlufsplatte der Spitze übergeht. Die Vertheilung letzterer Kraft über die Anschlufsniete der schrägliegenden Gurtung läfst sich leicht nach Art des beim krummlinigen Anschlufs besprochenen Verfahrens berechnen. Bezeichnet für eine Trägerspitze mit unterer wagerechter und oberer schräg liegender Gurtung, Fig. 648:

Fig. 648.



H die Kraft in der wagerechten Gurtung, in t;

b den Abstand des Schwerpunktes der Anschlufsniete der schräg liegenden Gurtung von der Schwerlinie AC der Gurtung, in cm;

y, y_m den Abstand eines beliebigen, bezw. des am stärksten beanspruchten Nietes von der Schwerlinie AC, in cm

und gelten im übrigen die früheren Bezeichnungen, so hat man für die erforderliche Zahl der Anschlufsniete, wenn der Lochmanteldruck der Berechnung zu Grunde zu legen ist, gemäfs der Gleichung Nr. 419:

422 $$\frac{H}{n d \delta}\left(1 + \frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right) \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Die Beanspruchung der Niete auf Abscherung verlangt, entsprechend den Gleichungen Nr. 420 und 421, die Erfüllung der Bedingung:

423 $$H \leqq \frac{1}{4} \frac{n d^2 \pi s}{1 + \frac{n y_m b}{\Sigma y^2}}$$ für einschnittige Niete,

424 $$H \leqq \frac{1}{2} \frac{n d^2 \pi s}{1 + \frac{n y_m b}{\Sigma y^2}}$$ für zweischnittige Niete.

Zahl der Anschlufsniete in der schräg liegenden Gurtung, wenn dieselbe und die Anschlufsplatte stramm im Lagerkörper des Trägers anliegen.

Die Berechnung der vorliegenden, oft angewandten Anordnung der Trägerspitze kann dadurch auf die beiden vorhin besprochenen zurückgeführt werden, dafs man sich die Gurtungskraft K in zwei Teile ξK und $(1-\xi)K$ zerlegt denkt, von denen der erstere in der Richtung von K ganz auf die Anschlufsplatte übergeht (Fig. 649 a. f. S.) und der andere in seiner lotrechten Seitenkraft von dem Lagerkörper und in seiner wagerechten von der Anschlufsplatte aufgenommen wird (Fig. 649 a). Sind nun die Anschlufsniete in dem schräg liegenden Gurte

symmetrisch oder annähernd symmetrisch zur Kraftrichtung K angeordnet, so kommt auf das am stärksten beanspruchte Niet infolge der Gurtkraft ζK ein parallel zu dieser gerichteter

Fig. 649.

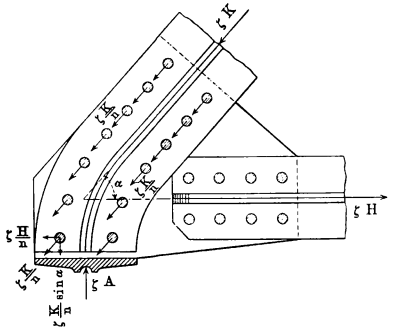
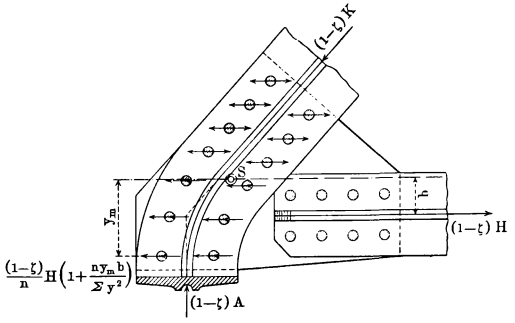


Fig. 649a.



Druck von $\zeta K : n$ und infolge des Horizontabzuges $(1-\zeta) H$ die wagerechte Kraft $(1-\zeta) H \left(1 + \frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right) : n$. Beide Kräfte setzen sich zu der Mittelkraft zusammen:

$$\sqrt{\left(\frac{\zeta K \sin\alpha}{n}\right)^2 + \left[\frac{\zeta H}{n} + \frac{(1-\zeta) H}{n}\left(1 + \frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right)\right]^2} = \frac{H}{n}\sqrt{\zeta^2 \tan^2\alpha + \left[1 + (1-\zeta)\frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right]^2},$$

indem $\frac{K}{H} = \frac{1}{\cos\alpha}$

Damit nun die Lochwand des am stärksten beanspruchten Nietes nicht über das zulässige Mafs gepreſst wird, mufs stattfinden:

425 $$\frac{H}{n d \delta}\sqrt{\zeta^2 \tan^2\alpha + \left[1 + (1-\zeta)\frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right]^2} \leqq 1{,}5\, s \text{ bis } 2\, s.$$

Falls für die Berechnung der Nietzahl die Abscherungsfestigkeit zu Grunde zu legen ist, gelten die Gleichungen:

426
$$\begin{cases} H \leqq \frac{1}{4} \dfrac{n d^2 \pi s}{\sqrt{\zeta^2 \tan^2\alpha + \left[1 + (1-\zeta)\frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right]^2}} & \text{für einschnittige Niete,} \\ H \leqq \frac{1}{2} \dfrac{n d^2 \pi s}{\sqrt{\zeta^2 \tan^2\alpha + \left[1 + (1-\zeta)\frac{n y_m b}{\Sigma y^2}\right]^2}} & \text{für zweischnittige Niete.} \end{cases}$$

Für den Beiwert ζ hat man, wenn man eine gleichmäfsige Verteilung des Auflagerdruckes über die Grundfläche des schrägen Gurtes und der Anschlufsplatte annimmt und bezeichnet:

ΔF die Auflagerfläche der Anschlufsplatte, in qcm;

F die gesamte Auflagerfläche des Gurtes und der Anschlufsplatte, in qcm;

$$\zeta = \frac{\Delta F}{F}$$

Aus den aufgestellten Berechnungen geht hervor, dafs man, um die Zahl der Anschlufsniete in der schräg liegenden Gurtung der Trägerspitze möglichst zu beschränken, den Schwer-

punkt dieser Niete, je nach den Auflagerungsverhältnissen der Anschlufsplatte und der erwähnten Gurtung, möglichst in der Schwerlinie dieser, bezw. der wagerechten Gurtung, oder in den Schnittpunkt beider Schwerlinien legen mufs. Diese Forderung wird durch eine thunlichst symmetrische Anordnung der Niete zu den erwähnten Schwerlinien erfüllt.

2. Der Gurtungsquerschnitt hat ein oder zwei Stehbleche und ist als ein- oder zweifaches T, bezw als H ausgebildet.

Es handelt sich bei Trägerspitzen der vorliegenden Bauart hauptsächlich um die Verbindung der Stehbleche der beiden Gurtungen und die Übertragung der Gurtplatten und soll deshalb die Besprechung derselben nach diesen Gesichtspunkten erfolgen.

A. Die Verbindung der Stehbleche.

Wir nehmen an, dafs die Zahl der Stehbleche in beiden Gurtungen der Trägerspitze dieselbe ist und unterscheiden die folgenden Anordnungen:

a) Von den beiden in derselben Lotebene liegenden Stehblechen ist das dem schräg liegenden Gurte angehörige bis zur Grundplatte der Trägerspitze herabgeführt, das Stehblech des anderen Gurtes tritt stumpf gegen das erstgenannte und ist zu dem Ende unter demselben Neigungswinkel abgeschnitten (Taf. LII, Fig. 650; Taf. LIII, Fig. 653).

b) Das Stehblech des wagerechten Gurtes erstreckt sich über die ganze Grundplatte der Trägerspitze, das des schrägen Gurtes bis zur Oberkante des erstgenannten Stehbleches (Taf. LII, Fig. 652).

Die Verbindung der in derselben Lotebene liegenden Stehbleche erfolgt durch einfache oder doppelte Anschlufsplatten, bezw. Laschen. Einfache Platten (Laschen) werden namentlich bei Gurtungen mit zwei Stehblechen angewandt (Taf. LII, Fig. 650; Taf. LIII, Fig. 653).

Bei einseitiger Verlaschung ist es geboten, das durch den seitlichen Kräfteangriff erzeugte Biegungsmoment, sofern es nicht im Querschnitt selbst aufgehoben wird, durch besondere Mittel zu vernichten, z. B. beim Querschnitt mit zwei Stehblechen, durch quer über dieselben genietete steife Formeisen oder durch Stehbolzen in Verbindung mit einem zwischen die Knotenbleche geschobenen I- oder]-Eisen (Taf. LIV, Fig. 684).

Im Falle das Stehblech auf der Seite der Anschlufsplatte (Lasche) mit Winkeleisen versehen ist, läfst man letztere gewöhnlich sich an der Platte totlaufen und bewirkt die Übertragung des Winkeleisenquerschnittes durch Deckwinkel (Taf. LII, Fig. 651 und 652). Die Kröpfung der Winkeleisen über die Lasche hinweg ist aus den früher angegebenen Gründen nicht zu empfehlen (vergl. S. 244). Keinenfalls soll man bei Ausführung derselben die Einlage eines schlanken Keiles versäumen (Taf. LIII, Fig. 654), da alsdann kein Rostloch am Kropfe entsteht und die Niete an der Kröpfungsstelle weniger leicht lose werden.

Man hat auch zwischen den Gurtungswinkeln und dem Stehbleche einen Zwischenraum von der Dicke der Anschlufsplatte (Lasche) gelassen und in diesen letztere eingeschoben (Taf. LIII, Fig. 653). Gegen diese Anordnung sind, abgesehen vom Kostenpunkte, Einwendungen dann nicht zu machen, wenn man den Zwischenraum, soweit er offen ist, mit einem Futterstücke ausfüllt. Läfst man denselben aber unausgefüllt, so ist es schwer oder gar unthunlich, den Anstrich in dem engen Schlitze zu erneuen und entstehen in wagerechten, unten mit Deckplatten versehenen Gurtungen sogen. Wassersäcke (Taf. LIV, Fig. 658).

c) Die in derselben Lotebene liegenden Stehbleche beider Gurtungen hören an der Trägerspitze auf und werden hier durch eine Platte ersetzt, welche mit denselben durch einfache (Taf. LIII, Fig. 655) oder doppelte Laschen (Taf. LIII, Fig. 656) verbunden ist. Beim Frieda Thalübergang (Taf. LIII, Fig. 655) hat die Ersatzplatte der Stehbleche die Gestalt $ABDFG$. Die an der Platte liegenden Stöfse BD und DF der letzteren werden durch die innen aufgelegte Lasche $AHJKLG$ gedeckt.

Wie früher bemerkt, empfiehlt es sich, die Stofsfugen den Witterungseinflüssen zu entziehen und in voller Ausdehnung durch Laschen zu decken; es wäre daher besser gewesen, den zu Tage liegenden Teil CD und DE der Stofsfugen des Frieda-Thalüberganges, Fig. 655, an der Aufsenseite durch Flacheisen zu schliefsen und die Stofsfugen BC und DE des Thalüberganges von Lengenfeld (Taf. LIII, Fig. 656), soweit sie unter den Gurtungswinkeleisen liegen, durch Flacheisen an der Aufsenseite der senkrechten Winkeleisenschenkel zu decken.

d) Die Stehbleche des schräg liegenden Gurtes werden an der Trägerspitze durch je eine, in derselben Lotebene liegende Anschlufsplatte ersetzt; diejenigen des wagerechten Gurtes treten in den schrägen Gurt und werden mit den angrenzenden Anschlufsplatten vernietet (Taf. LIV, Fig. 657).

B. Übertragung der Gurtplatten an der Trägerspitze.

Hauptsächlich kommen hier die folgenden Ausführungen in Betracht:

a) Die Gurtplatten werden durch Niete mit Hülfe der Gurtungs- oder besonderer Winkeleisen so auf die Anschlufsplatten der Trägerspitze übertragen, dafs die in ihnen enthaltene Kraft ganz auf die Anschlufsplatten übergeht (Taf. LII, Fig. 650, 652; Taf. LIII, Fig. 653, 655 und 656). Falls sich die Anschlufsplatten über die Gurtplatten hinaus erstrecken, versieht man letztere entweder mit einem Schlitze, durch welchen die Anschlufsplatte hindurchtritt (Taf. LII, Fig. 652), oder läfst die Gurtplatten vor den Anschlufsplatten aufhören und durch Winkeleisen auf dieselben übertragen (Taf. LII, Fig. 650).

b) In einzelnen Fällen hat man die Deckplatten des schräg liegenden Obergurtes von der Trägerspitze ab in wagerechter Richtung weiter geführt und unter Einschaltung besonderer Winkeleisen mit den Anschlufsplatten der Spitze verbunden (Taf. LIII, Fig. 653).

c) Man biegt die dem gekrümmten Obergurte angehörige Gurtplatte an ihrem Ende nach einer Kurve soweit um, dafs sie ganz oder nahezu rechtwinklig zur Grundplatte der Spitze steht und stramm an derselben anliegt (Taf. LII, Fig. 651; Taf. LIII, Fig. 654). Zur Ermöglichung dieser Biegung ist die Gurtplatte mit einem Schlitze zu versehen, wenn die Anschlufsplatte über sie hinausragt.

d) Die Platten des gekrümmten Obergurtes sind an der Trägerspitze soweit umgebogen, dafs sie mit denen des wagerechten Gurtes unmittelbar vernietet werden können. Ein scharfer Knick läfst sich in den Platten nur durch ein umständliches und kostspieliges Verfahren herstellen; man verzichtet daher meistens auf diese Ausführungsart und nimmt die bei der allmählichen Biegung an der Biegungsstelle in der Trägerspitze entstehende kleine Undichtigkeit lieber in den Kauf.

e) Man stemmt die Platten des schräg liegenden Obergurtes gegen eine mit dem Untergurte vernietete Leiste und deckt den Stofs durch eine nach dem stumpfen Winkel der Spitze gebogene Lasche (Taf. LIV, Fig. 658).

C. Vernietung der Trägerspitze.

Was die Zahl der erforderlichen Anschlufsniete für die einzelnen Teile der Spitze anlangt, so gelten dafür die vorhin aufgestellten allgemeinen Gesichtspunkte und Gleichungen. Man hat demgemäfs vor allem festzustellen, ob die in einem anzuschliefsenden Stabe enthaltene Kraft ganz auf die Anschlufsplatte übergeht, oder nur zum Teil, wie es z. B. der Fall ist, wenn der Stab stramm gegen die Grundplatte der Spitze tritt. Ferner ist es von wesentlichem Einflusse, ob die Anschlufsniete einer Gurtung symmetrisch zur Schwerlinie derselben liegen oder unsymmetrisch angeordnet sind und daher einem einseitigen Kräfteangriff unterliegen. Einige Beispiele mögen das Gesagte erläutern.

Beispiel 1. Die Hauptträger der Unterführung der Leipzig-Dresdener Eisenbahn unter die Berlin-Dresdener Eisenbahn haben am Auflager die auf Taf. LII, Fig. 651 dargestellte Form. Wie hoch stellt sich die stärkste Beanspruchung der Anschlufsniete im Unter- oder Obergurte der Trägerspitze?

a) Untergurt.

Der Nutzquerschnitt des ⊥ förmigen Untergurtes beträgt nach Abzug von zwei lotrechten, je 2,6 cm starken Nieten 78,3 qcm. Zur Verbindung dieses Gurtes mit den doppelten, je 1,2 cm starken Anschlufsplatten dienen 15 Niete, je 2,6 cm Durchmesser. Für die Berechnung letzterer Niete ist der Druck auf die Lochwandungen mafsgebend (vergl. S. 56) und zwar gelten für die drei oberen Niete die Lochwandungen im Stehblech, für die übrigen diejenigen in den Anschlufsplatten.

Die auf die 15 Niete kommenden Druckkräfte liefern eine Mittelkraft, welche gleich dem Horizontalzuge des Untergurtes ist und um ein bestimmtes Mafs unter der Schwerlinie des Gurtes liegt. Bezeichnen wir letzteres mit b, in cm (Fig. 659 a. f. S.), ferner mit f_1, f_2 u. s. w. die Normalprojektion der in Rechnung zu stellenden Lochwandungen der einzelnen Niete und mit z_1, z_2 u. s. w. die zugehörigen Abstände der Niete von der Schwerlinie der Gurtung, so folgt nach der Lehre vom Schwerpunkte:

$$b = \frac{f_1 z_1 + f_2 z_2 + \dots}{f_1 + f_2 + \dots} = \frac{\Sigma f z}{\Sigma f}$$

Im vorliegenden Falle ist:

$$\Sigma f z = 2{,}6\ (6\ \ 2{,}4\ \ 10 - 6\ \ 2{,}4 \,.\, 0{,}4 - 3\ \ 1{,}2\ \ 13{,}7) = 231 \text{ cm}^3.$$
$$\Sigma f = 2{,}6\ (12\ \ 2{,}4 + 3\ \ 1{,}2) = 84{,}2 \text{ qcm}.$$
$$b = 231 : 84{,}2 = 2{,}7 \text{ cm}.$$

Die Horizontalkraft im Untergurt beträgt, wenn die zulässige Beanspruchung $= s$ t qcm ist:

$$H = 78{,}3\ s.$$

Aufser dieser Einzelkraft haben die Niete das Moment Hb zu bewältigen. Erstere ergiebt für 1 qcm der Projektion der Lochwandungen die Beanspruchung $s_0 = H : \Sigma f = 78.3\, s : 84{,}2$, d. i.:

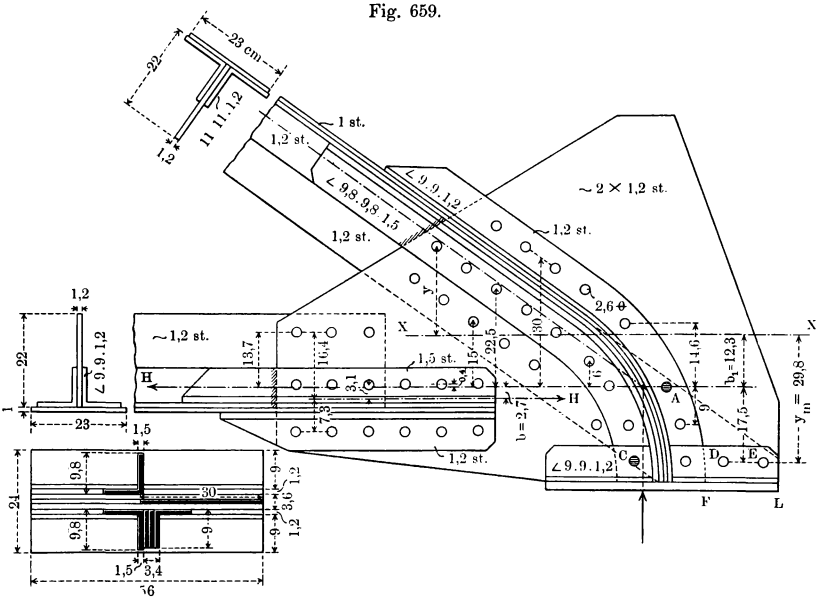
$$s_0 = 0{,}93\, s.$$

Für den dem Momente entsprechenden Druck D_1 auf ein Niet der Projektion f_1 und des Abstandes y_1 von einer 2,7 cm unter der Gurtungsschwerlinie liegenden Parallelen zu

dieser folgt nach dem früheren, wenn der fragliche Druck für 1 qcm der Projektion im Abstande von 1 cm die Gröfse p hat: $D_1 = p f_1 y_1$, mithin

$$Hb = p \Sigma f y^2; \; p = \frac{Hb}{\Sigma f y^2}$$

Fig. 659.



Unterführung der Leipzig-Dresdener Eisenbahn unter die Berlin-Dresdener Bahn. 1 : 15.

Die gesamte Beanspruchung der im gröfsten Abstande y_m von der genannten Parallelen liegenden Niete beläuft sich daher für 1 qcm auf: $\frac{H}{\Sigma f} + \frac{Hby_m}{\Sigma f y^2}$

Diese Beanspruchung darf nicht gröfser als $1{,}5\,s$ bis $2\,s$ sein, also

427 $$\frac{H}{\Sigma f}\left(1 + \frac{by_m \Sigma f}{\Sigma f y^2}\right) \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Wenn die auf die einzelnen Niete zu rechnenden Lochwandungen einander gleich sind, geht vorstehende Gleichung in Nr. 422 über, indem $\Sigma f = n d \delta$; $\Sigma f y^2 = d \delta \Sigma y^2$.

Bei der in Rede stehenden Trägerspitze ist:

$$\Sigma f = 84{,}2 \text{ qcm}; \quad b = 2{,}7; \quad y_m = 16{,}4 \text{ cm};$$
$$\Sigma f y^2 = 2{,}6 \{6 \;\; 24 \;\; (7{,}3^2 + 3{,}1^2) + 3 \;\; 1{,}2 \;\; 16{,}4^2\} = 4870 \text{ cm}^4.$$

Die am stärksten beanspruchten Lochwandungen erleiden daher die Pressung:

$$\frac{H}{\Sigma f}\left(1 + \frac{by_m \Sigma f}{\Sigma f y^2}\right) = \frac{78{,}3\,s}{84{,}2}\left(1 + \frac{2{,}7 \;\; 16{,}4 \,.\, 84{,}2}{4870}\right) = 0{,}93\,(1 + 0{,}766)\,s = 1{,}64\,s.$$

Diese Pressung liegt zwischen $1{,}5\,s$ und $2\,s$, ist also als zulässig zu bezeichnen.

b) Obergurt.

Der Obergurt ist ebenso wie der Untergurt ⊤ förmig angeordnet und unterscheidet sich (Fig. 659) von letzterem nur durch die gröfseren Gurtungswinkeleisen, welche 11 11 1,2 cm stark genommen sind. Demgemäfs beträgt sein Nutzquerschnitt, nach Abzug zweier durch die Gurtplatte und die Winkeleisen gehender Niete von 2,6 cm Schaftdurchmesser, 88 qcm.

Die Verbindung des Gurtes mit den beiden Anschlufsplatten ist durch 25 je 2,6 cm starke Niete erfolgt. Von diesen gehen 6 Stück nur durch die beiden Anschlufsplatten und das zwischenliegende Stehblech, 15 Stück durch dieselben Teile und die Gurtungswinkeleisen, 2 Stück durch die eben genannten Teile und zwei Anschlufswinkeleisen der Grundplatte, endlich 2 Stück durch letztere Winkeleisen, zwei Futterstücke und die beiden Anschlufsplatten nebst dem zwischenliegenden Stehblech.

Für die Nietberechnung ist auch beim Obergurt der Druck auf die Lochwandungen zu Grunde zu legen und demgemäfs für jedes der 6 zuerst genannten Niete und die beiden Niete D, E im Anschlufswinkeleisen der Grundplatte eine Lochwandung im Stehblech von 1,2 2,6 = 3,12 qcm. Als Wandungen der übrigen Niete führen wir diejenigen in den beiden Anschlufsplatten mit je 2 1,2 2,6 = 6,24 qcm ein und rechnen zur Sicherheit die beiden, dicht an der Ober- bezw. Unterkante des Stehbleches gelegene Niete A, C nicht mit, da es fraglich ist, ob dieselben in letzterem gehörig festsitzen.

Nehmen wir nun an, dafs der Obergurt und die Anschlufsplatten stramm gegen die Grundplatte der Trägerspitze treten, so ergiebt sich für die stärkste Beanspruchung der Lochwandungen unter Berücksichtigung der für den Untergurt der Spitze aufgestellten Berechnungen und der Gleichung Nr. 425:

428
$$\frac{H}{\Sigma f}\sqrt{\xi^2 tan^2\alpha + \left[1 + (1-\xi)\frac{y_m b \Sigma f}{\Sigma f y^2}\right]^2} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Hierin ist:

$$\Sigma f = 8\ 3{,}12 + 15\ 6{,}24 = 118{,}6 \text{ qcm}.$$

Für den Schwerpunktsabstand b_1 der erwähnten Lochwandungen von der Schwerlinie des Untergurtes gilt:

$$b_1\ 118{,}6 = 2{,}6\ 1{,}2\ [5\ 15 - 9 - 2\ 17{,}5 + 2]\ (5\ 22{,}5 + 6 - 2 \cdot 9 - 17{,}5 + 4\ 30 + 14{,}6);$$
$$b_1 = 12{,}3 \text{ cm}.$$

Die Ordinaten y sind von der Achse XX ab zu messen, welche in 12,3 cm Abstand parallel über AH liegt. Bezüglich der Ordinate y_m und der Summe $\Sigma f y^2$ findet man leicht:

$$y_m = 29{,}8 \text{ cm}\ ;\ \Sigma f y^2 = 33584 \text{ cm}^4.$$

Als Grundfläche, mit welcher der Obergurt und die doppelten Anschlufsplatten nebst Winkeleisen aufliegen, ergiebt sich aus Fig. 659a der Wert:

$$F = 24 \cdot 56 = 1344 \text{ qcm}.$$
$$\Delta F = 1344 - [2\ (9{,}8 + 8{,}3)\ 1{,}5 + 9\ 3{,}4 + 7{,}8\ 1{,}2 + 30\ 1{,}2] = 1214 \text{ qcm}.$$
$$\xi = \Delta F : F = 1214 : 1344 = 0{,}9 \text{ (abger.)}.$$

Ferner ist $H = 78{,}3\,s$; $tan\,\alpha = 0{,}7$, mithin:

$$\frac{H}{\Sigma f}\sqrt{\xi^2 tan^2\alpha + \left[1 + (1-\xi)\frac{y_m b \Sigma f}{\Sigma f y^2}\right]^2} = \frac{78{,}3\,s}{118{,}6}\sqrt{0{,}9^2\ 0{,}7^2 + \left[1 + 0{,}1\ \frac{29{,}8\ \ 12{,}3\ \ 118{,}6}{33584}\right]^2}$$
$$= 0{,}85\,s \text{ t/qcm (abger.)}.$$

Der stärkste auf die Anschlufsniete kommende Lochmanteldruck ist demnach nur ein geringer. Denselben haben die Niete D und E (Fig. 659) auszuhalten, soweit sie sich im Stehbleche des Obergurtes befinden.

Im vorstehenden Beispiele ist die stärkste mittlere Beanspruchung des Nutzquerschnittes der beiden Gurtungen als gleich angenommen. Vielfach trifft aber dieses infolge der beim gedrückten Gurte vorhandenen Zerknickungsgefahr nicht zu, weshalb dann für die Kräfte K und H die aus der statischen Berechnung sich ergebenden Werte in die Berechnung einzuführen sind.

Beispiel 2. Die beiden Seitenöffnungen des zweigleisigen Überganges über das Friedathal in der Eisenbahn Nordhausen-Wetzlar haben parabolische Hauptträger von 23 m Stützweite. Der kastenförmige Obergurt der letzteren verläuft geradlinig, der zweifach ⊥ förmige Untergurt dagegen nach einem Vieleck, dessen Knotenpunkte auf einer Parabel liegen. An der Trägerspitze sind beide Gurtungen mit Hülfe von zwei, je 2,6 cm dicken Anschlufsplatten gemäfs Fig. 655, Taf. LIII vereinigt. Jede der Platten ist aus zwei, je 1,3 cm starken Blechen zusammengenietet, von denen das innere gegen das äufsere soweit vortritt, dafs das anliegende Stehblech des Ober- und Untergurtes mit demselben vernietet werden kann. Wieviel Niete von 2,5 cm Durchmesser hat man zur Verbindung der Anschlufsplatten und Gurtungen nötig und wie grofs ist die Nietteilung an der Spitze zu machen? Wie hoch stellt sich ferner die Beanspruchung der Spitze, wenn man die Biegungsfestigkeit zu Grunde legt?

1. Nietzahl zur Übertragung des Untergurtes.

Das Stehblech des Untergurtes hat nach Abzug von zwei, je 2,5 cm starken Nieten den Nutzquerschnitt $(29{,}8 - 2 \cdot 2{,}5)\ 1{,}3 = 32{,}24$ qcm. Für die Übertragung dieses Querschnittes kommt die Abscherungsfestigkeit der Niete in Frage, indem der Nietdurchmesser kleiner als zweimal Blechstärke genommen ist (vergl. S. 56); es ergiebt sich daher für die erforderliche Nietzahl, da die zulässige Abscherungsspannung des Nieteisens gleich der zulässigen Zugspannung des Bleches angenommen werden kann und der Nietquerschnitt 4,9 qcm beträgt:

$$n = 32{,}24 : 4{,}9 = 6{,}58, \text{ rund } 7.$$

Ausgeführt sind 11 Niete, von denen jedoch das eine wegen seiner dichten Lage am Rande des Stehbleches für die Kraftübertragung nicht mitgerechnet werden darf.

Die Nietzahl zur Übertragung der Gurtungswinkeleisen nebst Deckplatte eines ⊥ förmigen Elementes des Untergurtes läfst sich nur annähernd berechnen, da der Untergurt an der Trägerspitze gebogen ist. Nehmen wir eine gleichmäfsige Verteilung der in den genannten Gurtungsteilen enthaltenen Zugkräfte über die Anschlufsniete an, so folgt für die Zahl der Niete, da dieselben als doppelschnittig zu betrachten sind und der fragliche Nutzquerschnitt nach Abzug von zwei senkrechten Nieten $= 21\ 1{,}5 + 2\ 24{,}75 - 2\ 2{,}5\ 3 = 66$ qcm ist:

$$n = 66 : 2 \,.\, 4{,}9 = 6{,}74, \text{ rund } 7.$$

Vorhanden sind in dem stehenden Schenkel der Gurtungswinkeleisen 10 Niete.

2. Nietzahl zur Übertragung des Obergurtes.

Nach den im vorstehenden entwickelten Grundsätzen ergiebt sich für die Nietzahl zur Verbindung der einzelnen Teile des Obergurtes mit den Anschlufsplatten der Trägerspitze das Folgende:

a) Das untere Gurtungswinkeleisen von 7,2 7,2 1,1 cm hat nach Abzug eines wagerechten Nietes von 2,5 cm Durchmesser einen Nutzquerschnitt von 11,88 qcm und erheischt daher zur Übertragung

$$11{,}88 : 4{,}9 = 2{,}4, \text{ rund } 3 \text{ einschnittige Niete von } 2{,}5 \text{ cm Durchmesser,}$$

welch letztere Anzahl auch für die Ausführung gewählt ist.

b) Für das Stehblech von 30 1.3 cm Querschnitt ergeben sich

$$(30 - 2\ 2{,}5)\ 1{,}3 : 4{,}9 = 6{,}7, \text{ rund } 7 \text{ einschnittige Niete von } 2{,}5 \text{ cm Durchmesser.}$$

Ausgeführt sind für das Stehblech und das genannte Gurtungswinkeleisen zusammen 11 Niete, von denen aber das eine wegen seiner zu nahen Stellung am Rande der inneren Anschlufsplatte nicht mitgerechnet werden darf.

c) Anzahl der Niete zur Übertragung der halben Deckplatte von $\left(\frac{1}{2}\ 48 - 2{,}5\right) . 1{,}3$ $= 27{,}95$ qcm und des oberen Gurtwinkels von $(9{,}0 + 7{,}7 - 2{,}5)\ 1{,}3 = 18{,}46$ qcm Nutzquerschnitt.

Zur besseren Übertragung der Deckplatte ist an jeder der beiden Anschlufsplatten ein inneres Winkeleisen angebracht. Hiermit ist der Vorteil verknüpft, dafs die durch letztere Winkeleisen und die Platten gehenden Niete doppelschnittig werden und demnach an Anschlufsnieten nur erforderlich sind:

$$(27{,}95 + 18{,}46) : 2 . 4{,}9 = 4{,}7, \text{ rund } 5 \text{ Stück.}$$

In Rücksicht auf dichten Schlufs und regelmäfsige Anordnung hat man statt dessen 11 Niete eingeschlagen.

3. Nietteilung an der Trägerspitze.

Bei der gewählten Ausführung der Trägerspitze in Form eines stumpfen Schnabels kann die Nietteilung des letzteren nach denselben Gesichtspunkten, wie diejenige eines Blechträgers, ermittelt werden. Demgemäfs hat man angenähert für die auf das laufende Zentimeter einer Gurtung des Schnabels kommende Schubkraft nach der Gleichung Nr. 232:

$$v = 0{,}8\ \frac{V}{h_0}.$$

In 25 cm Abstand vom Auflagermittel, woselbst die Krümmung des Untergurtes beginnt, ist der Schwerpunktsabstand der Gurtungen $h_0 = 42$ cm. Die gröfste daselbst infolge der Eigen- und Betriebslast des Überbaues auftretende Querkraft kann für den ganzen Querschnitt des Schnabels zu $14 + 60 = 74$ Tonnen angenommen werden, mithin für die durch einen Längenschnitt abgetrennte Hälfte zu $V = 37$ Tonnen; es folgt daher für die zugehörige Schubkraft:

$$v = 0{,}8\ \ 37 : 42 = 0{,}7 \text{ t/cm (abger.).}$$

Letztere Kraft ist von den wagerechten Nieten aufzunehmen, welche die Gurtungswinkeleisen mit der Anschlufsplatte verbinden. Da diese Niete als doppelschnittig zu betrachten sind, ergiebt sich für die Nietteilung t:

$$t\,v = 2\ \frac{d^2\pi}{4}\ s = 2 . 4{,}9 . s = 9{,}8\,s.$$

Die zulässige Abscherungsspannung der Niete kann zu $s = 0{,}75$ t/qcm angenommen und daher für die Nietteilung gesetzt werden:

$$t = 9{,}8\ \ 0{,}75 : 0{,}7 = 10{,}5 \text{ cm.}$$

Für Querschnitte, welche weiter als 25 cm vom Auflagermittel abliegen, ergiebt sich die Nietteilung gröfser als vorstehend berechnet, indem die schräg liegende Gurtung einen Teil der Querkraft aufnimmt und der Schwerpunktsabstand der Gurtungen allmählich gröfser wird. Die fragliche Nietteilung würde hier auf Grund der Gleichungen 235, bezw. 235 a zu bestimmen sein.

In dem ausgeführten Trägerschnabel hat man die Nietteilung im Ober- und Untergurte zu $t = 10$ cm angenommen.

4. Beanspruchung des Trägerschnabels, wenn man von der Biegungsfestigkeit ausgeht.

Die Form des Schnabels rechtfertigt es, seine Beanspruchung wie diejenige eines vollwandigen Trägers zu berechnen. Die stärkste Biegungsspannung s ergiebt sich daher für den 25 cm vom Auflagermittel ab gelegenen Querschnitt, woselbst die Ausrundung liegt und das Biegungsmoment $M = 37 \cdot 25 = 925$ cmt, ferner das Trägheitsmoment $J = \frac{h_0^2}{2}\left(F + \frac{1}{6}\,\delta\, h_0\right)$ $= \frac{42^2}{2}\left(64 + \frac{1}{6}\cdot 2{,}6\cdot 42\right) = 72\,500$ cm⁴ (angen.) und die Höhe des Querschnittes $h = 48$ cm ist:

$$s = \frac{h}{2}\,\frac{M}{J} = \frac{48}{2}\cdot\frac{925}{72\,500} = 0{,}3\ \text{t/qcm (abger.)}.$$

Ebenso folgt für den Querschnitt des Schnabels in 77 cm Abstand vom Auflagermittel, woselbst das Stehblech des Untergurtes beginnt, da hier:

$$h_0 = 55;\quad h = 61\ \text{cm};\quad M = 37\cdot 77 = 2849\ \text{cmt};$$

$J = \frac{55^2}{2}\left(64 + \frac{1}{6}\,2{,}6\cdot 55\right) = 132\,800$ cm⁴ (abger.); $s = \frac{61}{2}\cdot\frac{2849}{132\,800} = 0{,}65$ t/qcm im Obergurte.

Aus vorstehender Spannung erhält man für diejenige des Untergurtes, sofern β den Neigungswinkel desselben zur Wagerechten bezeichnet:

$$s' = s : \cos\beta = 0{,}65 : 0{,}88 = 0{,}74\ \text{t qcm (abger.)}.$$

Endlich gilt noch für die Dicke der Anschlufsplatten des Schnabels gemäfs der Gleichung Nr. 226:

$$\delta = \frac{2\,V}{s\,h_0},$$

mithin für den Querschnitt am Beginne der Krümmung des Untergurtes, da hier $V = 37$ t; $h_0 = 42$ und $s = 0{,}75$ t/qcm angenommen werden kann:

$$\delta = 2\cdot 37 : 0{,}75\cdot 42 = 2{,}35\ \text{cm}.$$

Die ausgeführten Anschlufsplatten haben eine Dicke von 2,6 cm, sind also ausreichend stark bemessen.

II. Anschlufs der Endquerträger an die Trägerspitze.

Die Endquerträger legt man gewöhnlich in die durch die Auflagermittel der Hauptträger gehenden Lotlinien, einerseits um den Zwischenlängsträgern der Endfelder dieselbe Länge wie den übrigen Zwischenträgern geben zu können, andererseits um zu verhindern, dafs der Auflagerdruck des Windstrebenverbandes die Trägerspitze auf Biegung beansprucht. Wenn

die Fahrbahn auf den Hauptträgern ruht, führt die genannte Lage der Endquerträger zu keinerlei Ausführungsschwierigkeiten (Taf. LIII, Fig. 655 u. Fig. 656), dagegen gestaltet sich der Anschluſs schwieriger bei der Fahrbahnlage zwischen den Hauptträgern, namentlich dann, wenn der Schnabel der letzteren nicht stumpf, sondern spitz ausläuft. In diesem Falle sind hauptsächlich die folgenden Anordnungen für den in Rede stehenden Anschluſs getroffen:

a) Man hat die Anschluſsplatten der Trägerspitze über den Obergurt hinaus geführt und an diese den Endquerträger unter Einschaltung von Winkeleisen genietet (Taf. LII, Fig. 650 und 651). Wenn zwei Anschluſsplatten vorhanden sind, verbindet man dieselben, soweit es die Gurtung gestattet, durch eine Querwand in Richtung der Wand des Endquerträgers (Taf. LII, Fig. 650).

b) Auf der Deckplatte des Obergurtes sind in der Ebene der Anschluſsplatten der Spitze besondere Bleche zum Anschluſs des Endquerträgers angebracht.

c) Der Anschluſs des Endquerträgers erfolgt in der Spitze selbst (Taf. LI, Fig. 646). Hierdurch entstehen leicht Ausführungsschwierigkeiten in der Vernietung der Trägerspitze.

d) Der Obergurt ist mit einer dreifach geknickten Platte versehen, welche dem Endquerträger das erforderliche Auflager bietet (Taf. LIV, Fig. 658).

e) Endquerträger sind nicht vorhanden; statt dessen sind zwischen den gegeneinander überliegenden Trägerspitzen einfache Querverbindungen (Querriegel) vorhanden und die Zwischenträger auf den Pfeilern in besondere Schuhe gelagert (Taf. LIV, Fig. 660).

In einzelnen Fällen hat man von einer Querverbindung der Spitzen der beiden Hauptträger des Unterbaues ganz abgesehen und nur die Enddiagonalen des Windstrebenverbandes an letztere angeschlossen. Diese Anordnung ist indessen nicht zu empfehlen, da die Gurtungen der Hauptträger alsdann infolge der Dehnungen der Querträger bei Temperaturänderungen Biegungsspannungen erleiden.

§. 103.

Querschnittsbemessung der Gurtungen.

Über die Zusammensetzung der Gurtungen aus Platten und Formeisen ist auf S. 73 bis 85 das Nötige gesagt; es erübrigt daher hier nur die Bestimmung des Nutzquerschnittes auf Grund der vorhandenen Stabkraft und der zulässigen Beanspruchung. Wir unterscheiden Gurtungen, welche gezogen und solche, welche gedrückt werden. Inanspruchnahmen auf Zug und Druck treten in den Gurtungen getrennter Balkenträger nicht auf und brauchen daher hier nicht berücksichtigt zu werden.

1. Gezogene Gurtungen.

Als zulässige Beanspruchung gelten in Preuſsen nach der Verordnung vom September 1895 folgende Bestimmungen:

a) Wenn die Stabkräfte der Gurtung nur auf Grund der Eigen- und Betriebslast des Überbaues, also ohne Rücksicht auf Winddruck, berechnet sind, so gilt bei Verwendung von Flufseisen:

Stützweite über	10	20	40	80	120	150 m
Zulässige Zugspannung	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05 t/qcm
b) Desgl. mit Rücksicht auf						
Winddruck	1,00		bis		1,30	„

Bei Verwendung von Schweifseisen sind die Werte um 10 v. H. zu ermäfsigen.

Die nach dieser Tabelle für Schweifseisen zulässigen Beanspruchungen sind erheblich höher als die auf S. 37 angegebenen. Die unter a) der Tabelle aufgeführte Zahlenreihe stimmt etwa überein mit den in der Schweiz nach der Verordnung des Bundesrates vom 19. August 1892 für eiserne Brücken und Dachkonstruktionen zulässigen Zug- bezw. Druckspannungen (ohne Zerknickungsgefahr). Bezeichnet:

s die zulässige Zug- oder Druckspannung (ohne Zerknickungsgefahr), in t/qcm;

S_{min}, S_{max} die absolut kleinste, bezw. gröfste Stabkraft in dem gegebenen Gurtstabe, in t,

so ist gemäfs der in Rede stehenden Verordnung zu setzen:

429
$$\begin{cases} s = 0{,}7 + 0{,}20\,\dfrac{S_{min}}{S_{max}} & \text{für Schweifseisen;} \\ s = 0{,}8 + 0{,}25\,\dfrac{S_{min}}{S_{max}} & \text{für Flufseisen.} \end{cases}$$

Wirkt auf den Gurtungsstab eine Zugkraft von K Tonnen, so folgt für seinen Nutzquerschnitt (in qcm):

$$F = \frac{K}{s}$$

Als Nutzquerschnitt gilt hier derjenige Stabquerschnitt, in welchem die Beanspruchung infolge der Schwächung durch die Niete am stärksten ist. Falls es erwünscht ist, in die Nietreihe, welche dem Stofse des Stabes zunächst liegt, einige Niete mehr als in die erste Nietreihe zu setzen, so hat man die Dicke oder Breite der Laschen so zu vergröfsern, dafs dieselben den erforderlichen Nutzquerschnitt haben (vergl. S. 62, Fig. 64).

2. Gedrückte Gurtungen.

Bei der gedrückten Gurtung kommt, wenn die Länge des Gurtstabes in Bezug auf den kleinsten Trägheitshalbmesser seines Querschnittes eine bestimmte Grenze überschreitet, die Gefahr des Zerknickens in Frage. Der Vorgang beim Zerknicken ist bis jetzt nicht genügend aufgeklärt und haben daher die für die Knickkraft aufgestellten Formeln nur eine bedingte Gültigkeit*). Einige der bekanntesten sind die Eulersche und die Schwarz-Rankinesche. Bezeichnet:

F den Nutzquerschnitt der Gurtung, in qcm;

J das kleinste Trägheitsmoment des Nutzquerschnittes, in cm^4;

i den zugehörigen Trägheitshalbmesser, in cm;

l die Knicklänge, in cm;

E die Elastizitätszahl des Eisens, in t/qcm;

*) Zeitschr. d. österreichischen Ingenieur- und Architekten Vereins 1897, S. 661. Emperger: Die Knickfestigkeit in Theorie, Versuch und Praxis.

P, P' die vorhandene Stabkraft, bezw. die Kraft, welche den Stab zerknickt, in t;
s' die mittlere, durch die Kraft P' in dem Nutzquerschnitte F erzeugte Druckspannung, in t/qcm;
n den Sicherheitsgrad des Stabes gegen Zerknicken,
so lautet die Formel von Euler:

430
$$\begin{cases} P' = \frac{\pi^2}{l^2} E J = \pi^2 E F \left(\frac{i}{l}\right)^2, \\ s' = \pi^2 E \left(\frac{i}{l}\right)^2 \end{cases}$$

Aus vorstehender Gleichung folgt für die Stabkraft P und die zulässige Druckspannung des Stabes in Rücksicht auf Knickung, wenn eine $n$fache Knicksicherheit verlangt und letztere Spannung $= s_k$ in t/qcm gesetzt wird:

431
$$\begin{cases} P = \frac{1}{n} \frac{\pi^2}{l^2} E J = \frac{\pi^2}{n} E F \left(\frac{i}{l}\right)^2, \\ s_k = \frac{\pi^2}{n} E \left(\frac{i}{l}\right)^2 \end{cases}$$

Der Sicherheitsgrad n ist in Preußen gemäfs der erwähnten Verordnung auf 5, in anderen Ländern, z. B. in der Schweiz, auf 4 festgesetzt. Nehmen wir den letzteren Wert an und setzen angenähert $\pi^2 = 10$, ferner E für Schweifs- bezw. Flufseisen $= 2000$, bezw. 2200 t/qcm, so erhalten wir:

431 a
$$\begin{cases} s_k = 5000 \left(\frac{i}{l}\right)^2 \text{ für Schweifseisen, in t/qcm,} \\ s_k = 5500 \left(\frac{i}{l}\right)^2 \text{für Flufseisen, in t/qcm.} \end{cases}$$

Nach Versuchen von Prof. Tetmajer in Zürich ist die Eulersche Gleichung für Stäbe aus Schweifs- oder Flufseisen nur gültig, wenn das Verhältnis $\frac{l}{i}$ in runder Zahl den Wert hat:

$$\frac{l}{i} > 110.$$

Liegt der Bruch $\frac{l}{i}$ zwischen 15 und 110 (in runden Zahlen), so setzt Tetmajer allgemein:

$$s' = A - B \frac{l}{i}$$

und insbesondere für Schweifs- und Flufseisen, dessen Druckfestigkeit im Mittel 3,6, bezw. 4,0 t/qcm beträgt*):

432
$$\begin{cases} s' = 3{,}03 - 0{,}0130 \frac{l}{i} \text{ für Schweifseisen, in t/qcm,} \\ s' = 3{,}21 - 0{,}0116 \frac{l}{i} \text{ für Flufseisen, in t/qcm.} \end{cases}$$

Sieht man von diesen Werten den vierten Teil als zulässig an, so ergiebt sich für s_k in runden Zahlen:

*) Schweizerische Bauzeitung vom 26. August 1893, S. 55. Tetmajer: Formeln zur Berechnung auf Knickung beanspruchter Stäbe aus Schweifs- und Flufseisen.

432 a
$$\begin{cases} s_k = 0{,}75 - 0{,}003\ \frac{l}{i} & \text{für Schweifseisen, in t qcm,} \\ s_k = 0{,}80 - 0{,}003\ \frac{l}{i} & \text{für Flufseisen, in t qcm,} \end{cases}$$

welche Ausdrücke mit denen in der schweizerischen Verordnung vom 19. August 1892 übereinstimmen. Die Gültigkeitsgrenzen für dieselben sind in der Verordnung etwas weiter ausgedehnt, nämlich von 10 bis 110 für $\frac{l}{i}$

Wenn $\frac{l}{i} < 15$, so gelten als zulässige Inanspruchnahmen auf Druck die bei gleicher Stützweite der Brücke für die Zugspannungen zulässigen Werte.

Die Gleichungen Nr. 431 a und 432 a ergeben die zulässigen Knickbeanspruchungen als unabhängig von der Stützweite der Brücke, während es beim Nichtvorhandensein der Knickgefahr üblich ist, die zulässigen Druckspannungen mit jener Weite wachsen zu lassen. Es ist daher gerechtfertigt, die zulässige Knickspannung nach denselben Grundsätzen festzusetzen und demgemäfs von der Knickfestigkeit denselben Teil als zulässig zu betrachten, welcher bei gleicher Stützweite für die einfache Beanspruchung auf Druck von der Druckfestigkeit in Frage kommen würde. Bezeichnen wir diesen Bruchteil mit ζ und ferner mit:

s_0, s die Druckfestigkeit des Gurtstabes, bezw. seine zulässige Inanspruchnahme auf Druck (ohne Knickgefahr), in t qcm, so folgt:

$$s = \zeta s_0, \text{ mithin } \zeta = \frac{s}{s_0} \text{ und}$$

433
$$s_k = \zeta s' = \frac{s'}{s_0}\, s.$$

Hiernach hat man für Eisenstäbe, bei denen $\frac{l}{i} > 110$ ist, gemäfs der Gleichung Nr. 430:

434
$$s_k = \frac{\pi^2 E}{s_0} \left(\frac{i}{l}\right)^2 s.$$

Im Mittel kann man für Schweifs- bezw. Flufseisen annehmen: $E = 2000$, bezw 2200 t qcm; ferner $s_0 = 3{,}6$, bezw. 4,0 und angenähert $\pi^2 = 10$. Führt man diese Werte in die vorstehende Gleichung ein, so ergiebt sich im Mittel für die zulässige Knickspannung von Stäben aus Schweifs- oder Flufseisen bei $\frac{l}{i} > 110$:

435
$$s_k = 5520 \left(\frac{i}{l}\right)^2 s \text{ in t qcm.}$$

Falls $\frac{l}{i}$ zwischen 15 und 110 liegt, hat man s' aus der Gleichung Nr. 432 in die Gleichung Nr. 433 einzuschalten. Das Ergebnis ist, wenn man für s_0 den Wert 3,6, bezw. 4,0 für Schweifs- bezw. Flufseisen setzt:

$$s_k = \left(0{,}84 - 0{,}0036\ \frac{l}{i}\right) s \text{ für Schweifseisen, in t/qcm,}$$

$$s_k = \left(0{,}80 - 0{,}0029\ \frac{l}{i}\right) s \text{ für Flufseisen, in t/qcm,}$$

oder im Mittel für Schweifs- und Flufseisen:

436
$$s_k = \left(0{,}82 - 0{,}0032\ \frac{l}{i}\right) s.$$

Die Bestimmung der zulässigen Knickspannung auf Grund der Gleichung Nr. 435 oder 436 verdient vor derjenigen gemäfs der Gleichung Nr. 431 a oder 432 a den Vorzug. Bei späteren Berechnungen sollen daher nur erstere Gleichungen berücksichtigt werden.

Die Formel von Schwarz-Rankine.

Dieselbe setzt eine Durchbiegung des gedrückten Stabes voraus und giebt die zulässige Knickkraft auf Grund der Druck- und Biegungsfestigkeit. Unter Einführung der im Vorstehenden gebrauchten Bezeichnungen und eines Beiwertes γ, welcher von dem Stabquerschnitt und dem Baustoff abhängt, hat sie die Form (vergl. S. 39, Gleichung Nr. 15 bis 18):

437
$$\begin{cases} P = \dfrac{s F}{1 + \gamma \dfrac{F l^2}{J}} = \dfrac{s F}{1 + \gamma \left(\dfrac{l}{i}\right)^2}, \\ s_k = \dfrac{1}{1 + \gamma \left(\dfrac{l}{i}\right)^2} s. \end{cases}$$

Für den veränderlichen Beiwert γ pflegt man gewisse Mittelwerte einzuführen und zwar für Schweifs- oder Flufseisen 0,0001, ferner für Gufseisen 0,0002 bis 0,0003, so dafs die Schwarz-Rankinesche Formel für Schweifs- oder Flufseisen lautet:

437 a
$$\begin{cases} P = \dfrac{s F}{1 + 0{,}0001 \dfrac{F l^2}{J}} = \dfrac{s F}{1 + 0{,}0001 \left(\dfrac{l}{i}\right)^2}, \\ s_k = \dfrac{1}{1 + 0{,}0001 \left(\dfrac{l}{i}\right)^2} s. \end{cases}$$

Die Auflösung der Gleichungen Nr. 437 und 437 a erfolgt auf dem Wege des Probierens. Den Ausdruck $1 : 1 + \gamma \left(\frac{l}{i}\right)^2$ bezeichnet man auch als Abminderungsbeiwert, indem er angiebt, welcher Bruchteil von der einfachen zulässigen Druckspannung als Knickbeanspruchung anzunehmen ist.

Gegenüber den vorhin besprochenen Knickformeln hat die Schwarz-Rankinesche den Vorzug, dafs ihre Gültigkeit nicht von der Gröfse des Verhältnisses $l : i$ abhängt, und dafs in ihr die unmittelbare Druckspannung enthalten ist, welche die auf Zerknicken wirkende Kraft in dem Stabe hervorruft.

Was den Wert der aufgeführten Knickformeln anlangt, so läfst sich zur Zeit ein endgültiges Urteil darüber, welche derselben für die Ausführung den Vorzug verdient, nicht fällen. Viele hervorragende Techniker wenden stets die Schwarz-Rankinesche Formel an, während andere dieselbe ganz verwerfen und die Formel von Euler, bezw. Tetmajer als allein in Frage kommend hinstellen. Nach Meinung des Verfassers ist letzterer Standpunkt nicht ganz gerechtfertigt, indem an den gedrückten Stäben von Brückenträgern leicht seitliche Kräfteangriffe, welche sich der Rechnung entziehen, vorkommen. Diese finden in der Schwarz-Rankineschen Gleichung in gewisser Weise Berücksichtigung, nicht aber in derjenigen von Euler oder Tetmajer. In Rücksicht hierauf rät Verfasser, zur Ermittelung des Querschnittes eines auf Zerknicken beanspruchten Stabes aus Schweifs- oder Flufseisen die Gleichungen

Nr. 435, bezw. Nr. 436, sowie Nr. 437 a zu benutzen und den gröfsten der sich ergebenden Querschnitte zur Ausführung zu bringen.

Zum Schlufs möge hier noch eine kurze Bemerkung über den Nutzquerschnitt der gedrückten Gurtung Platz finden.

Manche Techniker machen bei Berechnung dieser Gurtungen keinen Nietabzug, indem sie behaupten, dafs bei guter Ausführung, namentlich bei Maschinennietung, die Nietbolzen die zugehörigen Löcher vollständig ausfüllen und daher den auf die Lochwandungen kommenden Druck voll übertragen. Hiergegen läfst sich einwenden, dafs die Nietlöcher in den einzelnen zu verbindenden Teilen oft nicht so genau gebohrt oder gestanzt sind, dafs sie nach dem Zusammenpassen und Aufreiben eine einheitliche Wandung zeigen (vergl. S. 281). Die Ausfüllung der dann etwa verbleibenden Lücke (vergl. Fig. 39 auf S. 47) durch den angestauchten glühenden Nietschaft ist bei Handnietung kaum zu erwarten und bei Maschinennietung nur in dem Falle, wenn die Tiefe der Lücke ein bestimmtes Mafs nicht überschreitet.

Es empfiehlt sich daher, auch im Druckgurte für den Nutzquerschnitt einen bestimmten Nietabzug zu machen. Letzterer ist in nachfolgender Tabelle gleich der vollen Nietzahl bei 1 bis 2 Nieten im Querschnitt, und gleich etwa der halben Nietzahl bei mehr als 3 Nieten angenommen.

Anzahl der Niete im Querschnitte	1	2	3—4	5—7	8—10 Stück
Anzahl der für den Nutzquerschnitt vom Vollquerschnitte abzuziehenden Niete	1	2	2	3	4—5 „

Wenn die Eisendicke im Querschnitt verschieden ist, wird man aus Sicherheitsrücksichten zu den abzuziehenden Nieten diejenigen wählen, welche den Querschnitt am meisten schwächen.

Knicksicherheit der gedrückten Gurtung.

Wir haben hier zwischen dem Einknicken in senkrechter und in wagerechter Ebene zu unterscheiden. In ersterer Beziehung ist der zu einem Trägerfelde gehörige Druckgurt wie ein Stab zu betrachten, der an seinen Enden in der freien Beweglichkeit mehr oder weniger gehindert ist. Zur Sicherheit wollen wir jedoch hiervon absehen und den Stab als frei aufgelagert betrachten, so dafs also in die abgeleiteten Knickformeln die Stablänge für den Wert l einzuführen wäre.

Was die wagerechte Ausknickung anlangt, so ist auf diese der Umstand von bedeutendem Einflufs, ob die Brücke im Querschnitte offen oder geschlossen gebaut ist.

1. Die Brücke hat einen offenen Querschnitt (Fig. 661).

Bei dieser Bauart wirken gegen wagerechtes Ausbiegen des Druckgurtes seine seitliche Steifigkeit und die starre Verbindung desselben mit den Querträgern durch Vertikalen oder Streben. Je steifer der Gurt ist, um so schwächer können die Vertikalen oder Streben gehalten werden und umgekehrt. Gewöhnlich sind die Abmessungen vorstehender Trägerteile so beschaffen, dafs nicht ein seitliches Ausknicken des Gurtes in ganzer Länge l, sondern nur auf

einen bestimmten Teil z (Fig. 661 b u. c) eintreten kann. Die Länge letzteren Teiles wollen wir so bestimmen, dafs die zum seitlichen Ausknicken desselben erforderliche Kraft ein Kleinstwert wird. Für die entsprechende Berechnung setzen wir zunächst einen Paralleltäger mit Vertikalen voraus und bezeichnen mit:

l, a die Stützweite, bezw. Feldlänge der Hauptträger, in cm;

h die Höhe der Vertikalen, von der Mitte des Querträgeranschlusses bis zur Schwerlinie des Druckgurtes gemessen, in cm;

b den Abstand der Hauptträger, von Mitte zu Mitte gemessen, in cm;

z, f die Länge, bezw. Pfeilhöhe des seitlich ausknickenden Teiles der Gurtung, erstere zwischen den Wendepunkten A und B der Wellenlinie gemessen, welche die ausgebogene Gurtung im Grundrifs bildet, in cm;

Fig. 661.

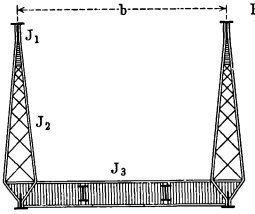


Fig. 661 a.

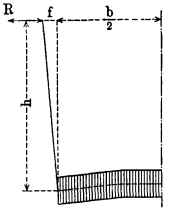


Fig. 661 b.

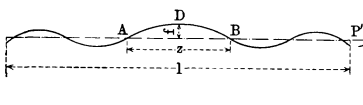
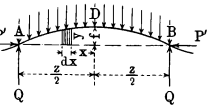


Fig. 661 c.



x, y die Koordinaten der Kurve ADB in Bezug auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem, dessen X-Achse durch AB und dessen Y-Achse durch die Mitte von AB geht, in cm;

J_1 das mittlere Trägheitsmoment des Druckgurtes auf die Länge z, bezogen auf die senkrechte Schwerachse, in cm^4;

J_2, J_3 das mittlere Trägheitsmoment der Vertikale, bezw. des Querträgers, bezogen auf die zur Längenachse des Überbaues parallele Schwerachse, in cm^4;

R den Gegendruck einer bei D in der Mitte der Kurve ADB anschliefsenden Vertikale, wenn die Gurtung um die Länge f seitlich ausbiegt, in t;

P' die zum seitlichen Ausknicken des Gurtungsteiles AB erforderliche Axialkraft, in t.

Zur Vereinfachung der Rechnung wollen wir uns die Einzeldrücke, welche die Vertikalen auf das Gurtungsstück AB infolge seiner seitlichen Ausbiegung übertragen, stetig über AB in der Weise verteilt denken, dafs in jedem Punkte der Kurve ADB die zugehörige Parallelkraft der Ordinate y proportional ist*). Bezeichnen wir letztere Kraft für die Länge dx mit dQ, so können wir setzen:

$$dQ = Cy\,dx,$$

worin C ein noch näher zu bestimmender Festwert ist. Den Kräften dx entsprechend wirkt in jedem der Wendepunkte A und B die Querkraft:

$$Q = C\int_0^{\frac{z}{2}} y\,dx = \frac{1}{3}\,Cfz,$$

wenn die Kurve ADB als Parabel angesehen wird.

*) Vergl. Centralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 415. Engesser: Die Sicherung offener Brücke gegen Ausknicken.

Die Kräfte dQ liefern ein dem Ausknicken des Gurtungsstabes AB entgegen wirkendes Moment der Gröfse:

$$M = \frac{1}{2} Qz - C \int_0^{\frac{z}{2}} xy\,dx,$$

oder, wenn man angenähert $y = f\left(1 - \frac{4x^2}{z^2}\right)$ nimmt und obigen Wert von Q einsetzt:

$$M = \frac{1}{6} Cfz^2 - Cf \int_0^{\frac{z}{2}} \left(x - \frac{4x^3}{z^2}\right) dx = \frac{10}{96} Cfz^2 \text{ oder rund}$$

$$M = \frac{1}{10} Cfz^2.$$

Zum seitlichen Ausknicken des Gurtungsteiles AB ist ohne den Gegenhalt der Vertikalen die Kraft $\frac{\pi^2 EJ_1}{z^2} = \frac{10 EJ_1}{z^2}$ (angen.) nötig, wobei die Gültigkeit der Eulerschen Formel vorausgesetzt wird; mithin mufs die Knickkraft P' in Bezug auf den Punkt D das Moment entwickeln:

$$P'f = \frac{10 EJ_1 f}{z^2} + \frac{1}{10} Cfz^2$$

und hat daher die Gröfse:

$$P' = \frac{10 EJ_1}{z^2} + \frac{1}{10} Cz^2.$$

Der Kleinstwert von P' tritt ein, wenn

$$\frac{dP'}{dz} = 0 = \frac{1}{5} Cz - 20 \frac{EJ_1}{z^3}, \text{ also } z = \sqrt[4]{100 \frac{EJ_1}{C}}$$

Aus der Einschaltung dieses Wertes von z in die Gleichung für P' folgt:

$$P' = 2 \sqrt{CEJ_1},$$

welche Gleichung aber nur gilt, wenn sich z kleiner als die Länge l ergiebt. Zur Bestimmung des Festwertes C dient die Beziehung, dafs für eine bei D anschliefsende Vertikale gesetzt werden darf:

$$\frac{R}{a} = Cf, \quad \text{also} \quad C = \frac{R}{af}$$

Die Durchbiegung f hat den Wert:

$$f = R\left(\frac{h^2 b}{2 EJ_3} + \frac{h^3}{3 EJ_2}\right)$$

Bei grofsem Trägheitsmoment J_3 des Querträgers kann man hierfür, da die ganze Rechnung nur eine Annäherungsrechnung ist, mit hinreichender Genauigkeit

$$f = \frac{1}{3} \frac{Rh^3}{EJ_2}$$

setzen und demgemäfs für C:

$$C = 3 \frac{EJ_2}{ah^3}$$

Führt man vorstehenden Wert in die Gleichungen für $z = \sqrt[4]{100 \frac{EJ_1}{C}}$ und $P' = 2\sqrt{CEJ_1}$ ein, so ergiebt sich:

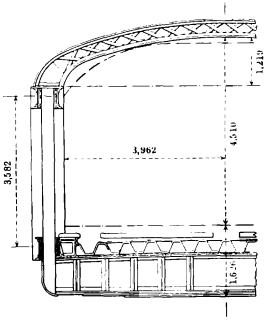
438
$$\left| \begin{array}{l} z = a \sqrt[4]{\frac{100}{3} \frac{J_1}{J_2} \frac{h^3}{a^3}}, \\ P' = \frac{EJ_1}{a^2} \sqrt{12 \frac{J_2}{J_1} \frac{a^3}{h^3}}. \end{array} \right.$$

Das Trägheitsmoment J_1 des Druckgurtes mufs in vorstehender Gleichung mindestens so grofs sein, dafs der Gurt nicht zwischen zwei aufeinander folgenden Knotenpunkten ausknickt.

2. Die Brücke hat einen geschlossenen Querschnitt.

Von wesentlichem Einflufs auf die Steifigkeit des Überbaues gegen seitliches Ausknicken ist es bei geschlossenem Querschnitt, ob die beiden Druckgurte der Hauptträger durch einen Stabzug in Dreiecksverband miteinander gebracht, oder ob sie nur an den gegeneinander überliegenden Knotenpunkten durch aufgenietete Querriegel verbunden sind (Fig. 662).

Fig. 662.



Trentbrücke in der Midland-Eisenbahn. 32,23 m Stützweite. 1:150.

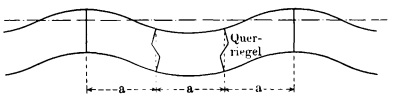
Im ersteren Falle bilden die Gurtungen mit den Verbindungsstäben einen wagerechten Träger, der nicht in ganzer Länge, sondern nur innerhalb eines Feldes seitlich ausknicken kann. Die entsprechende Knickkraft hat daher bei der Knotenpunktsentfernung v (in cm) und der Gültigkeit der Eulerschen Formel die Gröfse:

$$P' = 10 \frac{EJ_1}{v^2}$$

Kann man eine Verbindung in der Ebene der Druckgurte wegen fehlender lichter Durchfahrtshöhe nicht ausführen, so soll man, wenn irgend möglich, entsprechend überhöhte Querriegel anbringen (Fig. 662).

Man erreicht durch dieselben, dafs die Scheitel der Wellenlinie, nach welcher sich die Druckgurte beim seitlichen Ausknicken durchbiegen, mehr nach den Knotenpunkten hingezogen werden, indem die Querriegel bei anderer Lage jener Punkte in wagerechter Ebene eine Verbiegung erleiden würden (Fig. 663). Sie hätten dann das Bestreben, die ursprünglich gerade Form der Gurtungen herbeizuführen.

Fig. 663.



Ein weiterer Vorteil der Querriegel besteht darin, dafs sie die verbundenen Gurtungen nötigen, seitliche Bewegungen gemeinsam auszuführen und bei symmetrischer Belastung der Querträger (bezüglich ihrer senkrechten Mittellinie) die Durchbiegung der Vertikalen (bezw. Streben) am oberen Ende aufheben. Die Druckgurte haben daher bei dieser Art der Belastung der Brücke kein Bestreben, ihre Ruhelage zu verlassen und sind daher der seitlichen Ausbiegung weniger ausgesetzt als bei offenem Querschnitt der Brücke. Bei unsymmetrischer Belastung der Querträger tritt zwar eine seitliche Verschiebung der Querriegel infolge der ungleichen Tangentenwinkel an den Querträgerenden ein, jedoch ist dieselbe viel kleiner als diejenige der entsprechenden Knotenpunkte der offenen Brücke.

Dem Gesagten zufolge ist man berechtigt, den Überbau mit oberen Querriegeln hinsichtlich des seitlichen Ausknickens der Druckgurtungen als in einem Zustande befindlich anzusehen, welcher zwischen demjenigen des offen gebauten und dem des mit oberem Windstrebenverbande ausgestatteten Überbaues liegt. Für die fragliche Knickkraft kann man demgemäfs bei Paralleltrögern setzen:

$$P' = \frac{1}{2}\frac{10\,EJ_1}{a^2} + \frac{1}{2}\frac{EJ_1}{a^2}\sqrt{12\,\frac{J_2}{J_1}\frac{a^3}{h^3}} \quad \text{oder}$$

439
$$P' = \frac{EJ_1}{a^2}\left(5 + \sqrt{3\,\frac{J_2}{J_1}\frac{a^3}{h^3}}\right)$$

Hiernach hat man für die Kraft zum seitlichen Ausknicken des Druckgurtes eines Überbaues mit Paralleltrögern, wenn $J_1 = J_2$; $a = h$ und bezeichnet:

P_0' die Knickkraft bei offen gebauter Brücke;

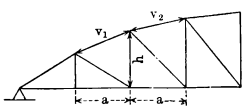
P_q', P' die Knickkraft beim Vorhandensein oberer Querriegel, bezw. eines oberen Windstrebenverbandes:

$$P_0' : P_q' : P' = 1 : 2 : 3 \text{ in runden Zahlen.}$$

Der günstige Einfluſs der oberen Querriegel und des oberen Windstrebenverbandes auf die seitliche Steifigkeit der Brücke ist also ein ganz hervorragender.

Wenn der Druckgurt des Hauptträgers vieleckig oder gekrümmt ist, sind die Gleichungen Nr. 438 und 439 nicht mehr gültig. Man wird aber ausreichend sichere Ergebnisse erhalten, wenn man in letztere Gleichungen für die Feldlänge a die Länge $v = {}^1/_2\,(v_1 + v_2)$ der gedrückten Gurtstäbe zweier aufeinander folgender Felder und für h die Trennungsordinate beider Felder einsetzt (Fig. 664). Bei einer offen gebauten Brücke mit vieleckigen Hauptträgern würde sich demnach für die in Rede stehende Knickkraft ergeben:

Fig. 664.



440
$$P' = \frac{EJ_1}{v^2}\sqrt{12\,\frac{J_2}{J_1}\frac{v^3}{h^3}}$$

Versieht man die Brücke mit oberen Querriegeln, so ist zu setzen:

441
$$P' = \frac{EJ_1}{v^2}\left(5 + \sqrt{3\,\frac{J_2}{J_1}\frac{v^3}{h^3}}\right)$$

Von den im Vorstehenden berechneten Knickkräften dürfen die in den Druckgurtungen vorhandenen Stabkräfte nur einen bestimmten Teil betragen, damit eine genügende Sicherheit gegen seitliches Ausknicken vorhanden ist. Dem Früheren zufolge (S. 490) nimmt man diesen Teil zweckmäfsig ebenso grofs wie denjenigen, welcher für die zulässige Druckspannung s des Hauptträgers (ohne Zerknickungsgefahr) von der Druckfestigkeit s_0 des Eisens festgesetzt wurde, d. i.:

442
$$P = \frac{s}{s_0}\,P'$$

Beispiel. Die Strafsenbrücke über die Brahe bei Bromberg ist offen gebaut und hat Schwedlersche Hauptträger von 36,72 m Stützweite, 4,7 m Pfeilhöhe und 4,08 m Feldlänge. Der Obergurt hat in der Mitte den in Fig. 665 a dargestellten Querschnitt und höchstenfalls eine Stabkraft von 137,8 Tonnen zu ertragen. Ebendaselbst haben die Vertikalen in Ansicht

und Querschnitt die Form der Fig. 665 und 665 b. Wie grofs ist der Sicherheitsgrad dieser Brücke gegen seitliches Ausknicken des Obergurtes der Hauptträger?

Dem Trägheitsmomente J_1 des Obergurtes wollen wir den Nutzquerschnitt zu Grunde legen, um so dem Umstande Rechnung zu tragen, dafs die Vertikalen bei Belastung des Überbaues das Bestreben haben, den Obergurt durchzubiegen und hierdurch die Knickgefahr vergröfsern. Ferner wollen wir von dem Trägheitsmomente J_2 der Vertikalen zwei Niete, je 2 cm Durchmesser abziehen, da in der Formel für die Durchbiegung derselben der Einflufs des Querträgers nicht berücksichtigt ist. Dementsprechend ergiebt sich:

Fig. 665.

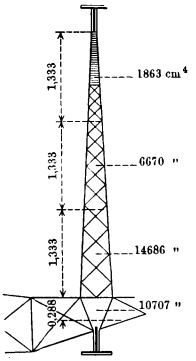
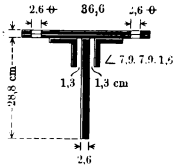
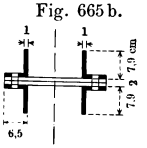


Fig. 665 a.



Durchschnitt des Obergurtes.

Fig. 665 b.



Querschnitt der Vertikalen.

Brahebrücke bei Bromberg.

$$J_1 = 9378\,\text{cm}^4;\ J_2 = \left[\frac{4}{3}\,(1863 + 6670 + 14686) + 0{,}288\ \ 10707\right]\frac{1}{4{,}288} = 7939\,\text{cm}^4;\ \frac{J_1}{J_2} = 1{,}181;$$

$\frac{J_2}{J_1} = 0{,}847$. Weiter ist: $a = 408\,\text{cm}$; $h = 428{,}8\,\text{cm}$; $\left(\frac{h}{a}\right)^3 = 1{,}158$; $\left(\frac{a}{h}\right)^3 = 0{,}861$.

Hiernach haben wir für die Länge z, welche für das seitliche Ausknicken der Gurtung in Frage kommt, gemäfs der Gleichung Nr. 438:

$$z = a\sqrt[4]{\frac{100}{3}\,\frac{J_1}{J_2}\,\frac{h^3}{a^3}} = 408\sqrt[4]{\frac{100}{3}\ \ 1{,}181\ \ 1{,}158} = 1060\,\text{cm}.$$

Der Nutzquerschnitt der Gurtung beträgt 202 qcm, daher der zugehörige Trägheitshalbmesser $i = \sqrt{\frac{J_1}{F}} = \sqrt{\frac{9378}{202}} = 6{,}8\,\text{cm}$, mithin $\frac{z}{i} = \frac{1060}{6{,}8} > 110$ und ist somit die auf der Eulerschen Knickformel aufgebaute Gleichung Nr. 438 für die gesuchte Knickkraft P' gültig. Die Einsetzung der gefundenen Werte liefert, wenn noch $E = 2000\,\text{t/qcm}$ angenommen wird:

$$P' = \frac{EJ_1}{a^2}\sqrt{12\,\frac{J_2}{J_1}\,\frac{a^3}{h^3}} = \frac{2000\ \ 9378}{408^2}\sqrt{12\ \ 0{,}847\ \ 0{,}861}$$

$$P' = 333{,}3\ \text{Tonnen}.$$

Für den in Rede stehenden Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausknicken des Druckgurtes folgt hieraus:

$$n = P' : P = 333{,}3 : 137{,}8 = 2{,}4.$$

Wenn der Nietabzug nicht gemacht wird, ist $J_1 = 12118$; $J_2 = 9779\,\text{cm}^4$; $P' = 420{,}4$ Tonnen und erhöht sich der Sicherheitsgrad auf $n = 3{,}05$ oder in runder Zahl $n = 3$. Die Sicherheit der im vorstehenden behandelten Brücke gegen seitliches Ausknicken des Obergurtes der Hauptträger ist also gegenüber der üblichen Forderung von $n = 4$ bis 5 eine verhältnismäfsig kleine.

§. 104.

Querschnittsbemessung, Überkreuzung und Anschluſs des weitmaschigen Gitterwerkes.

1. Querschnittsbemessung.

a) Zulässige Beanspruchung.

Für die zulässige Beanspruchung der nur auf Zug oder Druck beanspruchten Gitterstäbe der Hauptträger einer Fachwerk- oder Netzwerkbrücke gelten die im vorigen Paragraphen angegebenen Regeln. Haben dagegen die Gitterstäbe derartiger Träger kurz hintereinander Zug- und Druckkräfte ohne Zerknickungsgefahr zu übertragen, so empfiehlt es sich, die sonst zulässige Beanspruchung etwas zu erniedrigen (vergl. S. 34 und 37). Es genügt zu diesem Ende, in der Gleichung Nr. 429 das Pluszeichen durch das Minuszeichen zu ersetzen und demgemäfs zu schreiben:

443
$$\begin{cases} s = 0{,}7 - 0{,}20\,\dfrac{S_{min}}{S_{max}} \text{ für Schweifseisen in t/qcm,} \\ s = 0{,}8 - 0{,}25\,\dfrac{S_{min}}{S_{max}} \text{ für Flufseisen in t/qcm.} \end{cases}$$

Die kleinste zulässige Beanspruchung tritt hierdurch für $S_{min} = S_{max}$ ein und beträgt für Schweifseisen 0,5 und für Flufseisen 0,55 t/qcm.

Sofern Knickgefahr vorliegt, kommen die vorstehenden Gleichungen nur dann zur Anwendung, wenn sie für die zulässige mittlere Druckspannung des Stabquerschnittes einen kleineren Wert als die Gleichungen Nr. 435 bis 437 für die Knickspannung s_k ergeben.

Beispiel. Die 31,5 m weit gespannten, aus Schweifseisen hergestellten Hauptträger des Effze-Thalüberganges in der Eisenbahnlinie Nordhausen-Wetzlar (Fig. 666) haben in der Mitte Streben von 4,4 m freiliegender Länge. Als Querschnitt ist den Streben das ⌶-Eisen Nr. 5b der Burbacher Hütte gegeben, welches bei 40 qcm Querschnitt ein kleinstes Trägheitsmoment von 258 cm⁴ hat. Zur Verminderung der Knicklänge sind sämtliche Streben der Hauptträger in der Mitte durch ein Flacheisen verbunden. Wie grofs ist der Druck, den die Mittelstrebe höchstens aufnehmen kann, wenn angenommen wird, dafs die Knicklänge durch letzteres Flacheisen auf die Hälfte herabgemindert wird?

Fig. 666.

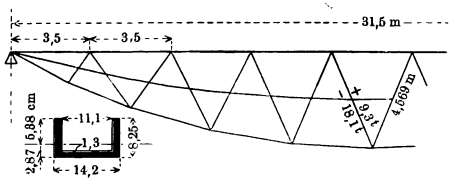


Fig. 666 a.

Man hat hier für den kleinsten Trägheitshalbmesser des Stabquerschnittes: $i = \sqrt{\dfrac{J}{F}} = \sqrt{\dfrac{258}{40}} = 2{,}54$ cm. Da nun die freiliegende Länge der Strebe $l = \frac{1}{2}\ 440 = 220$ cm ist, so erscheint für das Verhältnis $\dfrac{l}{i}$ der Wert $\dfrac{l}{i} = \dfrac{220}{2{,}54} = 86{,}6$ und kommt für die zulässige Knickspannung die Gleichung Nr. 436 in Frage. Demgemäfs ergiebt sich:

$$s_k = (0{,}82 - 0{,}0032\ 86{,}6)\ s = 0{,}54\ s.$$

Für den schweifseisernen Hauptträger kann man nach der Tabelle auf S. 348 die Beanspruchung $s = 0{,}9\left(0{,}85 + \frac{11{,}5}{20}\ 0{,}05\right) = 0{,}79$ t/qcm zulassen und hat somit für die Knickspannung:

$$s_k = 0{,}54\ \ 0{,}79 = 0{,}427, \text{ rund } 0{,}43 \text{ t/qcm}.$$

Hiernach beträgt die gröfste für die Mittelstrebe zulässige Druckkraft $40 . 0{,}43 = 17{,}2$ Tonnen. Die Schwarz-Rankinesche Formel Nr. 437a ergiebt im vorliegenden Falle:

$$s_k = \frac{1}{1 + 0{,}0001\ \ 86{,}6^2}\ s = \frac{1}{1 + 0{,}75}\ s = 0{,}57\, s,$$

also für $s = 0{,}79$ t/qcm:

$$s_k = 0{,}45 \text{ t/qcm}.$$

Der gröfste auf die Mittelstrebe wirkende Druck könnte hiernach $40\ \ 0{,}45 = 18$ Tonnen betragen, demnach 0,8 Tonnen mehr als nach der zuerst geführten Berechnung.

Zufolge der statischen Berechnung der Brücke erhält die Mittelstrebe in den Grenzfällen 18,1 Tonnen Druck, bezw. 9,3 Tonnen Zug und würde daher gemäfs der Gleichung Nr. 443 für dieselbe bei Ausschlufs der Knickgefahr eine Beanspruchung von

$$s = 0{,}7 - 0{,}2\ \frac{9{,}3}{18{,}1} = 0{,}6 \text{ t/qcm zulässig sein.}$$

Diese Beanspruchung ist gröfser als die vorhin berechnete und kommt daher nicht in Frage.

Die Abmessungen der Mittelstrebe erscheinen auf Grund der geführten Berechnung als eben hinreichend; in Wahrheit sind sie jedoch vollständig genügend, indem die Strebe nicht, wie in der Rechnung angenommen, an den Enden frei aufliegt, sondern durch Vernietung mit der Gurtung an der freien Beweglichkeit gehindert ist. Die Knicklänge ergiebt sich daher kleiner als 220 cm und die Tragfähigkeit dementsprechend gröfser.

b) Knicksicherheit der gedrückten Gitterstäbe.

Zur Sicherheit sehen wir die gedrückten Gitterstäbe an den Enden als frei an, so dafs als Knicklänge, wenn der Stab sonst nicht gehalten ist, die freiliegende Länge gilt und bei Berechnung der Knicksicherheit in die Gleichungen Nr. 435 bis 437a einzuführen ist. Durch

Fig. 667.

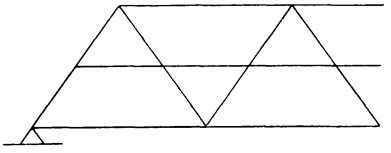
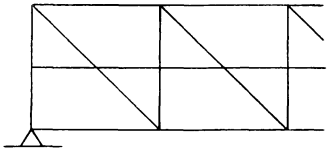


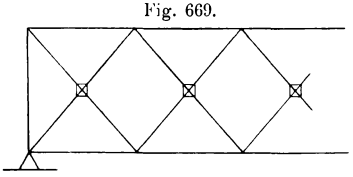
Fig. 668.



Verbindung der Mitten der Druck- und Zugstäbe mit Hülfe eines schlaffen oder ausgesteiften Bandes (Fig. 667 und 668) kann man die genannte Länge auf die Hälfte herabmindern, indem alsdann die Zugstäbe bei einem seitlichen Ausweichen der Druckstäbe das Bestreben haben, letztere in die Ruhelage zurückzuziehen. Die gleiche Verminderung der Knicklänge tritt ein, wenn zwei sich in der Mitte überkreuzende Gitterstäbe, von denen der eine Druck, der andere Zug überträgt, an der Überkreuzungsstelle fest miteinander verbunden werden (Fig. 669 a. f. S.).

Besondere Verhältnisse finden bei offen gebauten Brücken statt. Sind in diesem Falle die Hauptträger als Parallelträger mit steifen Vertikalen und gekreuzten schlaffen Diagonalen angeordnet, so mufs das Trägheitsmoment der Vertikalen eine solche Gröfse haben, dafs einerseits der Druckgurt gehörig ausgesteift wird, anderseits der auf die Vertikalen wirkende gröfste Druck kein Ausknicken derselben erzeugt. Bezeichnet:

Fig. 669.



O die mittlere Stabkraft der beiden an dem Kopfe einer Vertikale zusammentreffenden Gurtstäbe, in t;

n den verlangten Sicherheitsgrad gegen Zerknicken,

so folgt für das zur Aussteifung des Obergurtes nötige Trägheitsmoment der Vertikale gemäfs der Gleichung Nr. 438:

$$J_2 = \frac{1}{12}\,\frac{a\,h^3}{J_1}\,\frac{P'^2}{E}$$

oder, da $P' = n\,O$:

$$J_2 = \frac{n^2}{12}\,\frac{a\,h^3}{J_1}\,\frac{O^2}{E^2}$$

Zu diesem Trägheitsmomente ist ein Zusatz zu machen, indem die auf die Vertikale kommende Systemkraft das Bestreben hat, dieselbe infolge ihrer Durchbiegung bei Belastung des Überbaues in einer Ebene rechtwinklig zur Trägerwand auszubiegen. Ist nun

V der gröfste Druck auf die Vertikale, in t;

ΔJ_2 der in Frage stehende Zuschlag zu dem Trägheitsmomente J_2, in cm⁴,

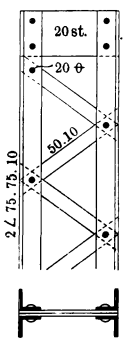
so kann angenähert gesetzt werden:

$$\Delta J_2 = \frac{n}{10}\,\frac{V}{E}\,h^2.$$

Für das gesamte Trägheitsmoment der Vertikale ergiebt sich daher:

444
$$J_2 + \Delta J_2 = \frac{n^2}{12}\,\frac{a\,h^3}{J_1}\,\frac{O^2}{E^2} + \frac{n}{10}\,\frac{V}{E}\,h^2.$$

Fig. 670.



Der zufolge dieser Gleichung angeordnete Querschnitt der Vertikale mufs noch die Bedingung erfüllen, dafs sein Trägheitsmoment, bezogen auf die rechtwinklig zur Trägerwand stehende Schwerachse, hinreichend ist, um das Ausknicken der Vertikale in der Wandebene zu verhindern.

Wenn der gedrückte Gitterstab als gegliederter Träger gebildet ist, kann der Fall eintreten, dafs die Knickgefahr innerhalb einer Masche gröfser als für die ganze Länge des Stabes ist. Es ist dieses z. B. bei einer Vertikale oder Strebe möglich, deren Gurtungen aus je zwei Winkeleisen bestehen, die nur an den Knotenpunkten der verbindenden Gitterwand zusammengehalten werden (Fig. 670). Für die Maschenweite, bei welcher das einzelne Winkeleisen der Gurtung dieselbe Sicherheit gegen Zerknicken, wie der ganze Stab bietet, hat man hier, wenn für die Knickfestigkeit die Gleichung Nr. 436 als gültig angesehen wird und bezeichnet:

s_k, s die zulässige Knickspannung, bezw. einfache Druckspannung der Vertikale oder Strebe, in t/qcm;

w die gröfste zulässige Maschenweite, in cm;

i den kleinsten Trägheitshalbmesser eines einzelnen Gurtungswinkeleisens, in cm:

$$s_k = \left(0{,}82 - 0{,}0032 \frac{w}{i}\right) s, \text{ mithin}$$

445 $$w = 312 \left(0{,}82 - \frac{s_k}{s}\right) i.$$

Betrüge z. B. für eine Vertikale, deren Gurtungen aus je zwei Winkeleisen von 6,5 6,5 1,1 cm bestehen:

$s = 0{,}9$; $s_k = 0{,}63$ t/qcm, so ergäbe sich:

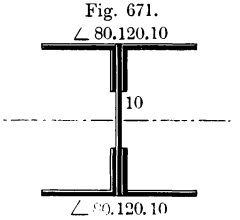
$i = \sqrt{\frac{20.7}{13{,}1}} = 1{,}26$ cm und $w = 312\ (0{,}82 - 0{,}70)\ 1{,}26$, d. i.:

$w = 47{,}2$ cm.

c) Günstigste Anordnung des Querschnittes der gedrückten Gitterstäbe.

Für die Gliederung der gedrückten Gitterstäbe ist der Gesichtspunkt maßgebend, daß der Querschnitt, bezüglich der Schwerachsen parallel und rechtwinklig zur Trägerwand, ein möglichst großes Trägheitsmoment bei kleiner Fläche hat. Es empfiehlt sich daher, bei einer aus vier Winkeleisen mit dazwischen liegender Blech- oder Gitterwand gebildeten Vertikale (Fig. 671), anstatt gleichschenkliger Winkeleisen ungleichschenklige zu verwenden und den langen Schenkel parallel zur Längenachse des Überbaues zu legen.

Fig. 671.



Ferner ist es zweckmäßig, die Winkeleisen der Vertikale einer offen gebauten Brücke in der Ebene des Querträgers gespreizt gegeneinander anzuordnen, um sie in dieser Ebene möglichst widerstandsfähig gegen Ausbiegen zu machen (Taf. XL, Fig. 405; Textfigur 665).

Ein Querschnitt, der in beiden Achsenrichtungen ein verhältnismäßig großes Trägheitsmoment hat, ist der durch Vergitterung von vier Winkeleisen (Fig. 672 und 672 a) oder zwei]-Eisen (Taf. LIX, Fig. 695 b u. 695 c) zu einem geschlossenen Ganzen vereinigte. Damit diese Gitter der Erneuerung des Anstriches im Inneren der Vertikale nicht hinderlich sind, darf man mit der Maschenweite nicht unter ein bestimmtes Maß herabgehen.

Falls sich ein Querträger an die Vertikale schließt, so läßt man die beiden rechtwinklig zur Hauptträgerwand stehenden Gitter über dem Querträger aufhören

Fig. 672.

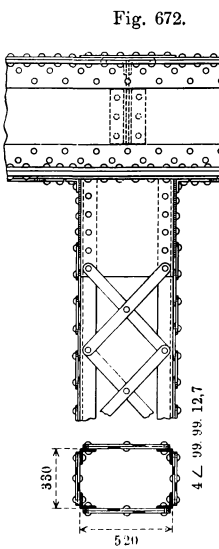
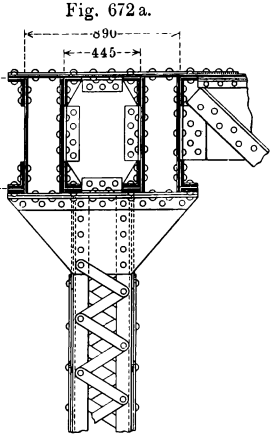


Fig. 672 a.



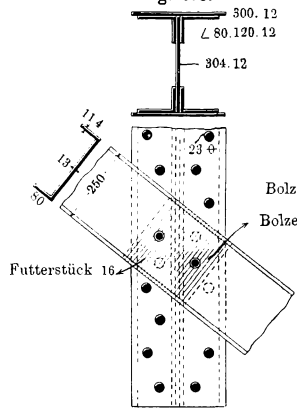
Missouribrücke der St. Louis-Keokuk-Northwestern-Eisenbahn. 1 : 35.

und ersetzt bei einer aus vier Winkeleisen gebildeten Vertikale die beiden anderen Gitter durch zwei Bleche, welche in Richtung der Wand des Querträgers durch eine Zwischenwand verbunden sind. Besteht die Vertikale aus zwei ⊐-Eisen, so nietet man die Zwischenwand an die Stege der ⊐-Eisen (Taf. LIX, Fig. 695b u. 695c).

2. Überkreuzung der Gitterstäbe des weitmaschigen Fach- oder Netzwerkes.

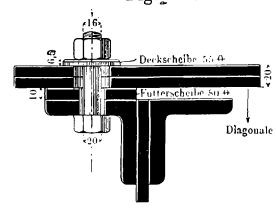
In der Regel werden die Stäbe des weitmaschigen Gitterwerkes an der Überkreuzungsstelle durch Niete oder Schrauben verbunden, einerseits um das von lose nebeneinander liegenden Stäben beim Befahren des Überbaues ausgeübte starke Geräusch zu dämpfen, anderseits um die Knicklänge der gedrückten Stäbe zu verringern. Damit sich die Gitterstäbe bei dieser Verbindung infolge von Dehnungen möglichst wenig beeinflussen, hat man bei zwei, bezw. drei sich kreuzenden Stäben die Schraubenlöcher in einem, bezw. zwei Stäben um einige Millimeter gröfser als den Durchmesser des Bolzenschaftes genommen (Fig. 673 u. 674).

Fig. 673.



Weserbrücke der Eisenbahn Lage-Hameln. 1 : 20.

Fig. 674.



Elbbrücke bei Barby. 1 : 6.

Statt die Bolzenlöcher im Durchmesser zu erweitern, hat man sie auch in Richtung der Stabachse länglich hergestellt (Fig. 675 u. 676).

Fig. 675.

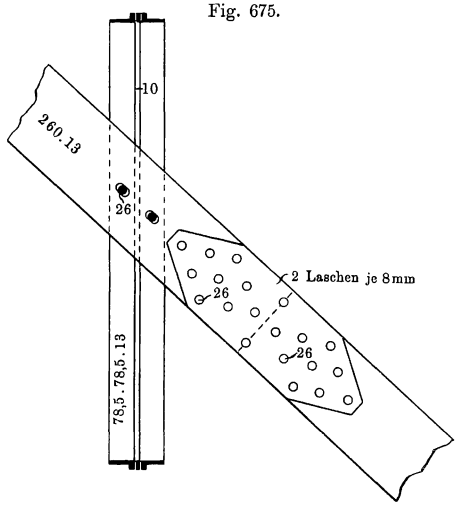
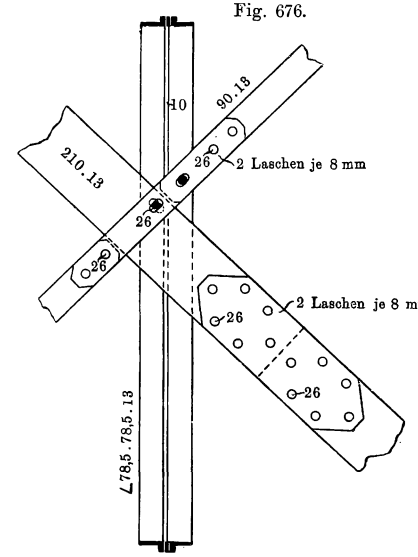


Fig. 676.

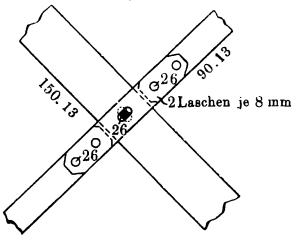


Elbbrücke bei Niederwartha. 1 : 20.

Der bewegliche Anschluſs ist besonders wichtig bei sich kreuzenden Diagonalen und Vertikalen, indem bei fester Verbindung beider Teile die gespannten Diagonalen das Bestreben haben, die Vertikalen krumm zu ziehen und hierdurch zu einer Vergröſserung der Knickgefahr für letztere Veranlassung geben.

Besondere Anordnungen sind zu treffen, wenn sich die überkreuzenden Gitterstäbe durchdringen. Von den mancherlei Ausführungen dieser Art wollen wir die folgenden näher betrachten:

Fig. 677.



Elbbrücke bei Niederwartha. 1 : 20.

a) Es überkreuzen sich zwei in derselben Ebene liegende Diagonalen aus Flacheisen.

Bei dieser Anordnung läſst man die Hauptdiagonale ohne Unterbrechung durchgehen und die Gegendiagonale beiderseits stumpf gegen erstere treten. Zur Verbindung der getrennten Enden verwendet man doppelte Laschen (Fig. 677).

b) Eine genietete Vertikale oder Strebe von I-förmigem Querschnitt wird an jeder der beiden Kopfplatten von zwei Diagonalen aus Flacheisen überkreuzt, welche parallel nebeneinander laufen und die Kopfplatte zwischen sich nehmen.

Es kommt hier darauf an, die innere Diagonale durch die Wand des Druckstabes zu führen. In einfacher Weise läſst sich dieses durch Futterstücke von der Dicke der Diagonale erreichen, welche man zu beiden Seiten derselben unter die Winkeleisen des Druckstabes legt. Bei langen Stäben empfiehlt es sich statt dessen, letztere Winkeleisen an der genannten Diagonale zu stoſsen und durch Deckwinkel zu übertragen (Taf. LIV, Fig. 678). Die Kröpfung der Winkeleisen über die Diagonale hinweg unter Einlage von Keilen stellt sich höher im Preise und kann daher nicht in Frage kommen.

c) Die sich kreuzenden Gitterstäbe bestehen aus zwei gleichartig gebildeten I-Trägern mit voller oder gegliederter Wand.

Sofern die einzelnen Teile der Gitterstäbe einen Stoſs an und für sich nicht erfordern, ist es geraten, den einen Stab ohne Unterbrechung durchgehen und den anderen stumpf dagegen treten zu lassen. Die Verbindung der beiden Stabhälften bewirkt man durch Platten, Winkeleisen, T-Eisen u. s. w. (Taf. LIV, Fig. 679), welche man auf die Gurtungen nietet.

Wenn dagegen in den Gitterstäben ein Stoſs am Kreuzungspunkte erwünscht ist, so unterbricht man hier beide Stäbe und verbindet die Gurtungen derselben durch aufgenietete, als gemeinsame Laschen wirkende Platten. Die Wand der Stäbe kann bei gegliederter Anordnung an den Verbindungsplatten aufhören. Ein hierher gehöriges Beispiel bilden die Überkreuzungspunkte des zweifachen Netzwerkes der Hauptträger der neuen zweigleisigen Nogatbrücke bei Marienburg (Taf. LV, Fig. 680). Zur Erhöhung der Knicksicherheit des Netzwerkes sind die genannten Punkte durch ein Band miteinander verbunden, welches aus zwei stehenden Flacheisen mit dazwischen liegendem Gitter besteht.

d) Der Querschnitt der sich überkreuzenden Gitterstäbe ist ein kreuzförmiger.

Wir betrachten die beiden Anordnungen, in welchen die Gitterstäbe aus je zwei T-Eisen, bezw. aus je vier Winkeleisen bestehen. Im ersteren Falle legt man die Flantschen der T-Eisen soweit auseinander, daſs in dem Zwischenraume die Erneuerung des Anstriches möglich ist und am Kreuzungspunkte eine Stoſsplatte für einen oder beide Gitterstäbe eingeschoben werden kann (Fig. 681). Der Nutzquerschnitt letzterer Platte ist selbstverständlich auf Grund desjenigen der zu übertragenden Gitterstäbe zu bestimmen.

Fig. 681.

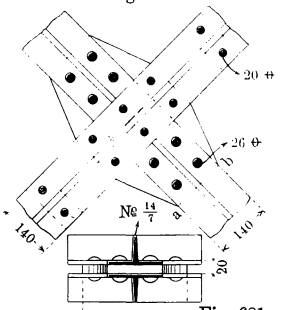
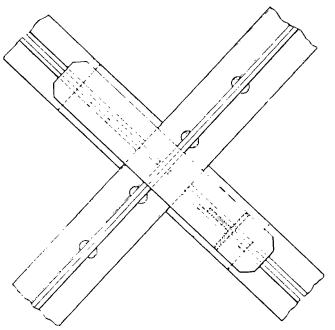


Fig. 681a.
Querschnitt nach *a b*.

Fig. 682.



Falls jeder der Stäbe aus vier Winkeleisen gebildet wird und einer derselben ohne Unterbrechung durchgeht, empfiehlt es sich, den gestoſsenen Gitterstab auſser durch eine Platte, wie eben angegeben, noch durch zwei T-Eisen zu verbinden, welche zwischen die rechtwinklig zur Bildebene stehenden Winkeleisenschenkel mit ihrem Stege gelegt werden. Letzterer muſs zu dem Ende in der Mitte einen Ausschnitt für die von der Bildebene abstehenden Winkeleisenschenkel des anderen Gitterstabes haben (Fig. 682 u. 682a)*). Für den Zwischenraum zwischen den Winkeleisen gilt das vorhin von den T-Eisen Gesagte.

Fig. 682a.

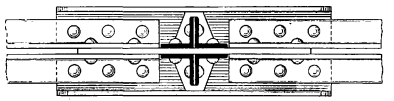


Fig. 682b.



3. Anschluſs des weitmaschigen Gitterwerkes an die Trägergurtungen.

Für den Anschluſs der Diagonalen, Vertikalen oder Streben ist hauptsächlich der Gesichtspunkt maſsgebend, daſs die Kraftübertragung ohne die Erzeugung von Biegungsspannungen erfolgt und daſs die Vernietung in regelrechter Weise ausführbar ist.

Zur Erfüllung der erst genannten Forderung ist es bei Gurtungen mit nur einem Stehblech erforderlich, die Wandstäbe mittellinig an letzteres zu schlieſsen. Unbedingt ist diese Art des Anschlusses bei offen gebauten Brücken zu verlangen, da bei diesen, wie früher gezeigt (vergl. S. 492 bis 497), die Knickgefahr für den Obergurt eine besonders groſse ist. Die Verbindung einfacher Diagonalen mit letzterem muſs daher mit Hülfe doppelter Laschen oder ebensolcher Knotenbleche erfolgen.

Wenn die Gurtung zwei Stehbleche besitzt, so heben sich die durch den einseitigen Anschluſs der Gitterstäbe erzeugten Momente gegenseitig auf, sofern die Stäbe durch eine gegliederte oder volle Wand miteinander verbunden sind. Anderenfalls hat man durch Steh-

*) Vergl. Wochenblatt des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1887, S. 7. Schneider: Über eine neue Druckstrebenkreuzung.

bolzen (Fig. 683) oder durch I-, bezw.]-Eisen, welche nach der Länge oder Quere der Stäbe eingelegt werden können, für die Vernichtung der Momente Sorge zu tragen (Taf. LV, Fig. 684).

Fig. 683. Fig. 683 a.

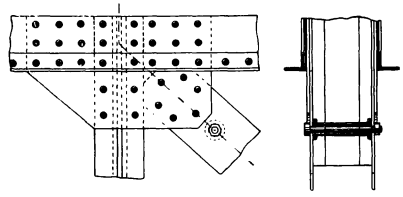
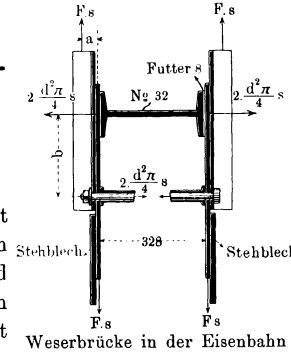


Fig. 685.



Weserbrücke in der Eisenbahn Lage-Hameln. 1 : 20.

Bei den 71,6 m weitgespannten Hauptträgern der eingleisigen Weserbrücke bei Hameln hat man die Momente, welche aus dem einseitigen Anschlufs der aus je zwei]-Eisen gebildeten Diagonalen entstehen, dadurch vernichtet (Taf. LV, Fig. 684), dafs man vorn zwischen den Anschlufsplatten ein I-Eisen quer zur Längenachse der Diagonale anbrachte und am hinteren Ende derselben zwei Stehbolzen einzog. Für den Durchmesser der Bolzen findet man leicht, wenn bezeichnet (Fig. 685):

s die zulässige Zugspannung für die Stehbolzen und Diagonalen, in t/qcm;

F den Nutzquerschnitt eines]-Eisens der Diagonale, in qcm;

a den Abstand der Schwerlinie des]-Eisens von der Mittellinie der zugehörigen Anschlufsplatte, in cm;

b den Abstand der Stehbolzen von der Mitte des Steges des I-Eisens, in cm;

d den gesuchten Bolzendurchmesser:

$$F s a = 2 \frac{d^2 \pi}{4} s b, \quad \text{mithin}$$

$$d = \sqrt{\frac{2 F a}{\pi b}}$$

Im vorliegenden Falle beträgt F, nach Abzug dreier Niete von 2,3 cm Durchmesser, $65{,}5 - 9 = 56{,}5$ qcm; ferner $a = 3{,}9$; $b = 27$ cm, daher:

446 .
$$d = \sqrt{\frac{2 \cdot 56{,}5 \cdot 3{,}9}{3{,}14 \cdot 27}} = 2{,}28 \text{ cm}.$$

Ausgeführt sind die Stehbolzen mit 2,3 cm Durchmesser.

Was den Anschlufs der Gitterstäbe selbst anlangt, so werden dieselben entweder unmittelbar an die Gurtung (Taf. LV, Fig. 686) oder an Anschlufsplatten genietet, welche einfach (Taf. LI, Fig. 642) oder doppelt (Taf. LV, Fig. 687) angeordnet sind und vielfach die Stofsplatten für die Stehbleche der Gurtung bilden. Beim unmittelbaren Anschlufs ist es zweckmäfsig, den Stofs der Stehbleche aufserhalb der Knotenpunkte zu legen, damit die Niete für die Wandstäbe unabhängig von den Stofsnieten der Stehbleche angeordnet werden können (Taf. LV, Fig. 686 b).

Über die erforderliche Anzahl der Niete zum Anschlufs der Wandstäbe geben die §§. 18 und 19 das Nähere. Bezüglich des Anschlusses der gedrückten Wandstäbe soll hier noch bemerkt werden, dafs man denselben meistens mit mehr Nieten bewirkt, als es der Stabkraft entspricht. Vielfach hat man den Nutzquerschnitt der Teile übertragen, durch welche die Anschlufsniete geschlagen werden.

Für den in Fig. 686 auf Taf. LV dargestellten Knotenpunkt der Seitenöffnungen der zweigleisigen Elbbrücke bei Barby von 33,75 m Stützweite sind die Unterlagen zur Berechnung der Zahl der Anschlufsniete in folgender Tabelle zusammengestellt:

Stab	Stabkraft	Zulässige Beanspruchung	Erforderlicher Nutzquerschnitt	Eisendicke	Nietdurchmesser	Zahl der Anschlufsniete erforderlich $n = F : \frac{d^2\pi}{4}$	vorhanden
	t	t/qcm	F in qcm	cm	d in cm		
Gegendiagonale	— 58,6	0,75	75,5	1,3	2,6	2 7,1	2 8
Hauptdiagonale	+ 43,9	0,75	58,5	1,3	2,6	2 5,5	2 6
Vertikale	+ 14,0	0,75	18,7	1,0	2,0	2 3,0	2 8

Die Zahl der ausgeführten Anschlufsniete für die Vertikale ist auf Grund des Nutzquerschnittes der vier Winkeleisen derselben bestimmt. Letzterer beträgt für jedes der Winkeleisen nach Abzug eines 2,0 cm starken Nietes: $15 - 2 = 13$ qcm und wird durch vier Niete, je 2 cm Durchmesser und $4\ 3{,}14 = 12{,}56$ qcm Gesamtquerschnitt, übertragen.

Umständlicher wird die Berechnung der Anschlufsniete, wenn man die Wandstäbe unter Vermittelung von Anschlufsplatten (Knotenblechen) mit der Gurtung verbindet. Es ist dann die Mittelkraft aus den gröfsten gleichzeitig auftretenden Stabkräften der Wandstäbe des Knotenpunktes aus der Anschlufsplatte in die Gurtung zu überführen. Zu den hierfür erforderlichen Nieten kommen noch besondere, wenn die Anschlufsplatte als Stofsplatte für einzelne oder alle Teile der Gurtung dient. Bezeichnen für den Knotenpunkt eines vieleckigen Trägers (Fig. 688 und 688 a):

Fig. 688.

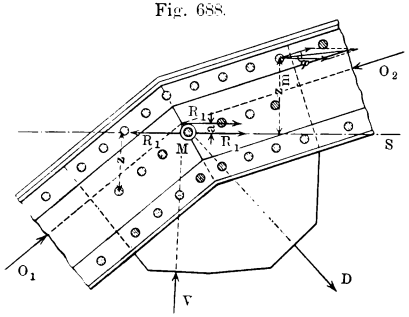
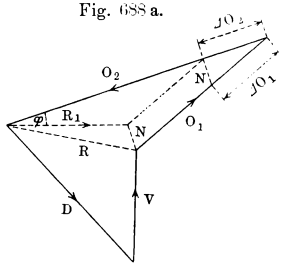


Fig. 688 a.



D, V die gröfsten zusammengehörigen Stabkräfte der Diagonale und Vertikale, in t;

R die Mittelkraft aus D und V in t;

O_1, O_2 die den vorstehenden Kräften entsprechenden Stabkräfte der in dem Knotenpunkte zusammentreffenden Gurtstäbe, in t;

$\Delta O_1, \Delta O_2$ die Teile der Kräfte O_1 und O_2, für welche die Anschlufsplatte als Stofsplatte dient, in t;

N die Mittelkraft aus ΔO_1 und ΔO_2 in t;

R_1 die Mittelkraft aus N und R in t;

n_1, n_2 die Zahl der durch die Gurtung und Anschlufsplatte gehenden Niete links, bezw. rechts von der Gehrungslinie des Knotenpunktes;

$n = n_1 + n_2$ die Gesamtzahl der durch die Gurtung und Anschlufsplatte gehenden Niete;

a den Abstand einer durch den Schwerpunkt M der Niete n zu der Kraft R_1 gezogenen Parallelen MS von dieser Kraft, in cm;

z_1, z_2 den Abstand der einzelnen Niete von MS, in cm;

z_m den Abstand des am stärksten beanspruchten Nietes von MS, in cm,

so kann man auf Grund ähnlicher Schlüsse, wie sie auf S. 475 und 476 für die Vernietung einer Trägerspitze gemacht wurden, annehmen, dafs R_1 auf das im Abstande z_m befindliche Niet eine Kraft von $\frac{R_1}{n}\left(1 + \frac{n z_m a}{\Sigma z^2}\right)$ überträgt. Hierzu kommt noch auf der rechten, bezw. linken Seite der Gehrung in Richtung der Gurtstäbe der Zusatz $\frac{\Delta O_2}{n_2}$, bezw. $\frac{\Delta O_1}{n_1}$, sofern angenommen wird, dafs sich die Kraft ΔO_2 und ΔO_1 gleichmäfsig über die Niete der Gruppen n_2 und n_1 verteilen.

Falls nun der Druck auf die Lochwandungen der Niete in Frage kommt und das am stärksten beanspruchte Niet der Gruppe n_2 angehört, so folgt, wenn noch der Ausdruck $\frac{R_1}{n}\left(1 + \frac{n z_m a}{\Sigma z^2}\right) = r_2$, die Eisendicke $= \delta$ (in cm), der Winkel zwischen der Gurtkraft O_2 und der Geraden MS gleich φ und die zulässige Beanspruchung $= s$ in t/qcm gesetzt wird:

447
$$\frac{1}{d\,\delta}\sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{n_2}\right)^2 + r_2^2 + 2\,r_2\frac{\Delta O_2}{n_2}\cos\varphi} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Wenn der Winkel φ klein ist, genügt der Annäherungswert:

447 a
$$\frac{1}{d\,\delta}\left(\frac{\Delta O_2}{n_2} + r_2\right) \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Die Gleichung Nr. 447 vereinfacht sich sehr, wenn die Anschlufsplatte als Stofsplatte für sämtliche Elemente der Gurtung dient und die Kräfte O_1 und O_2 durch die Schwerpunkte der Nietgruppen n_1, bezw. n_2 verlaufen. Es ist dann $\Delta O_1 = O_1$; $\Delta O_2 = O_2$; $R_1 = 0$ und gilt für die Vernietung:

448
$$\begin{cases} O_1 : n_1\,d\,\delta \\ O_2 : n_2\,d\,\delta \end{cases} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

Wenn die Abscherung für die Nietberechnung in Frage kommt, hat man zu setzen:

449
$$\begin{cases} \sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{n_2}\right)^2 + r_2^2 + 2\,r_2\frac{\Delta O_2}{n_2}\cos\varphi} \leqq \frac{d^2\pi}{4}\,s \text{ für einschnittige Niete,} \\ \sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{n_2}\right)^2 + r_2^2 + 2\,r_2\frac{\Delta O_2}{n_2}\cos\varphi} \leqq \frac{d^2\pi}{2}\,s \text{ für zweischnittige Niete.} \end{cases}$$

Wenn die Anschlufsniete verschiedene Durchmesser haben und bezeichnet:

$\Sigma'' f$ die Summe der Nietquerschnitte der Gruppe n_2;

Σf die Summe der Querschnitte aller Niete;

r_{II} den Ausdruck $\frac{R_1}{\Sigma f}\left(1 + \frac{z_m a \Sigma f}{\Sigma'' f z^2}\right)$,

so folgt:

450
$$\begin{cases} \sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}\right)^2 + r_{\text{II}}^2 + 2\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}r_{\text{II}}\cos\varphi} \leqq s \text{ für einschnittige Niete,} \\ \sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}\right)^2 + r_{\text{II}}^2 + 2\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}r_{\text{II}}\cos\varphi} \leqq 2\,s \text{ für zweischnittige Niete.} \end{cases}$$

Falls der Druck auf die Lochwandungen für die Nietberechnung maſsgebend ist, ergiebt sich, wenn f die Normalprojektion einer beliebigen Lochwandung bezeichnet:

451 $$\sqrt{\left(\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}\right)^2 + r_{\mathrm{II}}^2 + 2\,\frac{\Delta O_2}{\Sigma'' f}\,r_{\mathrm{II}}\cos\varphi} \leqq 1{,}5\,s \text{ bis } 2\,s.$$

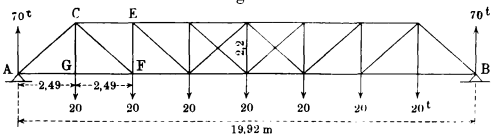
Rascher führt der zeichnerische Weg zum Ziele.

Im Parallelträger ist $R_1 = R - (\Delta O_2 - \Delta O_1)$, mithin bei gleichen, auf die Anschlufsplatte von beiden Seiten des Knotenpunktes übertragenen Stofskräften:

$$R_1 = R = O_2 - O_1.$$

Zur Abkürzung des Kräftelaufes empfiehlt es sich beim Parallelträger, die der Kraft R_1 entsprechenden Niete alle auf die Seite des Stofses der Stehbleche zu setzen, auf welcher die Gurtkraft durch die Kraft R_1 einen Zuwachs erhalten hat. Es mag hier noch ausdrücklich bemerkt werden, dafs bei einem an den Enden frei aufliegenden Balkenträger die ungünstigste Laststellung für die Gurtkräfte nur an den Trägerenden mit derjenigen für die Wandstäbe zusammenfällt (gleichmäfsige Belastung für die Längeneinheit vorausgesetzt), in der Trägermitte dagegen eine ganz abweichende ist. Die der Kraft R entsprechenden Gurtkräfte sind daher im allgemeinen andere, und zwar kleinere, als die durch die statische Berechnung auf Grund der ungünstigsten Laststellung gefundenen. Aus Sicherheitsrücksichten pflegt man hiervon in der Praxis vielfach abzusehen und die Kräfte ΔO_1, ΔO_2 zu vernachlässigen und somit im Parallelträger $R_1 = R$ zu setzen.

Fig. 689.



Beispiel 1. Es ist die Nietverbindung des in Fig. 689 bis 689 b dargestellten oberen Eckknotens des mittleren trapezförmigen Hauptträgers der Eisenbahnunterführung auf Bahnhof Erfurt zu berechnen. Der Obergurt des genannten Hauptträgers hat einen ⊓-förmigen Querschnitt, dessen je 1,5 cm dicke Stehbleche in dem Endknotenpunkte auf Gehrung gegeneinander treten.

Fig. 689 a.

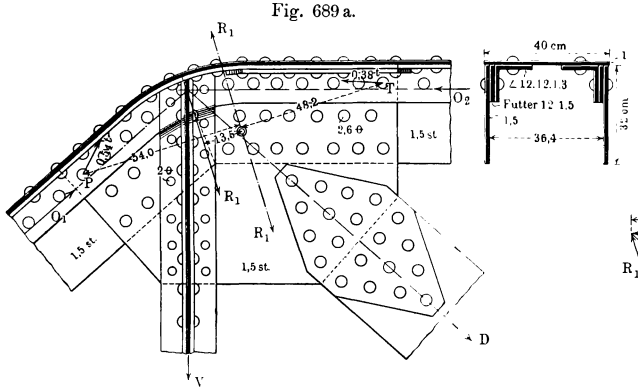
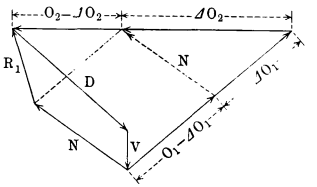


Fig. 689 b.



Dieselben werden durch je ein 1,5 cm dickes Knotenblech gestofsen, welches auch zum Anschlufs der Diagonale und Vertikale, sowie als Stofslasche für den senkrechten Schenkel des anschliefsenden Winkeleisens dient. Zur Vernietung der Vertikale sind Niete von 2 cm Durchmesser, für die übrigen Teile solche von 2,6 cm Durchmesser angewandt.

Für die Fläche des halben Nutzquerschnittes des Obergurtes ergiebt sich, wenn man zwei Niete, je 2,6 cm Durchmesser, von dem Stehbleche und ein Niet desselben Durchmessers von dem Winkeleisen abzieht:

1 Stehblech (32,0 — 5,2) 1,5	40,2 qcm
1 Winkeleisen von 12 12 1,3 cm an Nutzfläche: 29,5 — 1,3 2,6	26,1 „
$^1/_2$ Deckplatte $^1/_2$ 40 1 . . .	20,0 „
Sa.	86,3 qcm

Ferner beträgt der von den Stäben AC, bezw. CE (Fig. 689) auf jedes der beiden Knotenbleche übertragene Nutzquerschnitt: 40,2 bezw. 40,2 + 12,2 = 52,4 qcm.

Die Vernietung des Knotenpunktes C wollen wir unter der Voraussetzung berechnen, dafs der Träger voll mit 8 t für das laufende Meter belastet ist. Auf jeden Knotenpunkt des Untergurtes (mit Ausnahme der beiden Endknotenpunkte A und B) kommen dann 8 2,49 = 19,92, rund 20 t und wirken in den Stäben des Knotenpunktes C die folgenden Kräfte: 105,7 t in AC; 135,8 t in CE; 75,5 t in CF und 20 t in CG. Gemäfs den früheren Bezeichnungen haben wir daher, wenn wir die halben Kräfte in die Rechnung einführen:

$$O_1 = 52{,}85, \text{ rund } 52{,}9\,\text{t}; \quad O_2 = 67{,}9\,\text{t}; \quad D = 37{,}75, \text{ rund } 37{,}8\,\text{t};$$

$$V = 10\,\text{t}; \quad \Delta O_1 = \frac{40{,}2}{86{,}3}\ 52{,}9 = 24{,}6\,\text{t}; \quad \Delta O_2 = \frac{52{,}4}{86{,}3}\cdot 67{,}9 = 41{,}2\,\text{t}.$$

Auf Grund dieser Kräfte ist der Kräfteplan (Fig. 689 b) dargestellt und aus diesem die Kraft $R_1 = 20\,\text{t}$ gefunden.

Die Kraft ΔO_1 wird auf das Knotenblech durch neun Niete*), je 2,6 cm Durchmesser, und vier Niete, je 2,0 cm Durchmesser, übertragen, entsprechend einer Gesamtquerschnittsfläche der Niete von $\Sigma' f = 9\ 5{,}31 + 4\ 3{,}14 = 60{,}3$ qcm. Für die Kraft ΔO_2 sind 20 Niete, je 2,6 cm Durchmesser, und zwei Niete, je 2 cm Durchmesser, insgesamt also $\Sigma'' f = 20\ 5{,}31 + 2 . 3{,}14 = 112{,}5$ qcm vorhanden. Die Summe der Querschnitte beider Nietgruppen beträgt daher $\Sigma f = 172{,}8$ qcm. Weiter findet man leicht $a = 13{,}5$ cm; $\Sigma f z^2 = 159560$; $z_m = 54$ cm für das Niet P der Gruppe $\Sigma' f$ und $z_m = 48{,}2$ cm für das Niet T der Gruppe $\Sigma'' f$.

Die Niete beider Gruppen werden am stärksten auf Abscheren beansprucht, indem der Nietdurchmesser kleiner als zweimal Blechstärke ist. Die Richtungen der durch die Kräfte ΔO_1, ΔO_2 und R_1 in den Nieten erzeugten Spannungen weichen hier so stark voneinander ab, dafs es nicht zulässig ist, dieselben zu summieren; dieselben müssen vielmehr nach dem Parallelogramm der Kräfte zusammengesetzt werden.

Für das am stärksten beanspruchte Niet P der Gruppe $\Sigma' f$ hat man:

Spannung infolge der Kraft ΔO_1 (vergl. Gleichung Nr. 450):

$$\frac{\Delta O_1}{\Sigma' f} = \frac{24{,}6}{60{,}3} = 0{,}408\,\text{t/qcm}.$$

Spannung infolge der Kraft R_1:

$$\frac{R_1}{\Sigma' f}\left(1 + \frac{z_m a \Sigma f}{\Sigma' f z^2}\right) = \frac{20}{172{,}8}\left(1 + \frac{54\ 13{,}5\ 172{,}8}{159560}\right) = 0{,}207\,\text{t/qcm}.$$

Die Zusammensetzung beider Spannungen ergiebt 0,536, rund 0,54 t/qcm, also einen verhältnismäfsig niedrigen Wert.

*) In Fig. 689a fehlt ein Niet von 2,6 cm im Durchmesser da, wo die Zahl 54,0 eingeschrieben ist.

In ähnlicher Weise findet man für das Niet T der Gruppe $\Sigma'' f$:

$$\frac{J\,O_2}{\Sigma'' f} = \frac{41.2}{112{,}5} = 0{,}366\text{ t qcm.}$$

Die von dem Momente $R_1 a$ erzeugte Spannung $\frac{R_1 a\, x_m}{\Sigma f x^2} = \frac{20 \cdot 13{,}5 \cdot 48{,}2}{159560} = 0{,}082$ t/qcm hat im vorliegenden Falle die entgegengesetzte Richtung der Spannung $\frac{R_1}{\Sigma f} = \frac{20}{172{,}8}$ $= 0.116$ t qcm, so dafs also die Abscherspannungen 0,366 t qcm und $0{,}116 - 0{,}082 = 0{,}034$ t/qcm zu vereinigen sind. Das entsprechende Parallelogramm liefert als Ergebnis 0,38 t/qcm, also ebenfalls nur eine geringe Beanspruchung.

Zum Anschlufs der Diagonale von $(38 - 2{,}6)\ 1{,}5 = 53{,}1$ qcm Nutzquerschnitt sind an 2,6 cm starken Nieten erforderlich, da der Druck auf die Lochwandungen in der Diagonale mafsgebend ist:

$$n\ 2{,}6\ 1{,}5\ 1{,}5 = 53{,}1;\quad n = 9{,}1.$$

Ausgeführt sind 10 Niete.

Die Verbindung der Vertikale mit den beiden Anschlufsplatten des Knotenpunktes erheischt an 2 cm starken Nieten bei einer zulässigen Abscherungspannung von 0,7 t qcm:

$$n\ 3{,}14\ 0{,}7 = 20;\quad n = 9{,}1.$$

Ausgeführt sind $2\ 7 = 14$ Niete, abgesehen von den $2\ 6 = 12$ Nieten, welche die Vertikale mit den Anschlufs- und Stehblechen verbinden.

Beispiel 2. Die 65.5 m weit gespannten Hauptträger der zweigleisigen Elbbrücke bei Barby haben im oberen und unteren Knotenpunkte Nr. 7 zwischen dem 6. und 7 Felde die auf Taf. LV, Fig. 687 bis 687 c und Taf. LVI, Fig. 690 und 690 a dargestellten Gurtungs- und Wandglieder. In letzteren herrschen zufolge der statischen Berechnung die eingeschriebenen gröfsten Stabkräfte. Wie hoch stellt sich die Beanspruchung in den verschiedenen Nietverbindungen dieses Knotenpunktes im Ober- und Untergurte?

I. Obergurt (Taf. LV, Fig. 687 bis 687 c).

Sofern für die Niete kein Abzug gemacht wird, ergiebt sich für den H-förmigen Obergurt der Nutzquerschnitt:

Teile des Obergurtes		Querschnitt qcm	Teile des Obergurtes	Querschnitt qcm
			Übertrag	278
4 Stehbleche, je 47 1		188	4 Flacheisen, je 12 1	48
1 Steg, je 45 2		90	8 Winkeleisen, je 10,5 . 10,5 . 1, je 20 qcm	160
	Summa	278	Summa	486

Die Stehbleche und sämtliche wagerechte Platten sind im Knotenpunkte selbst gestofsen. Zur Deckung dienen für je zwei der Stehbleche doppelte Knotenbleche, für den Steg Doppellaschen und für die Flacheisen der wagerechte Schenkel des Deckwinkels der äufseren Gurtwinkel. Der Stofs letzterer Winkeleisen findet beiderseits an den Knotenblechen, derjenige der inneren Winkeleisen an den Doppellaschen des Steges nach Art des Universalstofses statt (vergl. S. 398). Für die Anzahl der Niete zur Übertragung der gestofsenen Teile gilt folgende Tabelle:

Gestofsener Teil des Obergurtes	Zu übertragender Querschnitt F in qcm	Niet-durchmesser d in cm	Eisendicke δ in cm	Nietzahl erforderlich $F : 1{,}5\, d\, \delta$	Nietzahl vorhanden
1. Stofs von je zwei Stehblechen, je 47 1 cm	94	2,6	2	12	16
2. Stofs der oberen Gurtwinkel von 10,5 . 10,5 1 cm.					
a) Der wagerechte Schenkel von 10,5 1 wird durch ein Flacheisen von 12 1 gedeckt	10,5	2,3	1	3	3
b) Der senkrechte Schenkel von 95 1 cm wird durch den senkrechten Schenkel eines Deckwinkels von 9,2 9,2 1,3 cm gedeckt. Der wagerechte Schenkel des letzteren ist auf die Länge des Übergriffes des senkrechten Schenkels weggeschnitten	9,5	2,6	1	2,4	3
3. Stofs der unteren Gurtwinkel von 10,5 10,5 1 cm.					
a) Der wagerechte Schenkel von 10,5 1 cm wird durch ein Winkeleisen von 1,2 8 . 1 cm übertragen.	10,5	2,3	1	3	4
b) Den senkrechten Schenkel von 9,5 1 cm überträgt der senkrechte Schenkel eines Deckwinkels von 9,2 9,2 . 1 cm.	9,5	2,6	1	2,4	3
4. Stofs des Steges von 45 2 cm.					
Zur Stofsdeckung dienen Doppellaschen, je 45 1. 90 {	43,2	2,0	2	7,2	9
	46,8	2,6	2	6	6
5. Stofs der inneren Winkeleisen von 10,5 10,5 1 cm. Die Deckung erfolgt durch Deckwinkel von 9,2 9,2 3 cm	20	2,6	1	5,1	6
6. Stofs der Flacheisen von 12 1 cm. Zur Deckung dienen die unmittelbar unter, bezw. über denselben liegenden Schenkel der unter 2 b und 3 b erwähnten Deckwinkel	12	2,3	1	3,5	5

Die von den Knotenblechen aufzunehmende Kraft R_1 stimmt im vorliegenden Falle nahezu mit der Mittelkraft $R = 22$ t aus den gröfsten Kräften in der Diagonale und Vertikale überein; da aufserdem diese Kraft durch den Schwerpunkt der Stofsniete für die Stehbleche geht, so erscheint es zulässig, die erforderliche Nietzahl zur Übertragung der Wandkräfte auf die Gurtung unter Zugrundelegung der Kraft R zu berechnen. Für die Hälfte letztgenannter Kraft sind daher bei einer zulässigen Gurtspannung von 0,75 t qcm an 2,6 cm starken Nieten erforderlich:

$$n\ 2{,}6\ 2\ 1{,}5 . 0{,}75 = 11;\quad n = 1{,}9,\ \text{rund}\ 2\ \text{Niete},$$

also zu jeder Seite des Stofses der Stehbleche 1 Niet.

Zur Übertragung des Stofses von zwei Stehblechen und der Hälfte der Mittelkraft R genügen mithin zu jeder Seite des Stofses $12 + 1 = 13$ Niete, je 2,6 cm Durchmesser, während die Ausführung $4\ \ 5 = 20$ solcher Niete zeigt.

Über den Anschlufs des Gitterwerkes an die Knotenbleche giebt folgende Tabelle das Nähere:

Gitterstab	Zu übertragender Querschnitt F in qcm	Nietdurchmesser d in cm	Eisendicke δ in cm	Nietzahl erforderlich $F:1{,}5\,d\,\delta$	Nietzahl vorhanden
Hauptdiagonale von (12 — 2) 2	20	2	2	3,3	4
Gegendiagonale von (7,5 — 2,0) 2	11	2	2	1,8	2
Vertikale: $V:s = 14{,}6 : 0{,}75$	19,5	2,6	2	2,5	12

II. Untergurt (Taf. LVI, Fig. 690 bis 690 a).

Die Vernietung des unteren Knotenpunktes Nr. 7 ist nach denselben Gesichtspunkten wie diejenige des Obergurtes erfolgt. Es dürfte daher hier genügen, auf einige Besonderheiten hinzuweisen, welche sich aus der Gestalt des Gurtes und dem Umstande ergeben, dafs der Untergurt auf Zug beansprucht wird.

Der Untergurt besteht aus zwei $\pm$-förmigen Elementen, welche an den Knotenpunkten durch die Vertikale und eine wagerechte Platte verbunden sind. Als Nutzquerschnitt ergiebt sich für die Gurtung links vom Knotenpunkte Nr. 7:

4 Stehbleche, je 54 — (3 2,6 + 2)	176,8 qcm
8 wagerechte Flacheisen, je 10,5 1	84,0 „
12 Winkeleisen von 10,5 10,5 1, je 20 — 2,6	208,8 „
	Sa. 469,6 qcm

Die Gurtung rechts vom Knotenpunkte Nr. 7 hat $4 \cdot 8 = 32$ qcm mehr Nutzquerschnitt, demnach 501,6 qcm; es stellt sich daher die Beanspruchung der Gurtung auf:

$329{,}1 : 469{,}6 = 0{,}70$ t/qcm links vom Knotenpunkte,

$352{,}6 : 501{,}6 = 0{,}70$ „ rechts „ „

Der Stofs der Stehbleche liegt 9 cm von der Mitte des Knotenpunktes nach links und ist für je zwei der Bleche im unteren Teile durch Doppellaschen, je 22,5 1 cm und darüber durch doppelte Knotenbleche, je 39,5 . 1 cm, gedeckt. Zwischen den Laschen und Knotenblechen bleibt der Stofs auf 2 cm Höhe ohne Deckung.

An Nieten zur Übertragung des Stofses je zweier Stehbleche sind erforderlich, wenn man die Anschlufsniete der Diagonalen mit der Hälfte ihrer Lochwandungen in den Stehblechen und Knotenblechen heranzieht:

Gestofsener Teil	Zu übertragender Querschnitt F in qcm	Nietdurchmesser d in cm	Eisendicke δ in cm	Nietzahl erforderlich $F:1{,}5\,d\,\delta$	Nietzahl vorhanden
a) Stehbleche links vom Knotenpunkte. 2 Stehbleche, je 54 — (3 2,6 + 2)	88,4	2,6	2	8	8
		2,0	2	4,3	$2+\frac{5}{2}$
b) Stehbleche rechts vom Knotenpunkte. 2 Stehbleche, je 64 — (3 2,6 + 2 2)	104,4	2,6	2	8	8
		2,0	2	7	$9+\frac{4}{2}$

Bezüglich des Stofses der sonstigen Gurtteile soll noch bemerkt werden, dafs sich die Gurtungswinkeleisen an den Knotenblechen und Laschen der Stehbleche tot laufen und durch Deckwinkel nach Art des Universalstofses übertragen werden. Die acht wagerechten Flach-

eisen sind mitten im Knotenpunkte gestofsen und durch die Futterstücke gedeckt, welche der Universalstofs verlangt.

Der Anschlufs der Diagonalen an die Knotenbleche erfolgt mit Hülfe von doppelten Laschen unter Einlage von Futterstücken. Für die Anschlufsniete gilt folgende Tabelle:

Gitterstab	Zu übertragender Querschnitt F in qcm	Nietdurchmesser d in cm	Eisendicke δ in cm	Nietzahl erforderlich $F : 1{,}5\, d\delta$	Nietzahl vorhanden
Hauptdiagonale von (20 — 2) 2	36	2	2	6	7
Gegendiagonale von (12 — 2) 2	20	2	2	3,7	4
Vertikale: $V : s = 14{,}6 : 0{,}75$	19,5	2,6	2	2,5	2,6

Von der auf die Knotenbleche und Stofslaschen der Stehbleche wirkenden Mittelkraft gilt das auf S. 508 über den Parallelträger Gesagte, indem der Untergurt geradlinig verläuft; demgemäfs hat man:

$$R_1 = R - (\Delta O_2 - \Delta O_1).$$

Die Kraft R ist gleich der wagerechten Seitenkraft der Hauptdiagonale $= 0{,}72 \cdot 53{,}9 = 38{,}8$ t, ferner $\Delta O_2 - \Delta O_1 = 2\,(104{,}4 - 88{,}4)\,0{,}35 = 11{,}2$ t, wenn zur Sicherheit angenommen wird, dafs bei der ungünstigsten Laststellung für die Hauptdiagonale des unteren Knotenpunktes Nr. 7 in der zugehörigen Gurtung nur die Hälfte der zulässigen Beanspruchung ($^1/_2$ 0,70 = 0,35 t/qcm) vorhanden ist. Es hat sonach R_1 den Wert $38{,}8 - 11{,}2 = 27{,}6$ t. Zur Überführung dieser Kraft in die Stehbleche sind an 2,6 cm starken Nieten erforderlich: $27{,}6 : 1{,}5\ 0{,}7\ 2{,}6\ 2 = 5$. Angeordnet hat man $2\ 3 = 6$ Niete und zwar lotrecht übereinander in der Mittellinie der Vertikale, also auf der Seite des Stofses, auf welcher die Gurtkraft am gröfsten ist (vergl. S. 508).

In ähnlicher Weise wie im Vorstehenden läfst sich der auf Taf. LVI, Fig. 691 dargestellte Knotenpunkt der Hauptträger der zweigleisigen Nogatbrücke bei Marienburg von 103,2 m Stützweite hinsichtlich der Nietverbindungen behandeln.

§. 105.

Querschnitt und Knickfestigkeit des engmaschigen Netzwerkes.

Sämtlichen Stäben des engmaschigen Netzwerkes giebt man am besten knicksichere Querschnitte in Form von ⊥-, [-, ⊥⊥-, Ω-Eisen u. s. w., indem steife, mit den Druckstäben vernietete Zugstäbe die Trägerwand gegen Ausbiegen erheblich mehr sichern als schlaffe Bänder. Die Richtigkeit dieser Angabe geht aus Folgendem hervor:

Wir nehmen an, dafs das Netzwerk einem Parallelträger angehört und dafs seine sämtlichen Stäbe gegen die Gurtungen des Trägers gleich geneigt und an den Überkreuzungsstellen wie an den Enden drehbar miteinander, bezw. mit den Gurtungen verbunden sind; ferner sei der Abstand der Schwerlinien beider Stablagen derselbe und finde die Inanspruchnahme der Stäbe längs dieser Linien statt. Endlich seien noch die Querschnitte und Kräfte der Zugstäbe einander gleich, ebenso diejenigen der Druckstäbe. Bleiben nun bei der Be-

lastung des Trägers die Stabenden in der ursprünglichen Ebene, so ergiebt sich*), wenn bezeichnet (Fig. 692):

F_1, F_2 den Nutzquerschnitt eines Druck- bezw. Zugstabes, in qcm;

J_1, J_2 die zugehörigen kleinsten Trägheitsmomente, in cm^4;

l die Stablänge, in cm;

E die Elastizitätszahl des Eisens, in t/qcm;

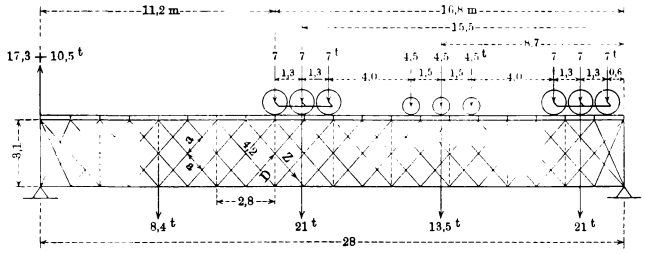
D, Z die Kraft in einem Druck- bezw. Zugstab, in t;

P' die Knickkraft für den Druckstab, in t:

452
$$P' = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} + \frac{\pi^2 E J_2}{l^2} + Z.$$

Hiernach ist die Knickkraft eines Druckstabes gleich der Summe der Knickkräfte des Stabes selbst und eines Zugstabes, vermehrt um die Zugkraft im letzteren.

Fig. 692.



Die im Vorstehenden berechnete Knickkraft läfst sich nicht ganz ausnutzen, indem der Druckstab, bevor er im ganzen ausbiegt, innerhalb einer Masche zerknickt**); denn, wächst der Druck D auf den Wert D', welcher dem Einknicken des Stabes auf eine Maschenlänge entspricht, so wächst auch die Zugkraft Z auf den gleichen Wert $Z' = D'$, vorausgesetzt, dafs sich die Querkraft in jedem Trägerquerschnitte gleichmäfsig über beide Stablagen verteilt. Gemäfs der Gleichung Nr. 452 ist dann die zum Ausbiegen des ganzen Stabes erforderliche Kraft gröfser als Z' und daher ein Einknicken der ganzen Trägerwand unmöglich; es kommt vielmehr nur das Zerknicken innerhalb einer Masche des Stabnetzes in Betracht. Für letztere Kraft hat man, wenn bezeichnet:

a die Maschenlänge, in cm;

i_1 den kleinsten Trägheitshalbmesser des Druckstabes, in cm:

$$D' = \frac{\pi^2 E J_1}{a^2}, \text{ sofern } \frac{a}{i_1} > \begin{matrix} 114 \text{ bei Schweifseisen} \\ 110 \text{ bei Flufseisen.} \end{matrix}$$

Wenn dagegen das Verhältnis $\frac{a}{i_1}$ für die aufgeführten Metalle den Wert 15 bis rund 110 hat, so gilt nach Tetmajer gemäfs der Gleichung Nr. 432:

$$D' = \begin{cases} \left(3{,}03 - 0{,}013\ \frac{a}{i_1}\right) F_1 \text{ Schweifseisen,} \\ \left(3{,}21 - 0{,}0116\ \frac{a}{i_1}\right) F_1 \text{ Flufseisen.} \end{cases}$$

*) Annales des ponts et chaussées 1894, Sept., S. 233: Jasinski: Researches sur la flection des pièces comprimées. Schweizerische Bauzeitung 1895, 19. Januar, S. 15. Mantel: Knickfragen; desgl. 1895, 30. März, S. 88. Engesser: Knickfragen.

**) Schweizerische Bauzeitung 1900 12. Januar, S. 15. Schüle: Belastung bis zum Bruch der Erlenbachbrücke der Schwarzwaldbahn

In der Ausführung sind die den vorstehenden Gleichungen zu Grunde liegenden Voraussetzungen, betreffend die Belastung der Stäbe in der Schwerlinie und die gleichmäfsige Verteilung der Querkraft über beide Stablagen, meistens nicht ganz erfüllt; es treten daher Nebenmomente und Ausbiegungen ein, welche den Bruch des Stabes bereits vor dem Auftreten der berechneten Knickkraft D' verursachen. Diese ungünstigen Einflüsse berücksichtigt man am einfachsten durch Einführung eines bestimmten Sicherheitsbeiwertes, indem man schreibt:

$$D' = \frac{1}{n}\frac{\pi^2 E J_1}{a^2}, \text{ bezw. } D' = \frac{1}{n}\left(3 - 0{,}013\,\frac{a}{i_1}\right) F_1$$

abgerundet für Schweifseisen.

Die Gröfse des Beiwertes n anlangend, so dürfte es genügen, $n = 4$ bis 5 zu setzen, wenn die Trägerwand in angemessenen Abständen durch kräftige Vertikalen ausgesteift ist, da letztere eine möglichst gleichmäfsige Verteilung der Querkraft über beide Stablagen gewährleisten und zur Aussteifung der Wand wesentlich beitragen; fehlen aber derartige Vertikalen, so empfiehlt es sich, $n = 5$ zu wählen und aufserdem für die Maschenweite a den Wert 1,5a bis 2a in die Rechnung einzuführen

Beispiel. Der in Fig. 692 dargestellte, einer eingleisigen Vollbahnbrücke von 28 m Stützweite angehörige Hauptträger habe ein vierfaches aus ⌐¬- und Flacheisen gebildetes Netzwerk, welches auf je 2,8 m der Trägerlänge durch Vertikalen ausgesteift ist und im vierten Felde vom linken Auflager ab die folgenden Abmessungen besitzt:

Querschnitt	Abmessungen	Querschnittsfläche		Trägheitsmoment J	Trägheitshalbmesser
		voll	nutzbar	nutzbar	
	cm	qcm	qcm	cm⁴	cm
Druckstäbe: ⌊⌋	$\frac{12}{0{,}7}$ $\frac{5{,}5}{0{,}9}$ N. Pr. 12	17,00	15,60	48,5	1,77
Zugstäbe: ▭	10 . 1,4	14,00	11,2	2,8	0,50

Wie grofs ist die Sicherheit gegen Einknicken der Trägerwand in letzterem Felde, wenn das metrische Eigengewicht der Brücke zu 1,5 Tonnen und die Betriebslast aus zwei, in der Figur angedeuteten Lokomotiven bestehend angenommen wird.

Als ungünstigste Laststellung für die Wandglieder des gegebenen Trägerfeldes nehmen wir die in Fig. 692 angegebene an und haben dann für die gröfste in Frage kommende Querkraft V:

$$V = \frac{21\,(15{,}5 + 1{,}9)}{28} + \frac{13{,}5\;\;8{,}7}{} + \frac{1{,}5}{2}\,(14{,}0 - 11{,}2) = 19{,}4\text{ t}.$$

Da die Trägerwand durch Vertikalen genügend ausgesteift ist, kann mit hinreichender Genauigkeit angenommen werden, dafs sich V gleichmäfsig über die vier Stäbe des Netzwerkes verteilt, mithin in denselben die Zug- bezw. Druckkräfte hervorruft:

$$Z = D = \frac{1}{4}\,\frac{V}{\sin\alpha}$$

Aus der Fig. 692 folgt für $\sin\alpha = \frac{3{,}1}{4{,}2}$, mithin:

$$Z = D = \frac{1}{4}\;19{,}4\;\frac{4{,}2}{3{,}1} = 6{,}57, \text{ rund } 6{,}6\text{ t}.$$

Die Kraft zum Zerknicken eines Druckstabes innerhalb einer Masche ergiebt sich aus der Gleichung Nr. 432, da hier $a = \frac{420}{4} = 105$ cm, und $i_1 = 1{,}77$ cm, also $\frac{a}{i_1} = \frac{105}{1{,}77} < 110$:

$$D' = \left(3{,}03 - 0{,}013\ \frac{105}{1{,}77}\right) 15{,}6 = 35{,}2\text{ t (abger.*)}.$$

Sonach bietet die Trägerwand in dem fraglichen Felde gegen Einknicken einen Sicherheitsgrad von

$$\nu = \frac{35{,}2}{6{,}6} = 5{,}3\text{ (abger.)}.$$

Würde man die Knicksicherheit der Wand auf Grund der Gleichung Nr. 452 beurteilen, so ergäbe sich für die erforderliche Knickkraft, wenn man $\pi^2 = 10$ und $E = 2000$ t/qcm setzt:

$$P' = \frac{20000}{420^2}\ (48{,}5 + 2{,}8) + 35{,}2 = 5{,}8 + 35{,}2 = 41\text{ t (abger.)},$$

während der Druckstab schon bei 35,2 Tonnen innerhalb einer Masche zerknickt.

§. 106.

Balkenträger mit Gelenkknoten.

Abweichend von der in Deutschland üblichen Vernietung der in den einzelnen Knotenpunkten zusammentreffenden Stäbe eines gegliederten Balkenträgers, hat man namentlich in Nordamerika zur Verbindung der Stäbe Gelenkbolzen gewählt. Gegenüber der Vernietung erreicht man durch die Bolzenverbindung folgende Vorteile:

a) Die Aufstellung des Überbaues läfst sich schneller und billiger ausführen, indem die Arbeit des Zusammenfügens der Stäbe bei Anwendung von Bolzen wesentlich einfacher und billiger als bei Verwendung von Nieten ist und weniger geübte Arbeiter erfordert.

Von besonderer Wichtigkeit ist die schnelle Aufstellung, wenn Hochwassergefahren für das in den Strom zu schlagende Montierungsgerüst in Frage kommen.

Einige Beispiele sehr rascher Aufstellungen mögen das Gesagte erläutern:

Am 20. Januar 1874 brannte bei Biddeford im Staate Maine die hölzerne, fünf Öffnungen umfassende Eisenbahnbrücke von zusammen 182,9 m Länge ab. Am 24. Januar war mit der Firma Clarke, Reeves & Co. in Philadelphia der Kontrakt auf die Lieferung einer eisernen Brücke abgeschlossen; 40 Tage später konnte die neue Brücke dem Verkehr übergeben werden**).

Nach Angaben von Weisse in der deutschen Bauzeitung vom Jahre 1894, S. 166, wurde der östliche der beiden 122 m langen Hauptträger der Missouribrücke bei Plattsmouth im Staate Nebraska in der Zeit vom 20. Mai bis 19. Juni 1880 aufgestellt, der andere Träger sogar in der kurzen Zeit vom 15. bis 30. August, an welchem Tage bereits der erste Zug über die Brücke fuhr.

---

*) In Rücksicht auf etwaige seitliche Kräfteangriffe ist hier der Nutzquerschnitt anstatt des Vollquerschnittes eingeführt.

**) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover 1876, S. 73. Gleim: Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit.

Besonders schnell wurden nach einer Mitteilung des Oberingenieurs Bosse in der Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure 1889, S. 395, die 122 m weit gespannten Überbaue der drei Stromöffnungen der Missouri-Brücke in Randolph Bluffs bei Kansas City (Taf. LVII, Fig. 693) errichtet. Es wurden gebraucht für jeden der genannten Überbaue:

Aufstellung und Zusammenbau der Hauptträger (ausschliefslich des Untergurtes), der Querverbände und des oberen Windverbandes	5 Tage	8 St.
Zusammenlegen des Untergurtes, Einbau der Quer- und Längsträger, sowie des unteren Windverbandes, einschl. Schlagen sämtlicher Niete	8 „	— „
Im Ganzen also für den Zusammenbau des Eisenwerkes einer Stromöffnung	13 Tage	8 St.

b) Die Gelenke bedingen bei Belastung und ungleichmäfsiger Erwärmung des Überbaues in den durch die Bolzen verbundenen Stäben eine obere Grenze der Nebenspannungen, welche der Gröfse des Reibungsmomentes am Bolzen entspricht. Letzteres ist allerdings im allgemeinen so grofs, dafs der Bolzen als solcher gar nicht zur Wirkung gelangt.

Nach den Beobachtungen von Manderla scheinen nur stark erschütternde Kräfte eine geringe Drehung um die Bolzen herbeizuführen. Je gröfser somit die Brückenträger und damit die ständigen Lasten gegenüber den Verkehrslasten werden, um so geringer wird auch der in Rede stehende Vorteil der Bolzenverbindung*).

c) Eine Verschwächung, wie sie bei der Vernietung durch die Nietlöcher eintritt, kommt bei vollen, an die Bolzen geschlossenen Stäben nicht vor.

Den im Vorstehenden aufgeführten Vorzügen der Bolzenverbindungen stehen folgende Nachteile gegenüber:

a) Wenn ein einziger Bolzen bricht, ist die Standsicherheit des ganzen Überbaues gefährdet. Diese Gefahr ist jedoch bei sorgfältiger Ausführung nicht erheblich, da man jeden Bolzen vor der Abnahme auf seine Festigkeit leicht prüfen kann.

b) Dem Bolzen kann oft aus Rücksichten auf die Ausführung keine so kleine Stärke gegeben werden, dafs die Reibung im Gelenke von dem Biegungsmomente überwunden wird. In diesem Falle ist also die Bolzenverbindung ganz unwirksam und verhält sich ebenso wie eine Nietverbindung.

c) Der Anschlufs der Querverbände wird erschwert und läfst oft die wünschenswerte Starrheit vermissen.

d) In den gezogenen Gurtungen von Trägern grofser Spannweite erhalten die Bolzen oft eine so grofse Länge, dafs es fraglich erscheint, ob sie die Stabkräfte gleichmäfsig übertragen.

e) Die Ausführung einer Brücke mit Gelenkknoten mufs mit der peinlichsten Genauigkeit erfolgen, da sonst die Bolzen schlecht passen und ein Schlottern einzelner Stäbe eintritt.

Der Einführung der Gelenkknoten tritt hier zu Lande noch der Umstand entgegen, dafs die Brückenbauanstalten auf ihre Herstellung nicht eingerichtet sind und daher höhere Einheitspreise als für genietete Knoten berechnen müfsten.

Was den Wert der Bolzenverbindung gegenüber der Vernietung anlangt, so ist zufolge dem Vorstehenden als einziger durchschlagender Vorteil die Möglichkeit der schnelleren Auf-

*) Vergl. Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen 1898. Rieppel: Konstruktion neuerer deutscher Brückenbauten.

stellung des Überbaues aufzuführen. Wo auf diese kein besonderes Gewicht zu legen ist und die Bolzenreibung hohe Nebenspannungen erzeugt, leistet ein gut durchgebildeter genieteter Knotenpunkt nicht nur dasselbe, sondern hat noch den Vorzug der gröfseren Steifigkeit, was für die Haltbarkeit der ganzen Brücke von wesentlicher Bedeutung ist. Unter guter Durchbildung des genieteten Knotenpunktes ist hier die Anordnung verstanden, bei welcher sich die Schwerlinien der Stäbe in einem Punkte schneiden und durch symmetrischen Nietanschlufs und richtige Materialverteilung jedwede Verziehung der Kraftlinien vermieden ist.

Ausführung der Gelenkknoten.

Wir unterscheiden die amerikanische Bauart und die deutsche von Gerber.

A. Amerikanische Bauart der Gelenke.

Anfänglich waren die amerikanischen Gelenke in den gedrückten Gurt- und Wandgliedern vielfach mit Gufskörpern ausgestattet, welche den Bolzen aufnahmen; bald verliefs man aber diese Bauart als unzweckmäfsig und schlofs die einzelnen Stäbe unmittelbar an die Verbindungsbolzen, gegebenenfalls unter Verdickung der Lochwandungen. Über die in dieser Weise hergestellten Gelenkträger wollen wir einige allgemeine Bemerkungen machen und die Ausbildung der Einzelteile an einigen hervorragenden Beispielen näher besprechen*).

Der Zuggurt besteht fast ausnahmslos aus stehenden Flachstäben, die an den Enden mit einem Auge zur Aufnahme des Bolzens versehen sind. Meist haben die Stäbe durch die ganze Brücke gleiche Breite und nur wenig veränderliche Dicke. Querschnittsveränderungen werden fast ausschliefslich durch Hinzufügen oder Weglassen solcher Stabpaare erzielt (Taf. LVII, Fig. 693 und 693a; Taf. LVIII, Fig. 694 und 694a; Taf. LIX, Fig. 695 bis 695c).

Nur in den Endfeldern sind steife Querschnitte angewandt, da hier die Druckspannungen, welche aus dem Widerstande der Walzenlager gegen die Längsbewegung der Trägerenden, sowie aus dem Bremsschube und Winddruck entstehen, die Zugspannungen überwiegen können (Taf. LVII, Fig. 693; Taf. LIX, Fig. 695).

Die Länge der Flachstäbe zwischen den Augenmitten wird knapp bemessen, so dafs das Einsetzen der Stäbe mit Anfangsspannung erfolgen mufs.

Die Bolzen sind zylindrisch und erhalten an beiden Enden niedrige Scheibenmuttern und gufseiserne Unterlegscheiben. Ihre Länge ist in der Mitte gröfserer Träger meistens über 1 m (z. B. in Taf. LVII, Fig. 693a, Knoten i 1060 mm). Über die Form des Bolzenauges ist auf S. 75 und 76 das Nötige gesagt.

Was die Gruppierung der Flachstäbe anlangt, so erfolgt dieselbe symmetrisch zur Längenachse des Zuggurtes, um seitliche Kräfteangriffe zu vermeiden. Dabei treffen an den einzelnen Bolzen entweder beiderseits die gleiche Anzahl von Stäben zusammen (Taf. LVII, Fig. 693, Knoten e, g, h; Taf. LVIII, Fig. 694, Knoten b, d, e) oder auf der einen Seite eine um einen Stab geringere, bezw. gröfsere Anzahl als auf der anderen (Taf. LVII, Fig. 693, Knoten c, d, f, i; Taf. LVIII, Fig. 694, Knoten c). Bei beiden Anordnungen treten im mitt-

*) Zeitschr. d. Vereins deutsch. Ing. 1889, S. 909. Barkhausen: Der Bau eiserner Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse.

leren Teile des Gelenkbolzens um so geringere Biegungsspannungen auf, je mehr die Mittelkräfte der beiden am Bolzen zusammentreffenden Stabgruppen in ein und dieselbe Gerade fallen.

Der Druckgurt hat gewöhnlich ⊓förmige Gestalt und wird bei gerader oder flach geknickter Form neben den einzelnen Gelenkbolzen in allen Bestandteilen gestofsen. Der Stofs ist ein sogen. Berührungsstofs (Taf. LVII, Fig. 693 und Taf. LVIII, Fig. 694, Knoten *C*, *D*, *E* u. s. w.; Taf. LIX, Fig. 695 b), da die angebrachten Laschen nicht den Querschnitt ersetzen, sondern nur dazu dienen, die gegenseitige Verschiebung der aneinanderstofsenden Gurtstäbe zu verhindern. Die Übertragung der Stabspannung erfolgt durch Berührung im ganzen Querschnitt.

In dem scharfen Knicke am Kopfe der schrägen Endstrebe wird eine offene Fuge gelassen, so dafs sich dieselbe und die Gurtung nur gegen den Bolzen stützen. Um dieses zu erreichen, werden die Stehbleche der Gurtung und Endstrebe an einer oder an beiden Seiten durch aufgenietete Platten verstärkt und mit halbkreisförmigen Augen versehen (Taf. LVII, Fig. 693; Taf. LVIII, Fig. 694; Taf. LIX, Fig. 695 b).

Um dem Knotenpunkte eine gewisse seitliche Steifigkeit zu geben, giebt man auf beiden Seiten des Querschnittes der unmittelbar unter der Bolzenmutter liegenden Verstärkungsplatte des Gurtstabes, bezw. der Endstrebe ein volles Auge (Taf. LIX, Fig. 695) oder vernietet letztgenannte Stäbe mit einer dem Knicke folgenden Blechplatte (Taf. LVII, Fig. 693; Taf. LVIII, Fig. 694, Knoten *B*). Durch letztere Anordnung wird aber die Wirkung des Gelenkbolzens beeinträchtigt und ist dieselbe daher nicht zu empfehlen.

Die Hauptdiagonalen bestehen meistens aus Flachstäben mit Augen an den Enden und die Gegendiagonalen aus Quadrat- oder Rundeisenstäben. Da die Gegendiagonalen als überzählige Teile in dem geometrischen Netze des Trägers auftreten und daher in ihrer Länge durch die übrigen Stäbe bestimmt sind, so hat man in dieselben vielfach Spannschlösser eingeschaltet (Taf. LVIII, Fig. 694, Feld *CD* und *DE*). Bei grofser freiliegender Länge der Gegendiagonale haben letztere noch den Vorteil, dafs man die Diagonale mit Spannung einsetzen und dadurch das Durchhängen derselben wesentlich vermindern kann.

Die Augen werden an diesen verhältnismäfsig schwachen Stäben durch Umbiegen und Zusammenschweifsen der Enden hergestellt (Taf. LVIII, Fig. 694, Knoten *c*, *d* und *D*, *E*).

Zu den Vertikalen hat man in der Regel zwei gewalzte oder genietete ⊐-Eisen verwandt, welche miteinander vergittert sind (Taf. LVII, Fig. 693; LIX, Fig. 695 c). Der Gelenkbolzen geht entweder durch die beiden gegebenenfalls verstärkten Stege der ⊐-Eisen oder durch besondere mit den Flantschen vernietete Platten (Taf. LVII, Fig. 693).

Am Auflager tritt die Endstrebe in derselben Weise wie am Kopfe gegen einen Bolzen. Derselbe nimmt auch die Endstäbe des Zuggurtes auf und findet in dem oberen Körper des festen, bezw. beweglichen Trägerauflagers seine Stütze (Taf. LX, Fig. 695 d).

B. Deutsche Bauart der Gelenke von Gerber.

Von der amerikanischen Anordnung der Gelenke unterscheidet sich die deutsche wesentlich dadurch, dafs jeder Knotenpunkt eine mit einem der Stäbe vernietete Platte — die sogen. Gelenkplatte — enthält, an welche jeder der übrigen Stäbe durch ein besonderes Gelenk oder durch Niete geschlossen ist. Einer der Bolzen befindet sich in dem Schnittpunkte der Schwerlinien der Stäbe, dem geometrischen Mittelpunkte des Knotens oder, was dasselbe ist, in dem zugehörigen Eckpunkte des geometrischen Trägernetzes (Taf. LX, Fig. 696).

Die Bolzen erhalten bei dieser Lagerung nur eine geringe Länge und können daher verhältnismäfsig schwach gehalten werden. Damit sie stramm in der Lochwandung anliegen, hat Gerber dem Schafte Kegelform mit 1:100 Verjüngung gegeben (vergl. S. 67 und 68).

Die Starrheit des Trägers geht mit der Gerberschen Ausbildung der Gelenkknoten nicht verloren, indem die Kraftübertragung durch die Verschiebung der Bolzen in Richtung der Stabachsen keine Änderung erleidet. Infolge der Durchbiegung des Trägers bei Belastungen dreht sich allerdings die Gelenkplatte um einen gewissen Winkel um den Bolzen im geometrischen Mittelpunkte des Knotens, jedoch sind die hierdurch entstehenden Hebelarme der an den anderen Bolzen der Gelenkplatte angreifenden Stabkräfte so klein, dafs sie nicht in Betracht kommen.

Bei der Strafsenbrücke über die Altmühl in Eichstädt (Taf. LX, Fig. 696) erfolgt der feste Anschlufs der einzelnen Gelenkplatten an nachfolgende Stäbe des Ober- und Untergurtes:

	Obergurt			Untergurt	
Knoten	0	I	III	2	4
Stab	0 — I	I — 0	III — IV	2 — 3	(4) — (3)

Ferner sind die in den Knoten I und III angeschlossenen Hängestangen am unteren Ende und die zur Verhinderung des Durchhängens der Stäbe des Obergurtes in den Knoten 2 und 4 errichteten Pfosten an beiden Enden mit den zugehörigen Platten fest vernietet.

Zum Anschlufs des Querverbandes an die Gurtungen ordnet Gerber in jedem Knotenpunkte eine rechtwinklig zur Trägerwand stehende, den Schwerlinien der beiderseitigen Gurtstäbe folgende Platte an, welche um den Mittelpunktsbolzen herum einen Ausschnitt für die Bolzenmutter, bezw. den Bolzenkopf hat und mit den Gurtstäben vernietet ist (Taf. LX, Fig. 696b bis 696d).

Der Durchbiegung des Trägers setzen vorstehende Platten nur einen geringen Widerstand entgegen, da das in Frage kommende Trägheitsmoment derselben nur einen kleinen Wert besitzt.

Berechnung der Gelenkbolzen.

Für die Berechnung des Gelenkbolzens gilt das auf S. 70 und 293 Gesagte. Bezeichnet für einen beliebigen Bolzenquerschnitt:

M_x, M_y das Moment der Stäbe des Bolzens in Bezug auf eine wagerechte, bezw. senkrechte, durch das Bolzenmittel gehende Achse, in cmt;

M das Mittelmoment aus M_x und M_y, in cmt;

s die stärkste Biegungsspannung des Bolzens, in t/qcm;

d den Bolzendurchmesser, in cm,

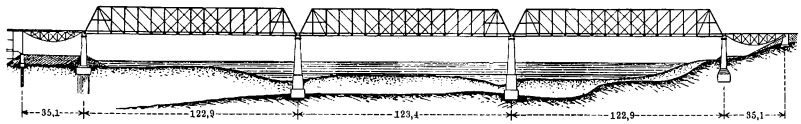
so folgt nach Gleichung Nr. 53:

$$d = 2{,}17 \sqrt[3]{\frac{M}{s}},$$

worin $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$.

Beispiel. Die eingleisige, aus Flufsstahl erbaute Bismarck-Brücke über den Missouri in der Northern-Pacific-Eisenbahn bei Bismarck, D. T., hat drei Stromöffnungen, je 122 m Stützweite (Fig. 697). In den Knotenpunkten der trapezförmigen Hauptträger befinden sich

Fig. 697.



Bismarck-Brücke über den Missouri. D. T. 1:3580.

Gelenkbolzen und hat der im fünften Knotenpunkte der unteren Gurtung befindliche Bolzen die in den Fig. 698 und 698a im Grund- und Aufrifs dargestellten Kräfteangriffe in sich aufzunehmen. Wie stark werden die Lochwandungen der Augen in den Gurtstäben zwischen den Knoten Nr. 5 und 6 auf Druck beansprucht und wie grofs ist die stärkste Biegungsspannung des Gelenkbolzens im Knotenpunkt Nr. 5?

Fig. 698.

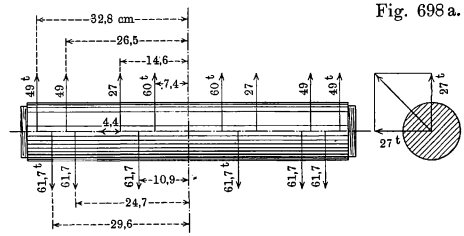


Fig. 698a.

Zufolge der vom Ingenieur Morison aufgestellten statischen Berechnung*) beträgt die Gurtkraft im Untergurt zwischen den erwähnten Knotenpunkten ungünstigsten Falls 370,2 Tonnen, daher für jeden der sechs Gurtstäbe 61,7 Tonnen. Da nun der Bolzendurchmesser 12,7 cm (5″) und die Dicke eines Gurtstabes 3,5 cm ($1^3/_8$″) beträgt, so folgt für den Lochmanteldruck:

$$61{,}7 : 12{,}7\ \ 3{,}5 = 1{,}39\text{ t}.$$

Die Zugfestigkeit des verwandten Flufsstahles beträgt geringsten Falls 5,6 t/qcm; es kann derselbe daher ohne Bedenken mit 1,4 bis 1,5 t/qcm auf Zug und mit 2,2 bis 3,0 t/qcm auf Lochmanteldruck beansprucht werden. Im vorliegenden Falle ist also der Laibungsdruck im Bolzenauge ein verhältnismäfsig geringer.

Für die Beanspruchung des Gelenkbolzens auf Biegung ergiebt sich, da das gröfste Biegungsmoment zwischen den der Bolzenmitte zunächst gelegenen Gurtstäben (auf die Länge von 2 7,4 = 14,8 cm) stattfindet und die Vertikale 4,4 cm von der Diagonale ab angreift:

$$M_x = 27\ \ 4{,}4 = 118{,}8, \text{ rund } 119\text{ cmt}.$$

$$M_y = 61{,}7\ (29{,}6 + 24{,}7 + 10{,}9) - [49\ (32{,}8 + 26{,}5) + 27\ \ 14{,}6 + 60\ \ 7{,}4] = 278{,}9$$

oder rund 279 cmt.

Das Mittelmoment aus M_x und M_y beträgt daher: $M = \sqrt{119^2 + 279^2} = 303$ cmt und es ergiebt sich für die stärkste Biegungsspannung des Bolzens:

$$s = \frac{2{,}17^3 \cdot M}{d^3} = \frac{2{,}17^3\ \ 303}{12{,}7^3} = 1{,}51\text{ t/qcm},$$

welche Spannung noch innerhalb der zulässigen Grenze liegt.

*) The Bismarck bridge. A report to A. Anderson, engineer in chief of the Northern Pacific Railroad, by George S. Morison, engineer and Superintendent of the Bismarck bridge. 1884.

III. Abschnitt.

Durchlaufende (kontinuierliche) Balkenträger ohne Gelenke als Hauptträger.

§. 107.

Vorteile und Nachteile der durchlaufenden Balkenträger gegen Einzelträger.

a) Eisenaufwand.

Die durchlaufenden Balkenträger gewähren gegenüber den getrennten eine Eisenersparnis, wenn man die gröfseren Nebenspannungen derselben infolge von Belastungen und ungleicher Erwärmung der Gurtungen nicht in Betracht zieht. Diese Ersparnis ist abhängig:

a) von der Anzahl der überspannten Öffnungen;

b) von der absoluten Gröfse der Einzelöffnungen;

c) von dem Verhältnis, in welchem die einzelnen Spannweiten zu einander stehen;

d) von der Höhenlage der Stützpunkte.

Das günstigste Verhältnis der Spannweiten, bei welchem der Kleinstwert des Eisenaufwandes erreicht wird, beträgt nach Winkler bei:

3 Öffnungen	7 : 8 : 7
4 „	7 : 8 : 8 : 7

Von diesen Werten kann man jedoch schon ziemlich bedeutend abweichen, ohne eine merkliche Vergröfserung des Eisengewichtes befürchten zu müssen.

Unter Zugrundelegung des günstigsten Verhältnisses der Spannweiten und gleicher Höhenlage der Stützpunkte hat man nach Winkler für das Verhältnis des Eisengewichtes von durchlaufenden Balkenträgern zu Einzelträgern mittlerer Stützweite folgende Tabelle:

Stützweite der Endöffnungen	Gewichtsverhältnis des durchlaufenden Trägers zu den Einzelträgern mittlerer Spannweite		
m	2 Öffnungen	3 Öffnungen	4 Öffnungen
10	1,04	1,07	1,06
50	0,91	0,91	0,89
100	0,84	0,81	0,79
150	0,80	0,76	0,72

Hiernach ergiebt sich unter 25 m Spannweite der Endöffnungen keine Eisenersparnis; dagegen beträgt dieselbe bei Stützweiten von 50, 100, 150 m jener Öffnungen im Mittel 10, 19, 24 v. H., wobei jedoch zu berücksichtigen ist, dafs sich in Wahrheit die Ersparnis nicht so hoch stellt, da hier die Nebenspannungen nicht berücksichtigt sind und diese, wie zu Anfang bemerkt, beim durchlaufenden Träger einen gröfseren Wert als beim Einzelträger haben.

Bezüglich des Einflusses der Anzahl der durchgehend überspannten Öffnungen auf den Eisenaufwand zeigt vorstehende Tabelle, dafs schon bei 3 und 4 Öffnungen das metrische

Trägergewicht fast gleich grofs ist. Es erscheint daher nicht als zweckmäfsig, mehr als drei, höchstens vier Öffnungen mit einem Träger durchlaufend zu überspannen, sofern man nur eine Eisenersparnis im Auge hat.

b) Höhenlage der Stützpunkte.

Während bei dem Einzelträger Anderungen in der Höhenlage der Auflagerpunkte von fast gar keinem Einflufs auf die Spannungen der einzelnen Teile sind, verlangt der durchlaufende Träger, dafs die der Berechnung zu Grunde gelegte Höhenlage hergestellt und auf die Dauer erhalten wird. Geringe Abweichungen hiervon können erhebliche Spannungsänderungen hervorrufen, wie folgende Berechnung zeigt.

Wir setzen einen Parallelträger voraus, der zwei Öffnungen gleicher Stützweite durchgehend überspannt und dessen Stützen anfänglich gleich hoch liegen. Tritt nun eine Senkung der Mittelstütze ein, so nimmt das Biegungsmoment über derselben ab, weiter nach den Aufsenstützen hin dagegen zu (Fig. 699). Das Umgekehrte ist der Fall, wenn sich eine oder beide Aufsenstützen senken, so dafs also die Mittelstütze gehoben erscheint. Bezeichnet nun Fig. 699 u. 700:

l die Stützweite einer Öffnung, in cm;

h die Trägerhöhe, in cm;

J_m, J das mittlere Trägheitsmoment des Trägers, bezw. dasjenige über der Mittelstütze, in cm^4;

s, E die zulässige Beanspruchung, bezw. die Elastizitätszahl des Eisens, in t/qcm;

M das Biegungsmoment über der Mittelstütze bei gleich hohen Stützen, in cmt;

f die Senkung der Mittelstütze, in cm;

ΔM den Zuwachs des Momentes M infolge der Senkung der Mittelstütze, in cmt;

Fig. 699.

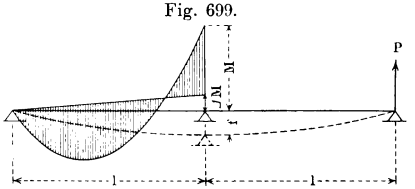
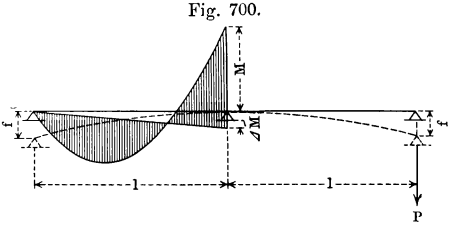


Fig. 700.



P den Druck auf jede der beiden Aufsenstützen infolge letzterer Senkung, in t,

so folgt, da man die Senkung als die dem Druck P entsprechende Durchbiegung auffassen kann:

$$f = \frac{1}{3}\,\frac{Pl^3}{EJ_m} \text{ oder, da } Pl = \Delta M:$$

$$f = \frac{1}{3}\,\frac{l^2}{EJ_m}\,\Delta M.$$

Für das Biegungsmoment M kann man setzen:

$$M = \frac{2\,s}{h}\,J \text{ oder, wenn man } J = 1{,}25\,J_m \text{ annimmt:}$$

$$M = \frac{2{,}5\,s}{h}\,J_m, \text{ mithin } J_m = \frac{Mh}{2{,}5\,s}$$

Durch Einsetzung dieses Wertes von J_m in die Gleichung für f ergiebt sich:

$$f = \frac{2{,}5}{3}\,\frac{l}{h}\,\frac{s}{E}\,\frac{\Delta M}{M}\,l.$$

Mit Hülfe der vorstehenden Gleichung läfst sich leicht bestimmen, um wie viel sich die Höhenlage der Mittelstütze ändern mufs, um einen Zuwachs des Moment M von 10 v. H. herbeizuführen. Im vorliegenden Falle ist $\frac{\Delta M}{M} = 0{,}1$, mithin:

454 . . . $f = \frac{0{,}25}{3} \frac{l}{h} \frac{s}{E} l.$

Für einen flufseisernen Träger ergiebt letztere Gleichung, wenn $\frac{l}{h} = 10$ und $E = 2150$ t/qcm gesetzt wird:

454a $f = \frac{s}{2580} l.$

Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:

$l =$	10	50	100	150 m
$s =$	0,8	0,9	1,0	1,05 t/qcm
$f =$	0,3	1,7	3,9	6,1 cm

Fehler in der Höhenlage der Auflager haben also bei durchlaufenden Trägern kleinerer Spannweite einen viel stärkeren Einflufs auf die Inanspruchnahme als bei solchen gröfserer Weite.

c) Art der Beanspruchung der einzelnen Trägerteile.

Die Gurtungen der durchlaufenden Träger werden auf eine bestimmte Länge auf Zug und Druck beansprucht. Es sind dieses indessen diejenigen Stellen, wo die Spannungen am kleinsten sind und wo die Querschnitte aus praktischen Rücksichten stärker als zufolge der Rechnung gehalten werden müssen. Ein besonderer Eisenaufwand wegen der geringeren zulässigen Beanspruchung (vergl. S. 498, Gleichung Nr. 443) braucht daher nicht gemacht zu werden.

Im Gitterwerke des getrennten und durchlaufenden Trägers findet, wenn es einen einfachen Stabzug bildet, auf eine gewisse Trägerlänge ebenfalls eine Beanspruchung auf Zug und Druck statt, nur ist diese Länge bei dem durchlaufenden Träger gröfser als bei dem getrennten.

d) Berechnung.

Die genaue Berechnung des durchlaufenden Trägers ist sehr schwierig, da die Stützendrücke nur mit Hülfe der Biegungslinie bestimmt werden können. Auf letztere sind aufser der Lastverteilung die Gröfse und Form des Trägerquerschnittes, sowie die Höhenlage der Stützpunkte von wesentlichem Einflufs.

e) Temperaturausdehnungen.

Die der Temperaturausdehnung am beweglichen Brückenende entsprechende Lücke wird beim durchlaufenden Träger um so gröfser, je mehr Öffnungen derselbe überspannt. Da die Überdeckung dieser Lücke im Fahrgleise der Eisenbahnbrücken von bestimmten Weiten an Schwierigkeiten bereitet und nicht unerhebliche Stöfse der Eisenbahnfahrzeuge veranlafst,

so empfiehlt es sich, das feste Auflager auf einen der Mittelpfeiler nahe oder in der Brückenmitte zu legen und dadurch die Ausdehnung der Hauptträger nach zwei Seiten möglichst gleichmäfsig zu verteilen. Voraussetzung ist hierbei, dafs der in Rede stehende Pfeiler den Bremsschub eines Eisenbahnzuges aushalten kann (vergl. S. 128, §. 44).

f) Aufstellung.

Durchlaufende Träger lassen sich in manchen Fällen leichter aufstellen als getrennte, indem sie gestatten, den ganzen Überbau, nachdem er in der Verlängerung der Brückenachse zusammengefügt ist, über die Pfeiler ohne Herstellung eines Gerüstes zu schieben; auch kann man, ausgehend von den Hauptträgern der Seitenöffnungen, die Hauptträger der Mittelöffnungen durch Austragen an Ort und Stelle bringen. Von besonderer Wichtigkeit ist diese Aufstellungsart für hohe Thalübergänge und Brücken über reifsende Ströme.

Bei dem Thalübergange über die Saane bei Freiburg*) (Taf. LXI, Fig. 701) hat man von dem vorgeschobenen Überbau aus den oberen, 43,3 m hohen, aus Eisen gebildeten Teil der Mittelpfeiler aufgestellt und auf diese Weise die sonst zum Aufbau erforderlichen kostspieligen Rüstungen erspart.

Zum Überschieben benutzt man Rollenvorrichtungen, deren eine, beim Bau der Brücke über das Souleuvre-Thal benutzte, auf Taf. LXI, Fig. 702 abgebildet ist**).

Jeder der beiden Hauptträger ruht hier auf zwei Rollenpaaren, deren jedes auf einen in der Mitte unterstützten Schwinghebel gelagert ist. Der Stützpunkt wird durch einen Halbzapfen gebildet, welcher in eine auf Federn ruhende Grundplatte eingesetzt ist. Zwischen den Rollenpaaren befindet sich eine Feststellvorrichtung, die auch dem Überbau bei dem Bruche eines Schwinghebels oder einer Feder zum Auflager dient. Die Achsen der äufseren Rollen tragen je ein Sperrad, in welches die Klinke eines Hebels greift, der von einer oberhalb der Träger angebrachten Bühne aus um einen gewissen Winkel gedreht werden kann. Damit die Drehung aller Rollen gleichzeitig und um denselben Winkel erfolgt, sind die vier Hebel miteinander durch Stangen verbunden. Mit Hülfe dieser Vorrichtung wurde der Überbau in einer Stunde um 13 bis 17 m vorgeschoben.

Um den überhängenden Teil des Trägers beim Überschieben möglichst in seiner Länge zu beschränken, bringt man am vorderen Ende desselben einen sogen. Schnabel an (Taf. LXI, Fig. 701), welcher, sobald er das Auflager des nächsten Pfeilers erreicht, dem Träger als Stütze dient. Zur weiteren Entlastung hat man das frei schwebende Trägerende durch Ketten gehalten, welche über eine, auf dem Träger errichtete Stütze führend, an dem rückwärtigen Teile des Überbaues verankert sind (Taf. LXI, Fig. 701).

Ein Beispiel der Aufstellung eines durchlaufenden Trägers durch Auskragen bildet die Brücke über den St. Lorenzstrom bei Lachine***) (Fig. 703).

Wegen der grofsen, bis zu 27,4 m betragenden Wassertiefe und der Wassergeschwindigkeit bis zu 5,36 m in einer Sekunde und der hieraus entstehenden bedeutenden Pfeilerkosten entschlofs man sich, in den Hauptstromschlauch nur einen Mittelpfeiler zu setzen und den

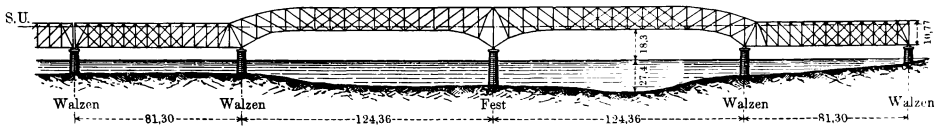
*) Die Eisenbahnbrücke über die Saane bei Freiburg auf der Eisenbahn von Lausanne über Freiburg nach Bern. Herausgegeben vom schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürich, Verlag von Meyer & Zeller.

**) Le Genie Civil, 1890, Bd. XVI, S. 369. Jimels: Le viaduc de la Souleuvre.

***) Zeitschr. d. Vereins deutsch. Ing. 1889, S. 1118.

Überbau ohne feste Rüstung aufzustellen. Ausgehend von den Hauptträgern der beiden an die Mittelöffnungen grenzenden Seitenöffnungen, kragte man die Hauptträger der letzteren vor

Fig. 703.

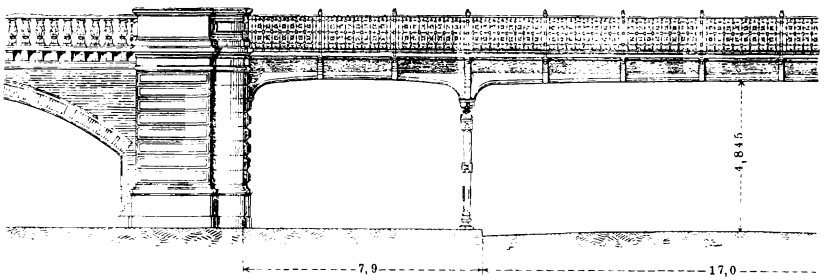


Eisenbahnbrücke über den St. Lorenz-Strom bei Lachine. 1 : 3000.

und verband sie über dem Mittelpfeiler. Es entstand so der in Fig. 703 dargestellte Träger auf fünf Stützen, welcher der Schiffahrt eine lichte Durchfahrtshöhe von 18,3 m bei Hochwasser bietet.

Faſst man das im vorstehenden über die durchlaufenden Träger Gesagte zusammen, so erkennt man, daſs sich dieselben für kleinere Spannweiten im allgemeinen nicht eignen. Man soll sie hier nur dann anwenden, wenn besondere Vorteile damit verbunden sind, wie z. B. die mittellinige Belastung bei Säulenpfeilern (Taf. XVI, Fig. 159; Fig. 704).

Fig. 704.

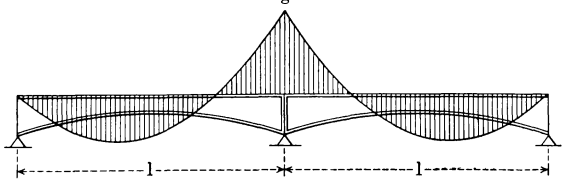


Unterführung der Königstraſse, Berliner Stadtbahn. 1 : 200.

Bei groſsen Spannweiten kann man dieselben anwenden, wenn die Aufstellung dadurch erleichtert wird und man kein Gewicht auf eine etwaige höhere Beanspruchung des Eisens, als bei der Rechnung angenommen, legt.

In einzelnen Fällen hat man den durchlaufenden Balkenträgern des schöneren Aussehens wegen die Form von durchlaufenden Bogenträgern gegeben, so z. B. den Hauptträgern der Straſsenbrücke über die Mur in Graz (Taf. LXI, Fig. 705). Mit einer solchen Anordnung ist aber ein erheblicher Mehraufwand an Eisen verbunden, indem der Träger in der Mitte der Öffnungen bei verhältnismäſsig groſsem Momente eine kleine und an den Landpfeilern, woselbst das Moment gleich Null ist, eine groſse Höhe besitzt (Fig. 706).

Fig. 706.



IV. Abschnitt.

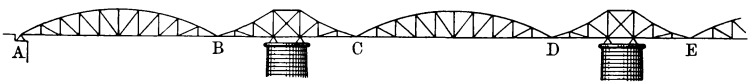
Durchlaufende Balkenträger mit Gelenken, sogen. Krag- oder Auslegerträger.

§. 108.

Allgemeine Anordnung der Kragträger.

Die Nachteile der durchlaufenden Träger, welche aus einer Änderung in der Höhenlage der Stützpunkte und der Unsicherheit in Bezug auf die Berechnung entspringen, lassen sich beseitigen, wenn man den Träger so durch Gelenke teilt, dafs jeder Teil nur zwei Stützpunkte hat. Der ganze Träger wird hierdurch in sogen. Krag- oder Auslegerträger (BC, DE

Fig. 707.



in Fig. 707, BC in Fig. 708, AB in Fig. 709 und Fig. 710) und in Träger gewöhnlicher Art (AB in Fig. 707 und Fig. 708, BC in Fig. 709) zerlegt, welche auf ersteren frei ruhen.

Prof. Ritter schlug vor*), zu beiden Seiten jedes Mittelpfeilers je ein Gelenk in den Träger zu legen (Fig. 707), während Gerber in seiner Patentschrift vom 18. November 1866 zeigte, dafs es genüge, nur auf je einer Seite der Mittelpfeiler das Gelenk anzubringen (Fig. 708 bis 710). Mit dem Ritterschen Träger ist der Übelstand verbunden, dafs die Mittelpfeiler in Rücksicht auf die Standsicherheit der über ihnen befindlichen Kragträger eine sehr grofse Dicke erhalten müssen. Wohl aus diesem Grunde ist dieser Träger, soweit dem Verfasser bekannt geworden, bisher nicht zur Ausführung gelangt; der Gerbersche Träger hat dagegen, seiner Kostenersparnis und bequemen Aufstellung wegen, fast durch alle Länder der Erde Verbreitung gefunden. In Deutschland gelangte derselbe zuerst im Jahre 1867 bei der Regnitzbrücke unweit Bamberg zur Anwendung. Von anderen Ausführungen seien die folgenden erwähnt:

Fig. 708.

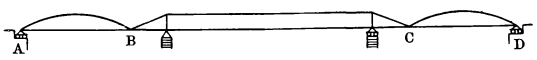


Fig. 709.

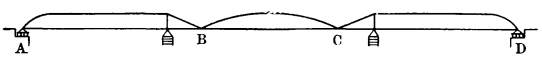
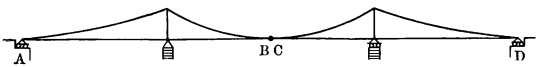


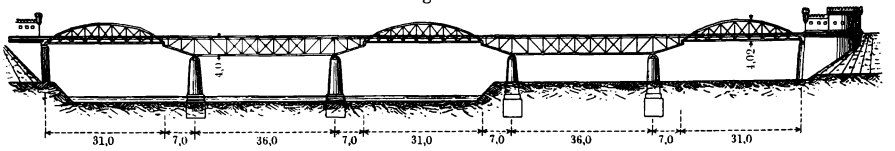
Fig. 710.



*) Ritter: Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktion. Hannover, Karl Rümpler, 1863.

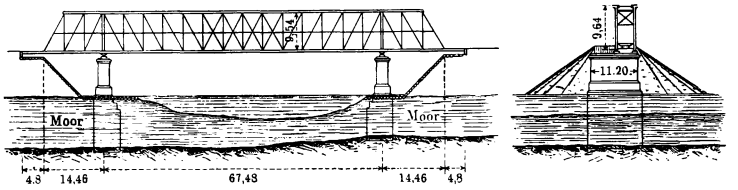
I. Kragbrücken der Bauart Fig. 708.

Fig. 711.



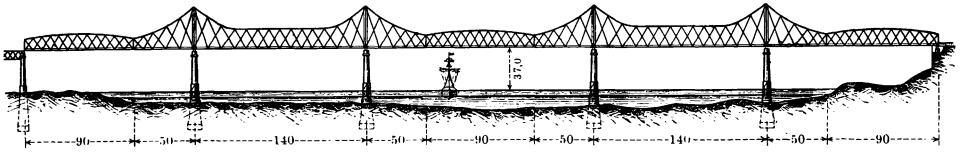
Warthebrücke bei Posen. 1 : 1500. (Zeitschr. f. Bauwesen 1877.)

Fig. 712.



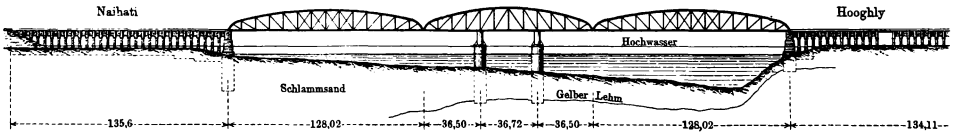
Warnowbrücke. 1 : 1500. (Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1886, S. 1001 und Deutsche Bauztg. 1886, S. 47.)

Fig. 713.



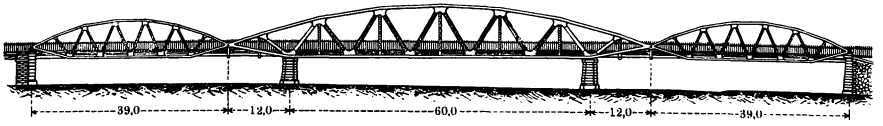
Donaubrücke bei Cernavoda. 1 : 5300. (Zeitschr. d. Österreichischen Ing. u. -Arch.-Vereins 1895, S. 517.)

Fig. 714.



Hooghlybrücke in Ostindien. 1 : 4000. (Schweizerische Bauzeitung 1895, XXV, S. 1.)

Fig. 715.

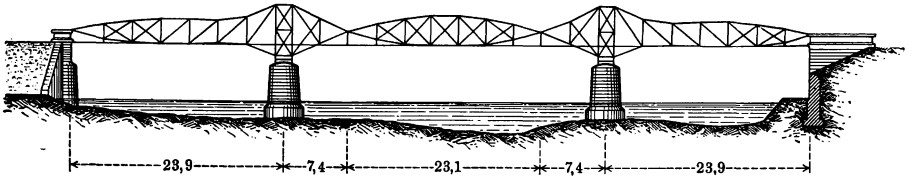


Tolbiac-Strafsenbrücke in Paris. 1 : 1230. (Le Génie Civil 1895, XXVI, S. 305.)

Die mächtige hierher gehörige Brücke über den Firth of Forth ist auf Taf. LXII, Fig. 716 abgebildet.

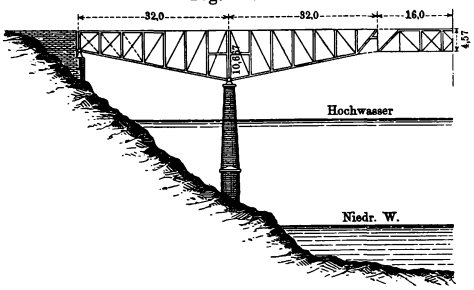
II. Kragbrücken der Bauart Fig. 709.

Fig. 717.



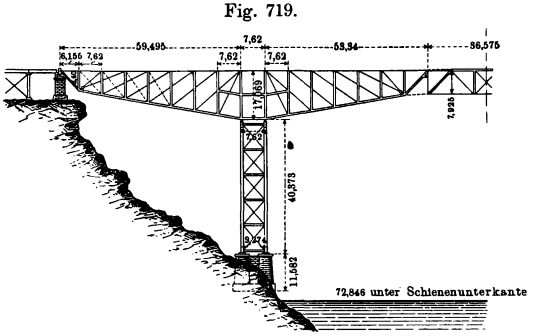
Straſsenbrücke über den Main bei Hassfurt. 1 : 760. (Zweite, von Gerber nach seinem Systeme entworfene Brücke. 1867 dem Verkehr übergeben. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1891, S. 87.)

Fig. 718.



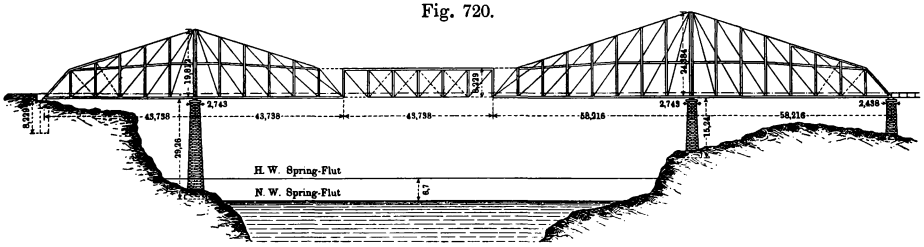
Frazerbrücke der Kanadischen Pacific-Bahn. 1 : 1330. (Engineering 1884, Sept., S. 219. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1889, S. 997.)

Fig. 719.



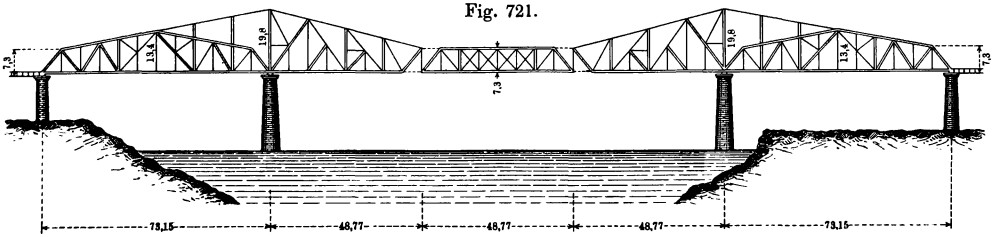
Niagarabrücke beim Niagarafall. 1 : 2000. (Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1889, S. 999.)

Fig. 720.



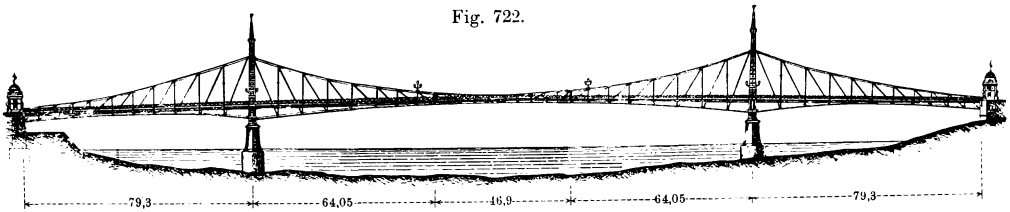
St. Johnfluſsbrücke. 1 : 1800. (Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1889, S. 1037.)

Fig. 721.



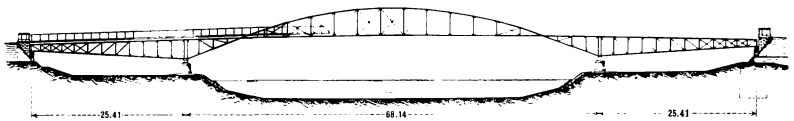
Kanawhabrücke bei Point Pleasant. 1 : 2000. (Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1889, S. 1097.)

Fig. 722.



Kaiser Franz Josef--Donau-Strafsenbrücke in Budapest. 1 : 2250. (Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen 1898, S. 193.)

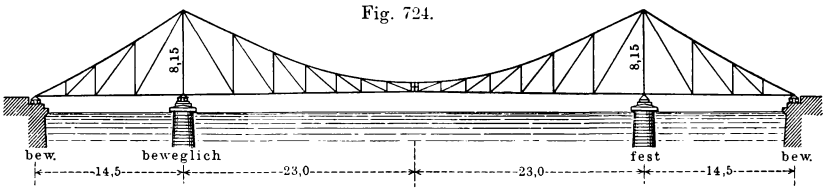
Fig. 723.



Strafsenbrücke über die Ems bei Tunxdorf.

III. Kragbrücken der Bauart Fig. 710.

Fig. 724.



Strafsenbrücke über die Weser in Hameln. 1 : 600. Oberwasserbrücke.

In der erwähnten Patentschrift sagt Gerber über seinen Träger: „Man kann, wie bei den kontinuierlichen Balken durch Hebung und Senkung der Pfeilerstützen, hier durch geeignete Bestimmung der Lage der freiliegenden Stützpunkte, die Gröfse der Momente der inneren Kräfte in den Vertikalschnitten verändern und den jeweils vorliegenden Forderungen anpassen."

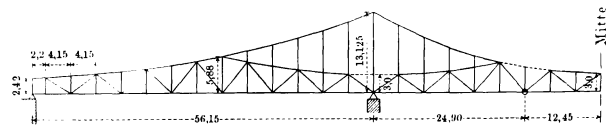
„Es kann unter gewissen Bedingungen sogar zweckmäfsig sein, die Länge des freiliegenden Balkens = 0 zu machen (Fig. 710) und somit die Stützbalken unmittelbar aneinander zu stofsen. Ist die Lage und Anzahl der Pfeiler unbestimmt, so kann man sie so fixieren, dafs die Gesamtkosten der Träger und Pfeiler ein Minimum werden."

„Mittels dieser Träger ist es möglich, hohe eiserne Pfeiler miteinander durch den zwischen liegenden steifen Balken kräftig zu verbinden, indem man die, wegen der Temperaturveränderungen nötige Beweglichkeit in einen der freien Stützpunkte legt. Man hat dann für die Details der Befestigung der Träger am Pfeiler nur die für eine Öffnung notwendige Ausdehnung in Betracht zu ziehen."

Um den Kragträgern ein gefälliges, an die Hauptträger der Kettenbrücken erinnerndes Aussehen zu geben, traf Gerber 1887 in einem Wettbewerbentwurfe für die Neckarbrücke in

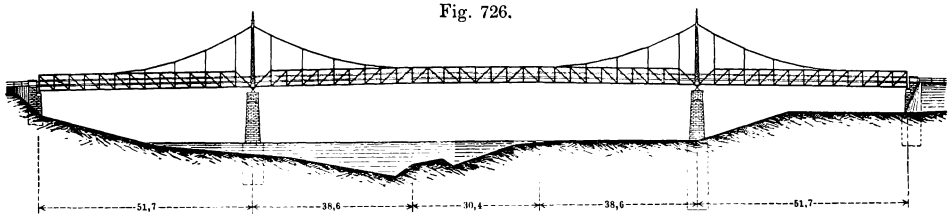
Mannheim die in Fig. 725 dargestellte Anordnung. Der Träger der Mittelöffnung ist hier durch zwei symmetrisch zur Brückenmitte angebrachte Gelenke in drei gleiche Teile, je 24,90 m Stützweite, zerlegt, während der Träger der beiden Seitenöffnungen, je 56,15 m Stützweite, kein Gelenk hat und an den Enden frei aufliegt. Die beiden äufseren Teile des Mittelträgers und die anschliefsenden Seitenträger sind durch Hängestangen an einer nach beiden Seiten parabolisch verlaufenden Kette aufgehängt, zu deren Auflagerung eine auf dem Mittelpfeiler errichtete Stütze dient.

Fig. 725.



Der so gebildete Kragträger ist statisch bestimmt; denn legt man links oder rechts von der genannten Stütze einen Lotschnitt durch das angrenzende Trägerfeld, so werden nur drei Stäbe getroffen. Es ist somit die Spannung in sämtlichen Gliedern der Kette und hiermit auch in den übrigen Trägerteilen bestimmt.

Fig. 726.



Theissbrücke bei Tokaj. 1 : 1500.

Nach derselben Bauart ist die von Toth entworfene, neuerdings über die Theiss bei Tokaj *) erbaute Strafsenbrücke ausgeführt (Fig. 726; Taf. LXIII, Fig. 726 a u. 726 b).

Hinsichtlich der Anordnung der durchlaufenden Gelenkträger erscheint es im allgemeinen zweckmäfsig, dasjenige Verhältnis der Spannweite und diejenige Lage der Gelenke zu wählen, für die der Eisenaufwand ein Kleinstwert wird.

Für Gerber-Träger über drei Öffnungen giebt folgende, von Winkler berechnete Tabelle die günstigsten Verhältnisse der Spannweiten, sowie das Verhältnis der Eisenmenge gegen getrennte Träger von gleicher mittlerer Stützweite:

Fig. 727

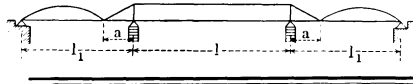
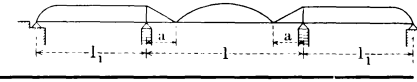


Fig. 728.



Stützweite der Endöffnungen l_1 =	Bauart I, Fig. 727. 50	100	150 m	Bauart II, Fig. 728. 50	100	150 m
Stützweite der Mittelöffnungen l =	1,13	1,14	1,15 mal l_1	1,04	1,12	1,19 mal l_1
Kragweite a =	0,20	0,22	0,22 „ l	0,17	0,20	0,23 „ l
Gewichtsverhältnis zu den getrennten Trägern mittlerer Stützweite	0,87	0,78	0,74	0,85	0,80	0,76

*) Zeitschr. des österr. Ing.- u. Architekt.-Ver. 1897, S. 593.

Die Eisenersparnis ist also bei diesen Trägern ungefähr ebenso grofs als bei den durchlaufenden Trägern ohne Gelenke. Dieselbe bleibt auch bestehen, wenn man von den angegebenen Werten für l und a verhältnismäfsig erheblich abweicht.

Bei den Gerber-Trägern kann der Fall eintreten, dafs die Kragträger bei bestimmten Laststellungen oder schon infolge des auf sie kommenden Eigengewichtes der Brücke das Bestreben haben, aufzukippen. Zur Herstellung des Gleichgewichtes ist dann eine kräftige Verankerung des in Frage kommenden Trägerendes mit dem Pfeilermauerwerke (Taf. LXIII, Fig. 731 d, Taf. LXIV, Fig. 736 b u. 736 c) oder die Beschwerung desselben mit einem ausreichenden Gegengewichte (Fig. 722) erforderlich.

§. 109.

Einzelheiten der Kragträger.

Die den Kragbrücken eigentümlichen Einzelheiten beziehen sich hauptsächlich auf die Gelenke zwischen den Krag- und Mittelträgern, sowie auf die Anordnung der Lager auf den Mittel- und Endpfeilern. Im nachfolgenden sollen daher nur diese Punkte näher besprochen werden.

1. Ausbildung der Gelenke der Mittelträger.

Von den Gelenken zwischen den Krag- und Mittelträgern ist zu verlangen, dafs sie die an den Enden der letzteren thätigen Auflagerdrücke in regelrechter Weise auf die Kragträger übertragen und dabei die Längenänderungen der Träger infolge von Temperaturunterschieden und Belastungen zulassen. Diese Forderung hat man, je nach der Stützweite der Mittelträger und der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern, durch folgende Anordnungen erfüllt

a) Der Mittelträger wird an den Enden durch ein festes, bezw. bewegliches Kipplager unterstützt, welches auf dem anschliefsenden Kragträger ruht. Ebendiese Lager übertragen den Winddruck aus dem Mittelträger auf die Kragträger (Taf. LXIII, Fig. 729).

b) Beide Enden des Mittelträgers sind mit den anschliefsenden Kragträgern durch Gelenkbolzen verbunden.

Bei der Strafsenbrücke über den Emsdurchstich unweit Tunxdorf (Fig. 723) liegen die Gelenkbolzen zwischen den durch ein leichtes Flacheisengitter miteinander verbundenen Endquerträgern der Mittel- und Kragträger (Taf. LXIII, Fig. 730 u. 730 a). Das Gitter kann Druckspannungen von Belang nicht aufnehmen, weshalb der auf dem Mittelträger lastende Winddruck in der Hauptsache von den übereinander greifenden und durch den Bolzen miteinander verbundenen Teilen der Gurtungen übertragen wird. Damit sich diese Teile hierbei möglichst wenig durchbiegen, sind sie in Richtung der Endquerträger mit Hülfe von I-Eisen gegeneinander abgesteift und hat der Gelenkbolzen in seinem mittleren Teile ein genau ausgedrehtes, 11 mm starkes Stahlrohr mit Schraubenmuttern an den Enden erhalten, welche, wenn fest gegen die Gelenkplatten angedreht, eine Verspannung zwischen denselben herbeiführen.

Der unmittelbar unter der Fahrbahn liegende Windstrebenverband ist als ein durch die ganze Brücke ohne Unterbrechung laufender zu betrachten und haben daher die Gelenkbolzen, aufser senkrechten Drücken, die dem Winddrucke entsprechenden Gurtspannungen zu übertragen.

Die Kragträger werden auf dem einen Mittelpfeiler durch feste, auf den übrigen durch Walzenkipplager unterstützt.

c) Die Gelenke der Mittelträger sind Pendelgelenke. Vorstehende Art der Gelenkbildung zeigt die Brücke über den Frazerfluſs in der kanadischen Pacific-Bahn in British-Columbia (Fig. 718, Taf. LXIII, Fig. 731 bis 731 b). Der trapezförmige Mittelträger ist hier an jedem Ende durch eine um ihren Endpunkt C drehbare Hängestange CF (Fig. 732 u. 732 a) an den Schnabel des angrenzenden Kragträgers gehängt. Der Drehpunkt C befindet sich an dem unteren Ende einer kurzen Vertikale DC, welche zum Anschluſs des Endquerträgers dient und gegen die Endstrebe des Kragträgers durch den Stab BC abgesteift ist.

Fig. 732.

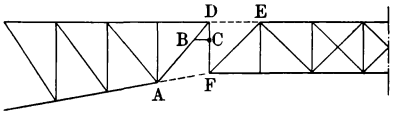
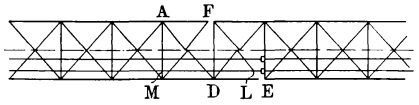


Fig. 732a.



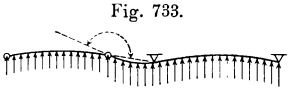
Zur Verbindung der Gurtungen des Krag- und Mittelträgers dienen die durch Gelenkbolzen angeschlossenen Stäbe AF und DE. Damit dieselben das Pendeln des Mittelträgers um den Punkt C bei Temperaturunterschieden nicht verhindern, sind sie bei F, bezw. E mit länglichen Löchern für die Bolzen versehen.

Die Winddiagonalen des Untergurtes sind im Felde AF dicht bei den Punkten F an den Gurtstäben AF durch Bolzen befestigt, während sie sich im Felde DE des Obergurtes an das bewegliche Ende der äuſseren Schwellenträger LM bei L schlieſsen (Fig. 732 a). Beide Windverbände können so den Winddruck von dem Mittelträger auf den Kragträger überführen, ohne die Dehnungen beider Träger zu hindern.

In ganz ähnlicher Weise sind die Gelenke an den Enden der Mittelträger bei der Niagarabrücke in der Canada-Southern-Eisenbahn eingerichtet*) (Fig. 719).

Mit der im vorstehenden beschriebenen Gelenkanordnung ist der Übelstand verbunden, daſs die dem Winddrucke entsprechende wagerechte Durchbiegungslinie des Trägers, namentlich bei weit ausladenden Kragträgern und kurzen Mittelträgern, an den Gelenken Knicke zeigt (Fig. 733), welche eine nicht unerhebliche Verbiegung im Gleise herbeiführen können. Um diesen Nachteil abzuschwächen, hat man die auf dem ersten Querträger des Mittelträgers verschieblich bei L aufruhenden Schwellenträger über die beiden nächsten Querträger des Kragträgers ohne Unterbrechung geführt und mit denselben vernietet.

Fig. 733.



d) Gelenke in Form von Schwingstützen. Der Mittelträger ist bei dieser Art von Gelenken auf Stützen gelagert, welche zur Ermöglichung der Dehnungen der Träger infolge von Temperaturunterschieden eine kleine Drehbewegung um ihren Fuſspunkt ausführen können. Dementsprechend haben die Windstrebenverbände und Gurtstäbe in der Nähe der Stützen eine solche Anordnung, daſs sie genannte Bewegung nicht hindern.

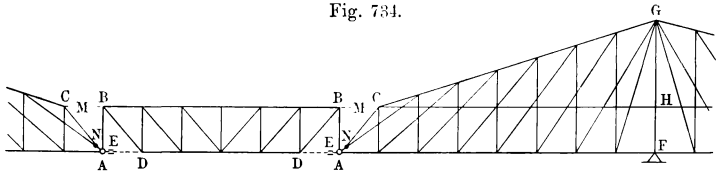
Bei der Brücke über den St. John-Fluſs (Fig. 720, S. 529) ist der Gelenkbolzen an der Schnabelspitze des Kragträgers A in Fig. 734 u. 734 a (a. f. S.) gleichzeitig der Drehbolzen für die Schwingstütze AB. Die unteren Gurtstäbe AD haben bei A, die oberen CB bei C längliche Löcher und gestatten so die Temperaturausdehnungen des Mittelträgers und der Kragarme FA.

Zur Aufnahme des Winddruckes dienen drei Verbände, von denen der eine im Untergurt AF, der andere im Obergurt CG und der dritte in dem die Wandglieder des Krag-

*) Railroad Gazette 1885, S. 179.

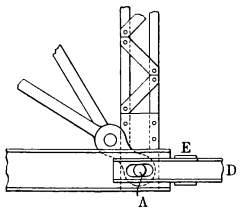
trägers aussteifenden Mittelgurte HC liegt. In den Gelenken am Mittelträger findet eine Unterbrechung der Verbände, ähnlich derjenigen der Brücke über den Frazer-Flufs statt.

Fig. 734.



Der Windverband des Kragträgers hört im Ober- und Mittelgurt in dem fest angeschlossenen Querriegel bei C und im Untergurt FA bei A auf. Im Mittelträger endigen die Windverbände bei E, bezw. M an den Gurtstäben AD, bezw. CB und hindern somit in keiner Weise die Temperaturausdehnungen der Träger.

Fig. 734a.



Eine etwas andere Einrichtung, als im vorstehenden beschrieben, haben die Schwingstützengelenke der Mittelträger der Forthbrücke (Fig. 735 bis 735 c).

Die Schwingstützen haben hier am oberen und unteren Ende Kugelgelenke und sind innerhalb der kastenförmigen Endvertikalen der Kragarme entsprechend der Querneigung der Trägerwand aufgestellt. Der Fufspunkt jeder Stütze ruht auf einem durch vier Querwände versteiften Kasten (Fig. 735 b), welcher das Ende des vorher aus dem Rohr- in den Kastenquerschnitt übergeführten Kragträger-Untergurtes bildet. Der Kopf der Stütze trägt einen gleichen, mit dem Obergurte des Mittelträgers verbundenen Kasten. Von letzterem ist ein schräg liegendes Zugband nach dem Ende des Mittelträger-Untergurtes geführt und dadurch eine Entlastung des Endständers des Mittelträgers bewirkt.

Ein Windverband ist bei den Kragträgern zwischen den Untergurten und bei den Mittelträgern zwischen den Ober- und den Untergurten angebracht. Der Verband im Untergurte endigt an den Mittelträgern in Anschlufsplatten, welche sich in der Mitte der zugehörigen

Fig. 735.

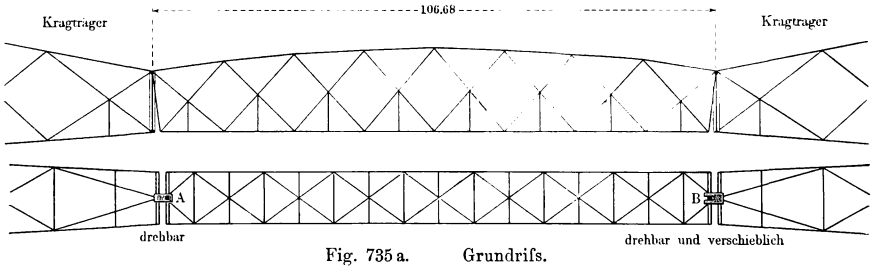


Fig. 735 a. Grundrifs.

Unterer Windverband der Mittelträger der Forthbrücke. 1 : 1150.

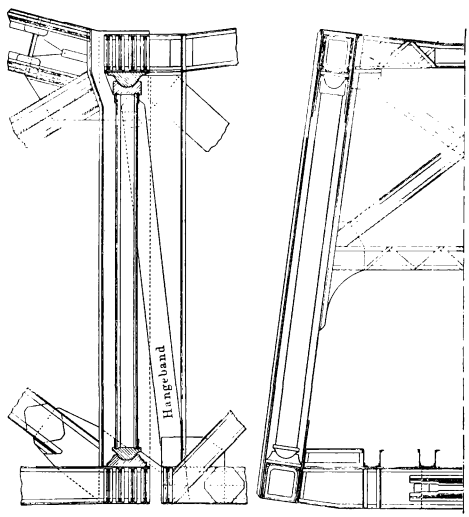
Endquerträger befinden und mit denselben vernietet sind. Die Anschlufsplatten an den Endquerträgern der Kragträger reichen bis in die Wände der Endquerträger des Mittelträgers und sind auf der einen Seite des letzteren, bei A in Fig. 735 a, mit dem Querträger durch einen senkrechten Bolzen drehbar verbunden (Taf. LXII, Fig. 716 k bis 716 n); auf der anderen Seite, bei B in Fig. 735 a, in der Weise, dafs aufser der Drehbewegung noch eine Längenverschiebung des Mittelträgers möglich ist. Zu diesem Zwecke ist die Hülse des genannten

Bolzens am Trägerende A zwischen den Knotenblechen festgekeilt, während sie am Trägerende B eine Längsbewegung zwischen den daselbst angebrachten Gleitbahnen, a in Fig. 716 k und Fig. 116 m auf Taf. LXII, ausführen kann.

Den Temperaturausdehnungen des Mittelträgers und der beiden angrenzenden Kragarme ist durch vorstehende Anordnung Rechnung getragen und kann der Mittelträger den wagerechten und senkrechten Durchbiegungen der Kragarme folgen.

e) Mittelgelenke. Kragbrücken mit Mittelgelenken sind verhältnismäfsig selten zur Ausführung gekommen. Als ein Beispiel dieser Art ist die neuerdings in Hameln über die Weser erbaute Strafsenbrücke anzusehen, welche aus zwei Dreiöffnungsbrücken — der Ober- und Unterwasserbrücke — besteht. Erstere hat die Stützweiten 14,5, 46,0, 14,5 m, letztere die von 17,7, 51,2, 17,7 m (Fig. 724, S. 530).

Fig. 735 b u. c.



Schwingstützen der Forthbrücke. 1 : 160.

Die Mittelgelenke beider Brücken sind, abgesehen von den Abmessungen einzelner Teile, im wesentlichen gleich angeordnet. Sie bestehen aus senkrechten und wagerechten stählernen Federn, deren erstere nur senkrechte und deren letztere nur wagerechte, parallel zur Längenachse der Brücke gerichtete Kräfte übertragen können (Taf. LXIII, Fig. 736 u. 736 a).

Bei der Oberwasserbrücke sind die senkrechten Federn aus zwei durch die wagerechten Federn getrennten Teilen gebildet, von denen jeder aus vier, je 300 mm langen, 8 bis 13 mm starken winkelförmigen Eisen zusammengesetzt ist. Die Schenkel der Eisen sind einerseits mit der Trägerwand, anderseits miteinander nach Einlage eines 10 mm dicken Flacheisens durch Niete von 23 mm Durchmesser verbunden.

Die wagerechte Feder besteht aus zwei Flachstäben von 100 · 30 mm, welche auf 540 mm freiliegen, und an den Enden zwischen winkelförmige, durch Rippen verstärkte Gufsstahlkörper gelagert und mit denselben durch 23 starke Niete vernietet sind. Niete von gleichem Durchmesser dienen zur Befestigung der Stahlkörper an der Trägerwand. Als solche dient ein Ober- und Untergurt verbindendes, 15 mm starkes Knotenblech, welches den Kragträger abschliefst und durch beiderseits aufgelegte 10 mm starke Platten verstärkt ist.

Dicht neben dem Mittelgelenke ist zu beiden Seiten ein Querträger in 700 mm Abstand von der Brückenmitte an das genannte Knotenblech geschlossen, so dafs ein Mittelfeld von 1400 mm Länge entsteht. Dasselbe ist in Höhe des Kragträger-Untergurtes mit gekreuzten, schlaffen Diagonalen versehen, welche einen Teil des Windstrebenverbandes der Brücke bilden. Da die Gurtungen der Kragträger in der Brückenmitte unterbrochen sind, so ersetzt hier die wagerechte Feder des Mittelgelenkes die Gurtung des Windstrebenverbandes, weshalb letzterer als durchlaufend für die ganze Brücke anzusehen ist.

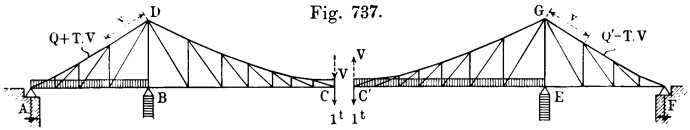
Was die gröfste, auf die senkrechte Feder des Mittelgelenkes wirkende Querkraft anlangt, so tritt dieselbe, wie leicht zu erkennen, dann auf, wenn von dem einen Kragträger der

kurze und von dem anderen der lange Arm mit Betriebslast bedeckt ist. Symmetrisch zur Brückenmitte liegende Lasten (und daher auch das Eigengewicht) haben auf die fragliche Querkraft keinen Einfluſs. Um dieselbe zu finden, trennen wir die beiden Kragträger in der Brückenmitte durch einen lotrechten Schnitt voneinander, so daſs also jeder derselben wie ein Träger auf zwei Stützen zu betrachten ist, belasten die Kragarme AB und $C'E$ (Fig. 737) mit Betriebslast und bezeichnen mit:

V die gesuchte gröſste Querkraft im Gelenke, in t;

Q, Q' die Kraft, welche die Betriebslast in diesem Zustande der Brücke in einem beliebigen Stabe des linken, bezw. rechten Kragträgers ($ABCD$, bezw. $C'EFG$) hervorruft, in t;

Fig. 737.



T die Kraft in einem beliebigen Stabe des linken oder rechten Kragträgers infolge einer in C, bezw. C' hängenden Last von einer Tonne, in t;

E die Elastizitätszahl des Eisens, in t/qcm;

v, F die Länge, bezw. den Querschnitt eines beliebigen Trägerstabes, in cm, bezw. qcm;

Δv die Dehnung eines Stabes infolge der ihn beanspruchenden Kräfte, in cm;

f die Durchbiegung der Kragträger in der Brückenmitte, in cm.

Für die gesamte Stabkraft in einem beliebigen Gliede des linken, bezw. rechten Kragträgers ergiebt sich nunmehr: $Q + VT$, bezw. $Q' - VT$ und daher für die entsprechenden Dehnungen:

$$\Delta v = \frac{v}{EF}(Q + VT), \text{ bezw. } \Delta v = \frac{v}{EF}(Q' - VT).$$

Ferner hat man für die Durchbiegung in der Brückenmitte:

$$f \cdot 1 = \sum_{A}^{C} T \Delta v = \sum_{C'}^{F} T \Delta v \text{ oder}$$

$$f\ 1 = \frac{1}{E}\sum_{A}^{B} TQ\frac{v}{F} + \frac{V}{E}\sum_{A}^{C} T^2\frac{v}{F} \text{ für den linken Kragträger,}$$

$$f\ 1 = \frac{1}{E}\sum_{C'}^{F} TQ'\frac{v}{F} - \frac{V}{E}\sum_{C'}^{F} T^2\frac{v}{F} \text{ für den rechten Kragträger.}$$

Aus der Vereinigung der letzten beiden Gleichungen folgt:

455
$$V = \frac{1}{2}\,\frac{\sum_{C'}^{F} TQ'\frac{v}{F} - \sum_{A}^{B} TQ\frac{v}{F}}{\sum_{A}^{C} T^2\frac{v}{F}}$$

Hierin bezieht sich die $\sum_{C'}^{F}$ auf die Stäbe des Trägers $C'EFG$, ferner die $\sum_{A}^{B}$ auf die Stäbe des Trägerarmes ABD und endlich die $\sum_{A}^{C}$ auf die Stäbe des Trägers $ABCD$.

In vielen Fällen genügt es, den Stabquerschnitt als unveränderlich anzusehen und demgemäfs zu schreiben:

455a $$V = \frac{1}{2} \frac{\sum_{C'}^{F} T Q' v - \sum_{A}^{B} T Q v}{\sum_{A}^{C} T^2 v} -$$

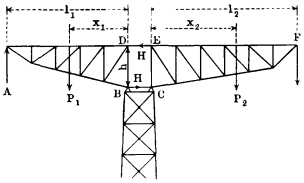
2. Auflagerung der Kragträger auf die Mittelpfeiler.

Je nachdem die Kragträger über den Mittelpfeilern fest oder beweglich sein müssen, wendet man zur Lagerung derselben gewöhnlich feste (Taf. LXIII, Fig. 726a und 726b und Fig. 731c) oder bewegliche Kipplager an. In einzelnen Fällen hat man auch Flächenlager verwandt, so bei der Forthbrücke*).

Wenn der Kragträger auf dem Mittelpfeiler zwei und auf dem Landpfeiler ein Auflager hat, wie es z. B. bei der Niagarabrücke in der Canada-Southern-Bahn (Fig. 719 auf S. 529) der Fall ist, so darf in dem Trägerfelde über den beiden Stützpunkten des Mittelpfeilers eine Diagonalverstrebung nicht stattfinden, sofern die statische Bestimmbarkeit der Auflagerdrücke des Kragträgers erhalten bleiben soll. Bezeichnen für den in Fig. 738 skizzierten Träger:

A, B, C die Auflagerdrücke des Kragträgers auf seine Stützpunkte am Land- und Mittelpfeiler, in t;
P_1, P_2 die auf den linken, bezw. rechten Kragarm kommende Gesamtlast, in t;
x_1, x_2 den Hebelarm der Kraft P_1 bezw. P_2 in Bezug auf die Stützpunkte B, bezw. C, in m;
H die Kraft in den Gurtstäben BC und DE über dem Mittelpfeiler, in t;
h die Trägerhöhe über dem Mittelpfeiler, von Schwerpunkt zu Schwerpunkt der Gurtungen gemessen, in m;
l_1, l_2 die Länge des linken, bezw. rechten Kragarmes, in m,

Fig. 738.



so folgt:

$$Hh = P_2 x_2 = P_1 x_1 - A l_1, \text{ also}$$

456 $$H = \frac{x_2}{h} P_2.$$

Ferner ist:

457 $$\begin{cases} C = P_2; \\ A = \dfrac{P_1 x_1 - P_2 x_2}{l_1}; \\ B = P_1 - A = \dfrac{P_1 (l_1 - x_1) + P_2 x_2}{l_1} \end{cases}$$

Falls die Verstrebung im Mittelfelde des Trägers ausgeführt wird, verhält sich derselbe wie ein durchlaufender Balken auf drei Stützen. In dieser Lage sind z. B. die an die Landpfeiler anschliefsenden Kragträger der Forthbrücke.

3. Auflagerung der Kragträger auf die Landpfeiler.

Wir setzen eine Dreiöffnungsbrücke voraus, bei welcher die äufseren Kragarme der Hauptträger vom Mittelpfeiler nach dem zunächst gelegenen Landpfeiler reichen und hier aufgelagert sind. In diesem Falle kommt es wesentlich darauf an, ob die Kragträger auf die

*) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1888, S. 939. Barkhausen: Die Forthbrücke.

Landpfeiler stets einen nach unten gerichteten Druck ausüben, oder ob sie bei bestimmten Laststellungen, ja vielleicht schon infolge des auf sie kommenden Eigengewichtes der Brücke, das Bestreben haben aufzukippen.

Im ersteren Falle genügen zur Unterstützung der Kragarme auf den Landpfeilern gewöhnliche Walzen- oder Gleitkipplager, bezw. Stelzenlager, während bei dem Bestreben der Träger, aufzukippen, noch besondere Vorrichtungen zum Niederhalten der Lager erforderlich sind, ohne sie in ihrer Längsbewegung zu hindern. Zu diesem Zwecke hat man angewandt:

a) Gegengewichte an den Enden der äufseren Kragarme. Beispiele dieser Art sind: die Kaiser Franz Josef-Donaubrücke in Budapest (Fig. 722, S. 530) und die Theifsbrücke bei Tokaj (Fig. 726, S. 531).

b) Verankerung des Lagers mit dem Pfeilermauerwerke.

Ein hierher gehöriges Beispiel ist die Eisenbahnbrücke über den Frazer-Flufs (Fig. 718, S. 529). Die zur Auflagerung des Kragarmes dienende Schwingstütze (Stelze) dreht sich um einen Bolzen, der mit dem Mauerwerke des Landpfeilers durch vier Rundeisen, je 45 mm Durchmesser, verankert ist. Das obere Ende der Stelze ist an den Gelenkbolzen am Ende des Kragträger-Untergurtes geschlossen (Taf. LXIII, Fig. 731 d).

Bei der Strafsenbrücke über die Weser in Hameln werden die über den Walzenlagern auf den Landpfeilern befindlichen Querträger durch je acht Zuganker niedergehalten (Taf. LXIV, Fig. 736 b u. c). Jeder Anker hat dicht über dem Mauerwerke ein Gelenk, welches ihm gestattet, an der Längenbewegung des Trägerendes teilzunehmen.

In eigentümlicher Weise ist die landseitige Auflagerung der Kragarme der Warnowbrücke (Fig. 712, S. 528) ohne Zuhülfenahme besonderer Landpfeiler, welche der tiefen Gründung wegen bedeutende Kosten verursacht haben würden, bewerkstelligt.

Zur Herstellung des Anschlusses der Brücke an den Damm dienen hier kurze, an den Endquerträgern der Kragarme angebrachte Schleppträger, welche die Fortsetzung der Schwellenträger des Gleises bilden. Damit diese an den Hebungen und Senkungen der Trägerenden teilnehmen können, sind sie mit Schraubenbolzen in Langlöchern an die Endquerträger angeschlossen (Taf. LXIV, Fig. 739 u. 739 a).

Die beiden Längsträger jeder Schleppe werden durch drei Querriegel und zwei Windkreuze gegeneinander ausgesteift. Von den Querträgern ist der landseitige als sogen. Spindelträger ausgebildet, indem sein doppeltes, über die Schleppträger hinaus verlängertes Stehblech beiderseits ein Vierkant umfafst, welches eine unten kugelförmig abgerundete Schraubenspindel enthält, mittelst deren die Schleppe in ihrer Höhenlage geregelt werden kann (Taf. LXIV, Fig. 739 a).

Die beiden Walzenlager, auf welche die Schraubenspindeln sich stützen, ruhen auf einem kastenförmigen Träger, welcher im Kopfe des gehörig befestigten Eisenbahndammes fest eingebettet ist. Falls ein starkes Sacken des Dammes eintritt, wird die Schleppe angehoben und bietet dann das Nachstopfen des Lagerträgers keine Schwierigkeiten. Geringe Senkungen werden durch die erwähnten Spindeln ausgeglichen.

Um der Schleppe bei einer wagerechten Durchbiegung des Kragträgers infolge von Winddruck eine seitliche Drehung zu ermöglichen, ist mitten am Endquerträger des Kragarmes ein senkrechter Bolzen angebracht, welcher durch einen starren Stab mit dem benachbarten Windkreuze der Schleppe und durch zwei Hülfsdiagonalen mit dem Hauptdiagonalsysteme in

Verbindung steht. Letztere Diagonalen waren nötig, um den Endquerträger gegen Durchbiegungen infolge der an dem Bolzen angreifenden Kräfte zu sichern.

Durch die im vorstehenden beschriebene Anordnung von Schleppen sind gegenüber einer Brücke mit steinernen Landpfeilern im vorliegenden Falle 80000 Mark gespart. Der Entwurf dieser eigenartigen Brücke rührt von den Ingenieuren Offergeld, Seifert und Backhaus her, während die Ausführung von der Gesellschaft Harkort in Duisburg bewirkt wurde.

V Abschnitt.

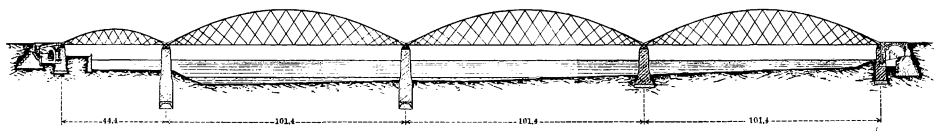
Balkenträger mit äufserem Horizontalschube.

§. 110.

Vorrichtungen zur Erzeugung eines äufseren Horizontalschubes.

Um an Eisen zu sparen, hat man neuerdings in die gezogene Gurtung der Balkenträger von aufsen einen Horizontalschub geleitet. Nach diesem, von Köpcke ersonnenen Systeme ist die bei Riesa über die Elbe erbaute Strafsenbrücke ausgeführt (Fig. 740 bis 740b).

Fig. 740.



Elbbrücke bei Riesa. 1 : 1265.

Die Hauptträger dieser Brücke sind parabolische Bogensehnenträger von rund 43, bezw. 100 m Stützweite. In den geradlinigen Untergurt der Hauptträger der kleinen Öffnung wird mit Hülfe eines durch ein Gegengewicht beschwerten Winkelhebels ein 600 Tonnen betragender Schub geleitet, welcher dem Horizontalschube eines Überbaues von 100 m Stützweite infolge seines Eigengewichtes entspricht (Fig. 740a). Das Gegengewicht beläuft sich auf rund 300 Tonnen und ist aus Schlackensteinen von 3,2 spez. Gewicht in Lehm unter Beimengung von Eisenspänen aufgemauert. Es wirkt an dem langen Arme des Winkelhebels von 5,3 m

Fig. 740a.

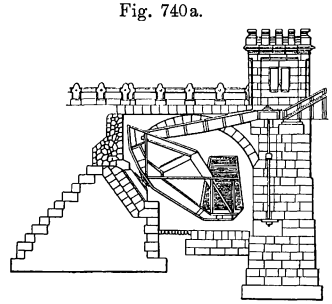
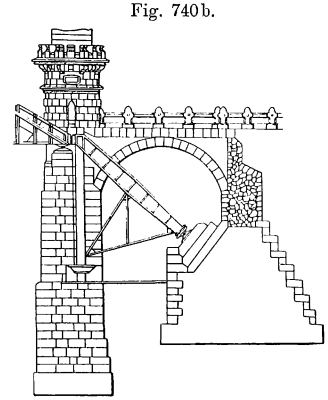


Fig. 740b.



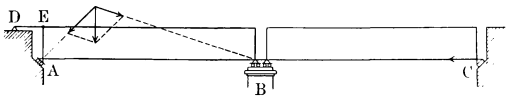
Länge, während die Stange, welche den Schub auf den Träger überträgt, an dem kurzen Arme von 2,75 m Länge angreift. Die Schubstange hat eine geneigte Lage erhalten, um den Drehpunkt des Winkelhebels möglichst tief legen zu können und dadurch an Mauerwerk zu sparen. Die infolge dieser Schräge auf den Anschlufspunkt des Trägers von der Schubstange ausgeübte senkrechte Seitenkraft wird durch Anker aus Rundeisenstangen aufgehoben.

Sämtliche Hauptträger der Brücke stehen über den Mittelpfeilern miteinander in Verbindung und übertragen daher den in sie am ersten Landpfeiler geleiteten Schub von 600 Tonnen auf den zweiten Landpfeiler. Hier wird derselbe durch eine dreieckförmige Verstrebung (Fig. 740 b), die stromseitig verankert ist, aufgenommen und an das Widerlager abgegeben.

Eine Kostenersparnis kann durch die vorstehende Anordnung nur bei Brücken gröfserer Spannweite und mehrerer Öffnungen herbeigeführt werden, indem einerseits die Hebelvorrichtung am beweglichen und die Schubübertragung am festen Trägerende einen nicht unerheblichen Geldaufwand veranlafst, anderseits die Landpfeiler als Widerlagspfeiler ausgeführt werden müssen.

Anstatt den Horizontalschub durch einen mit Gegengewicht versehenen Winkelhebel zu erzeugen, hat Föppel vorgeschlagen, denselben durch schiefe Auflagerung der Balkenträger hervorzubringen und in die gezogene Trägergurtung zu leiten (Fig. 741). Der so auf den Träger ausgeübte Horizontalschub ist nicht mehr unveränderlich, sondern ändert sich mit der Laststellung.

Fig. 741.

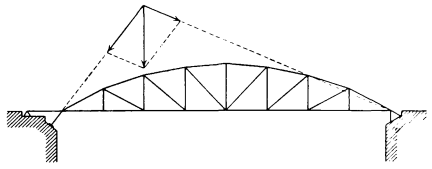


Die schiefe Auflagerung hat mit der vorhin besprochenen Bauart den Übelstand gemein, dafs die Landpfeiler als Widerlagspfeiler hergestellt werden müssen; aufserdem tritt hier noch die Unbequemlichkeit auf, dafs sich der Träger an dem beweglichen schiefen Auflager entsprechend den Temperaturunterschieden hebt und senkt. Um diese Höhenunterschiede auszugleichen, sind an dem erwähnten Trägerende sogen. Schleppträger DE anzuordnen.

Der Vorschlag von Föppel ist, soweit dem Verfasser bekannt geworden, bis jetzt nicht ausgeführt.

Den Horizontalschub kann man auch durch das Schublager von Bährecke (vergl. S. 124) hervorbringen. Bei diesem stützt sich der Hauptträger am beweglichen Ende auf eine geneigt stehende Stelze und am festen auf ein Kipplager, welches so eingerichtet ist, dafs es den auf den Träger ausgeübten Schub auf den Pfeiler übertragen kann. Ebenso wie bei der Föppelschen Auflagerung sind hier zum Ausgleiche der am beweglichen Trägerende entstehenden Höhenunterschiede Schleppträger einzulegen (Fig. 742). Statisch genommen, ist ein mit dem vorstehenden Schublager versehener Balkenträger wie ein Dreigelenkbogenträger anzusehen, dessen eine Seite nur aus einem Stabe — der schräg aufgestellten Stelze — besteht. Ob das Bährecksche Schublager schon zur Ausführung gekommen, ist dem Verfasser nicht bekannt geworden.

Fig. 742.



VI. Abschnitt.

Die Hauptträger der Balkenbrücken in der Kurve und in der Steigung.

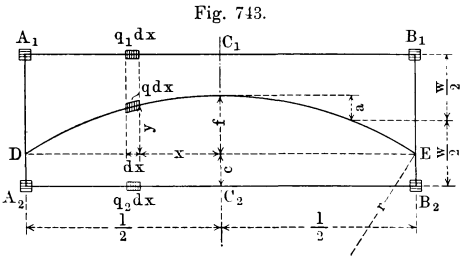
§. 111.

Abstand der Hauptträger der Balkenbrücken in der Kurve.

Brücken in der Kurve werden in den einzelnen Öffnungen geradlinig angeordnet. Bei Eisenbahnbrücken ist der Abstand der Hauptträger gegenüber demjenigen in der Geraden um ein bestimmtes Mafs zu vergrößern, welches der Pfeilhöhe des Bogens der Brückenöffnung und der Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes entspricht (vergl. S. 10 u. 11).

Wenn der Überbau zwei Hauptträger besitzt, nimmt man den Abstand der letzteren zweckmäfsig so, dafs das in der Brückenmitte durch die Betriebslast erzeugte gröfste Biegungsmoment sich auf beide Hauptträger gleichmäfsig verteilt. Für den fraglichen Abstand ergiebt sich bei einem eingleisigen Überbau*), sofern bezeichnet (Fig. 743):

Fig. 743.



l die Stützweite des Überbaues, in m;

w den Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte der Trägerwand, in m;

c den Abstand der Bogensehne DE von dem zunächst gelegenen Hauptträger $A_2 B_2$, in m;

f die Pfeilhöhe der Gleismittellinie, in m;

x, y die Koordinaten der letzteren, bezogen auf die Sehne DE als X-Achse und die Querachse des Überbaues $C_1 C_2$ als Y-Achse, in m;

a den Abstand des Bogenscheitels von der Brückenmitte, in m;

q die metrische Betriebslast der Gleismittellinie, in t;

q_1, q_2 die auf den Träger $A_1 B_1$, bezw. $A_2 B_2$ in dem Abstande x von $C_1 C_2$ kommende metrische Betriebslast, in t;

M_1, M_2 das gröfste durch die Betriebslast in der Trägermitte C_1 bezw. C_2 erzeugte Biegungsmoment, in mt:

$$M_1 = M_2 \text{ und } M_1 + M_2 = \frac{1}{8} q l^2, \quad \text{also} \quad M_1 = M_2 = \frac{1}{16} q l^2.$$

In diesen Gleichungen ist vorausgesetzt, dafs die Gleismittellinie so flach verläuft, dafs man mit hinreichender Genauigkeit das Bogendifferenzial gleich dx setzen kann.

Eine andere Beziehung folgt für die Momente M_1 und M_2 aus der Zerlegung der metrischen Betriebslast q in die Teile q_1 und q_2. Man findet leicht:

$$q_1 = \frac{c + y}{w} q.$$

*) Engineering News, 4. März 1897, S. 139. Szlapka: A new formula for so locating two plate girders relative to a curve as to bring equal loads to each.

Bei voller Belastung des Überbaues beträgt daher der Auflagerdruck in A_1, bezw. B_1:

$$A_1 = B_1 = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{c+y}{w}\, q\, dx = \frac{1}{2}\,\frac{c}{w}\, q\, l + \frac{q}{w}\int_0^{\frac{l}{2}} y\, dx.$$

Mit hinreichender Genauigkeit läfst sich die Gleismittellinie als Parabel ansehen und dementsprechend das Integral $\int_0^{\frac{l}{2}} y\, dx = \frac{1}{3}\, f\, l$ setzen, so dafs erscheint:

$$A_1 = B_1 = \left(\frac{1}{2}\,\frac{c}{w} + \frac{1}{3}\,\frac{f}{w}\right) q\, l.$$

Das Biegungsmoment M_1 in der Mitte des Trägers $A_1 B_1$ hat den Wert:

$$M_1 = \frac{1}{2}\, l\, A_1 - \int_0^{\frac{l}{2}} q_1\, x\, dx = \left(\frac{1}{4}\,\frac{c}{w} + \frac{1}{6}\,\frac{f}{w}\right) q\, l^2 - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{c+y}{w}\, q\, x\, dx.$$

Nun ist:

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{c+y}{w}\, q\, x\, dx = \frac{1}{8}\,\frac{c}{w}\, q\, l^2 + \frac{q}{w}\int_0^{\frac{l}{2}} x\, y\, dx.$$

Nach der Lehre vom Schwerpunkte läfst sich setzen:

$$\int_0^{\frac{l}{2}} x\, y\, dx = \frac{1}{3}\, f\, l \cdot \frac{3}{16}\, l = \frac{1}{16}\, f\, l^2$$

und demgemäfs:

$$M_1 = \left(\frac{1}{4}\,\frac{c}{w} + \frac{1}{6}\,\frac{f}{w} - \frac{1}{8}\,\frac{c}{w} - \frac{1}{16}\,\frac{f}{w}\right) q\, l^2 = \frac{1}{16}\, q\, l^2, \quad \text{mithin}$$

458 $$w = 2\, c + \frac{5}{3}\, f.$$

Der Bogenscheitel liegt daher von der Brückenmitte in der Entfernung:

$$a = c + f - \frac{1}{2}\, w = \frac{1}{6}\, f.$$

Für die Werte c und f hat man, wenn bezeichnet:

b den Abstand der Hauptträger, sofern der Überbau der Geraden angehörte, gemessen von Mitte zu Mitte der Trägerwand, in m;

z den Zuschlag zur Brückenbreite infolge der Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes (vergl. S. 10), in m;

r den Krümmungshalbmesser der Gleismittellinie, in m;

$$c = \frac{1}{2}\, b + z; \quad f = \frac{1}{8}\,\frac{l^2}{r} \text{ (angen.)}.$$

Durch Einschaltung dieser Werte nehmen die Gleichungen für w und a die Form an:

458a $$w = b + 2\, z + \frac{5}{24}\,\frac{l^2}{r}$$

459 $$a = \frac{1}{48}\,\frac{l^2}{r}.$$

Falls die Fahrbahn auf den Hauptträgern liegt, kommt für den Hauptträgerabstand die Schrägstellung der Umgrenzung des lichten Bahnraumes nicht in Betracht und ist dann:

460 $$w = b + \frac{5}{24}\frac{l^2}{r}$$

Hiernach hat man für eine eingleisige Brücke von 32 m Stützweite und oben liegender Fahrbahn in einer Kurve von 400 m Halbmesser:

$$w = b + \frac{5}{24}\cdot\frac{32^2}{400} = b + 0{,}53.$$

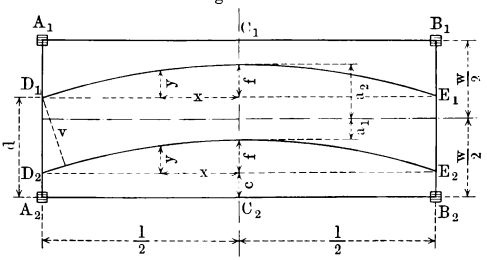
Wählt man in der Geraden $b = 2{,}5$ m, so ergiebt sich:

$$w = 2{,}50 + 0{,}53 = 3{,}03 \text{ m}.$$

Dem Scheitel der Gleismittellinie ist von der Brückenmitte der Abstand zu geben:

$$a = \frac{1}{48}\cdot\frac{32^2}{400} = 0{,}053 \text{ m}.$$

Fig. 744.



In derselben Weise findet man für einen zweigleisigen mit zwei Hauptträgern versehenen Überbau, wenn d den Abstand der Sehne der zweiten Gleismittellinie von dem am weitesten abliegenden Hauptträger bezeichnet (Fig. 744):

$$M_1 = \left(\frac{1}{8}\frac{c}{w} + \frac{5}{48}\frac{f}{w} + \frac{1}{8}\frac{d}{w} + \frac{5}{48}\frac{f}{w}\right) q l^2 = \frac{1}{8}\, q l^2.$$

461 $$w = c + d + \frac{5}{3} f.$$

Für $d = c$ geht vorstehende Gleichung in die von Nr. 458 über.

Die Scheitel der Gleiskurven haben von der Brückenmitte die Abstände:

462 $$a_1 = \frac{1}{2} w - (c + f) = \frac{1}{2}(d - c) - \frac{1}{6} f.$$

463 $$a_2 = d + f - \frac{1}{2} w = \frac{1}{2}(d - c) + \frac{1}{6} f.$$

Der in diesen Gleichungen vorkommende Abstand $d - c$ der beiden Sehnen $D_1 E_1$ und $D_2 E_2$ beträgt, wenn die Gleise von Mitte zu Mitte in Richtung des Krümmungshalbmessers die Entfernung v haben:

$$d - c = \frac{r}{r - f} v,$$

wofür man im allgemeinen mit hinreichender Genauigkeit $d - c = v$ setzen kann. So ergäbe sich z. B. bei der vorhin berechneten Brücke von 32 m Stützweite und $r = 400$ m:

$$f = \frac{1}{8}\,\frac{32^2}{400} = 0{,}32 \text{ m}; \quad \frac{r}{r - f} = \frac{400}{399{,}68} = 1{,}0008,$$

also für $v = 4{,}0$ m:

$$d - c = 4 \;\; 1{,}0008 = 4{,}0032 \text{ m},$$

welcher Wert unbedenklich auf 4,0 m abgerundet werden kann.

Was die Aufstellung der Brücken in der Kurve anlangt, so ist zu bemerken, dafs man kleineren Überbauen zur Herstellung der Überhöhung des äufseren Schienenstranges über den

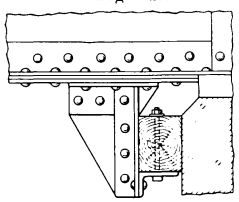
inneren eine Querneigung gegeben hat (Taf. XLVII, Fig. 474); bei gröfseren Spannweiten ist solches nicht zulässig, indem sonst die Hauptträger infolge des Überhängens, namentlich bei offen gebauten Brücken, nicht unerhebliche Zusatzspannungen erhalten würden (vergl. S. 360).

§. 112.

Aufstellung der Hauptträger der Balkenbrücken in der Steigung.

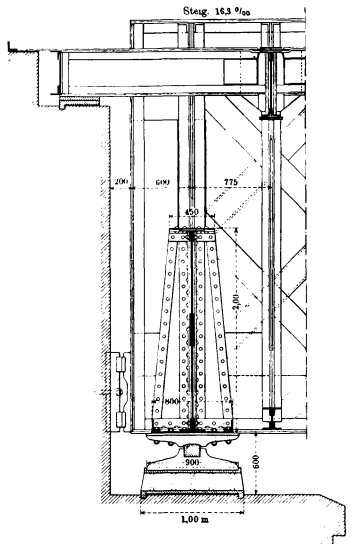
Die Hauptträger der Balkenbrücken in der Steigung stellt man entweder parallel zur Steigung oder wagerecht auf. Letztere Lage ist nur dann zulässig, wenn die auf der Brücke zu ersteigende Höhe ein Mafs nicht überschreitet, welches sich noch durch verschieden tiefes Einlassen der Fahrschienen in die Querschwellen oder durch Schwellen verschiedener Dicke erreichen läfst.

Fig. 745.



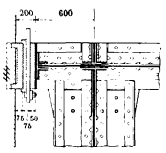
Was die Auflagerung der Hauptträger anlangt, so führt man dieselbe gewöhnlich wagerecht aus, indem die Träger alsdann kein Bestreben haben, infolge der auf sie kommenden Eigen- und Betriebslast abwärts zu rutschen und die vorgeschriebene Lage der Walzen bei Verwendung von Walzenkipplagern am besten gewahrt ist. Um regelwidrige Verschiebungen der gesamten Voll- oder Flachwalzen des Lagers, sowie ein Umfallen der letzteren zu verhindern, sind dieselben mit den auf S. 111 angegebenen Sicherheitsvorkehrungen zu versehen.

Fig. 746.



Pecqbrücke. 1 : 60.

Fig. 746 a.



Mit der wagerechten Auflagerung der in der Schrägen liegenden Hauptträger ist der Übelstand verbunden, dafs sich das bewegliche Trägerende nicht in Richtung der Steigung, sondern wagerecht verschiebt. Hierdurch entstehen im Gleise Verdrückungen, welche indessen bei der Kleinheit der in Frage kommenden Höhenunterschiede so unbedeutend sind, dafs sie ausser Acht bleiben können.

Das feste Lager ist bei getrennten Hauptträgern unter dem am tiefsten liegenden Trägerende anzuordnen. Zur Sicherung desselben hat man bei kleineren Brücken Kragstücke an die Hauptträger genietet, welche sich gegen eine mit dem Pfeiler verbundene Holzschwelle stützen (Fig. 745); bei gröfseren Brücken läfst man dagegen die Hauptträger unter Einschaltung von Keilen gegen die Schildmauer des Landpfeilers treten (Fig. 746).

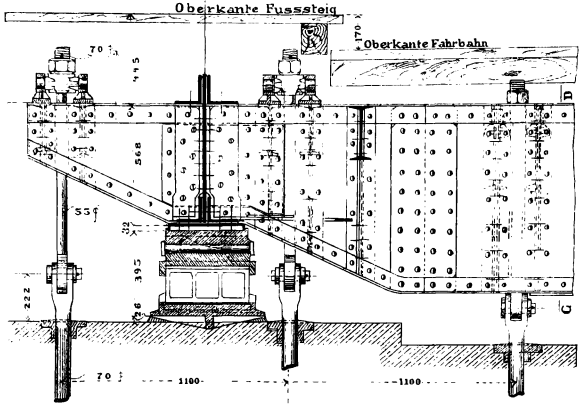
Zum Schlufs möge noch darauf hingewiesen werden, dafs es sich aus Schönheitsrücksichten empfiehlt, die Knotenpunkte des Obergurtes eines in der Steigung liegenden Hauptträgers, je nach dem gewählten Wandsysteme, senkrecht über diejenigen des Untergurtes (Taf. LXIV, Fig. 747) oder über die Mitte des darunter befindlichen Trägerfeldes zu legen.

Fig. 736c.

Weserbrücke bei Hameln.

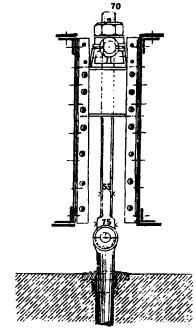
Verankerung der Endquerträger.

1 : 30.



Schnitt C-D

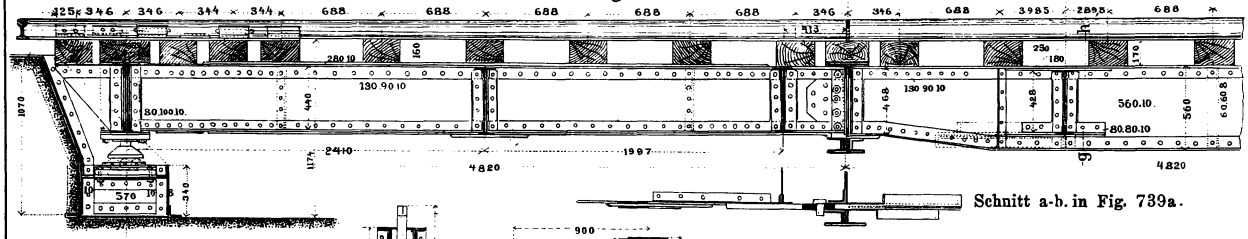
Fig. 736b.



Endlängsträger.

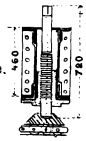
Längenschnitt durch die Schleppträger.

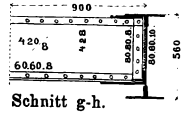
Fig. 739.



Schnitt a-b. in Fig. 739a.

Schnitt durch die Regulierungsschraube.





Schnitt g-h.

Warnowbrücke bei Rostock. 1 : 40.

Horizontalschnitt durch den Spindel- u. Schleppträger.

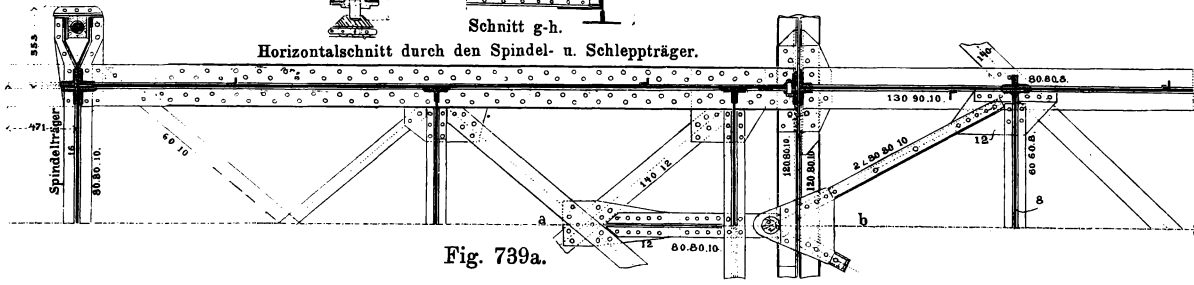


Fig. 739a.

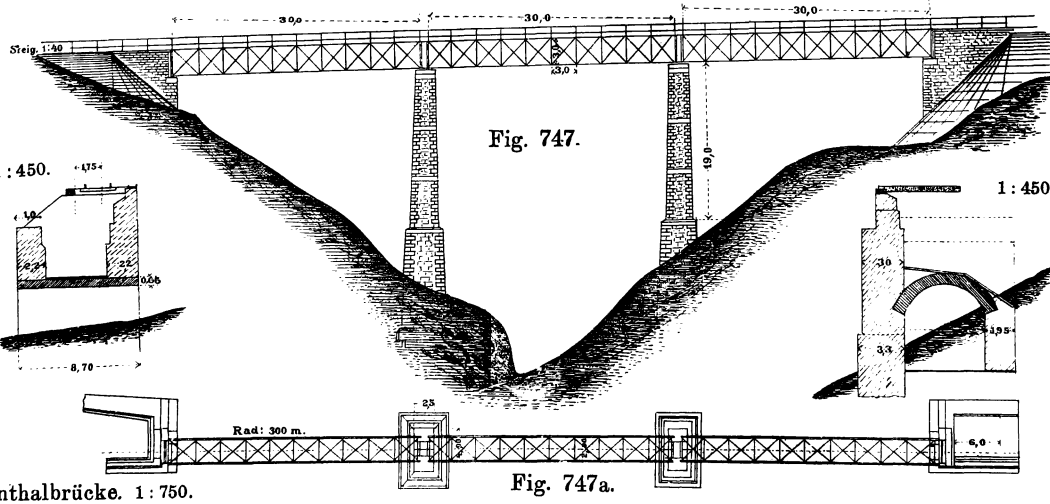
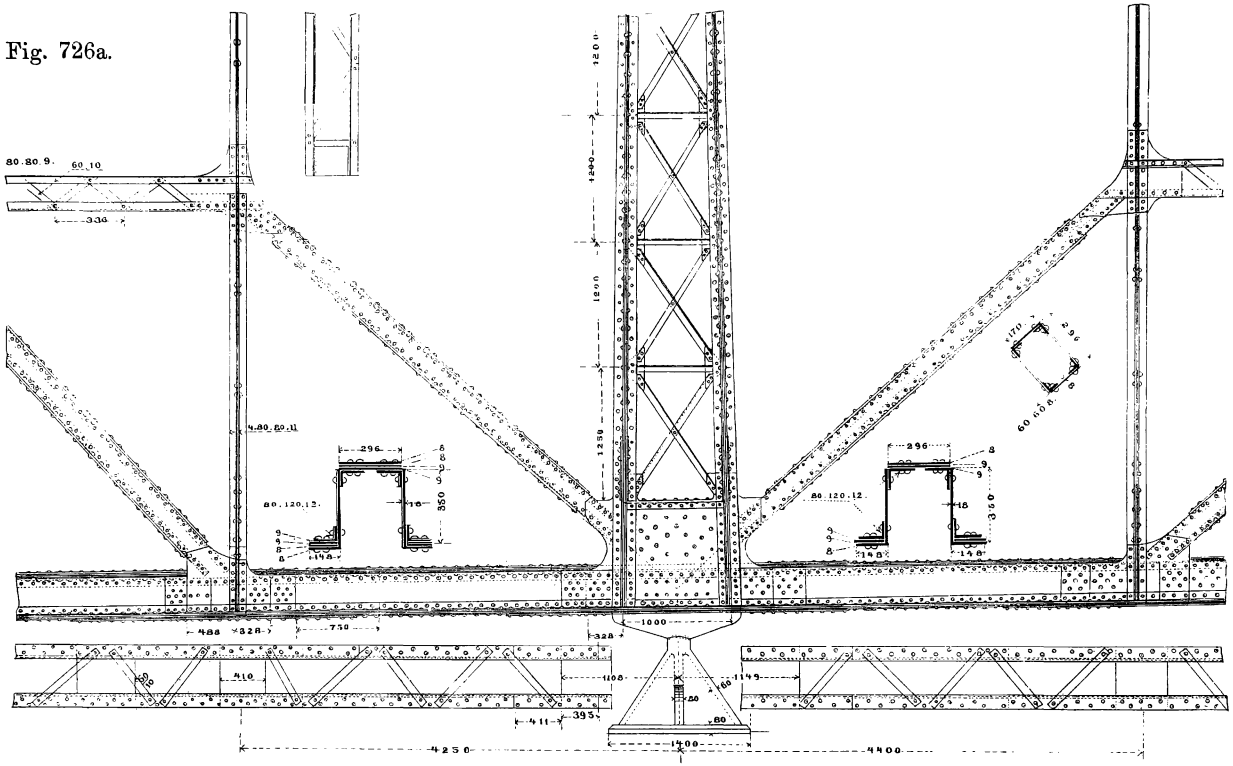


Fig. 747.

Fig. 747a.

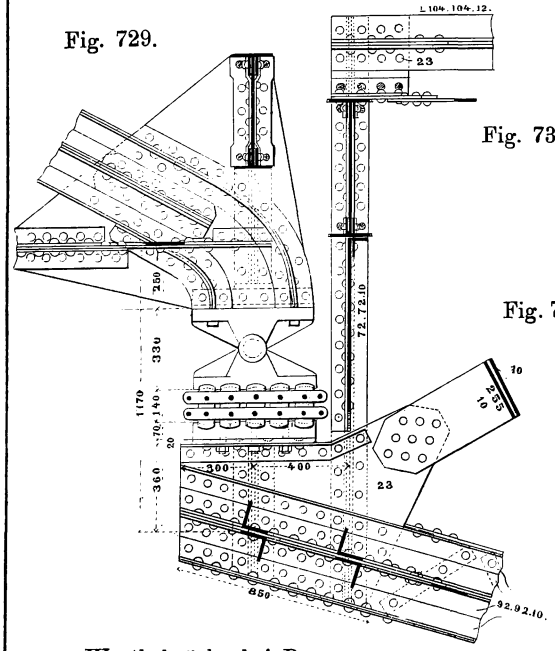
Zgraggenthalbrücke. 1 : 750.

Fig. 726a.



Die Theissbrücke bei Tokaj. 1 : 60.

Fig. 729.



Warthebrücke bei Posen. 1 : 25.

Fig. 731a.

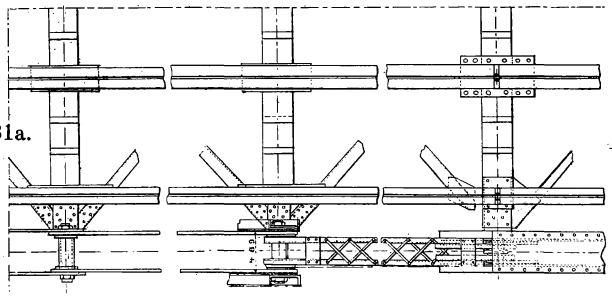
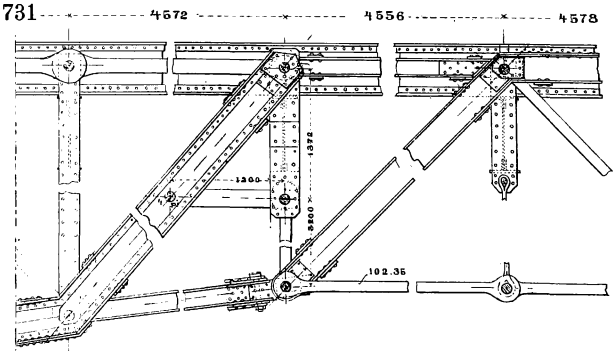


Fig. 731.



Frazerbrücke. 1 : 65.

Fig. 731b

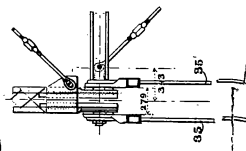


Fig. 731c.

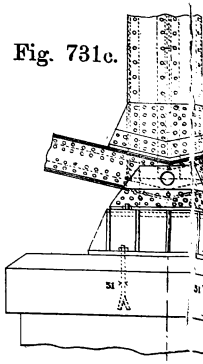
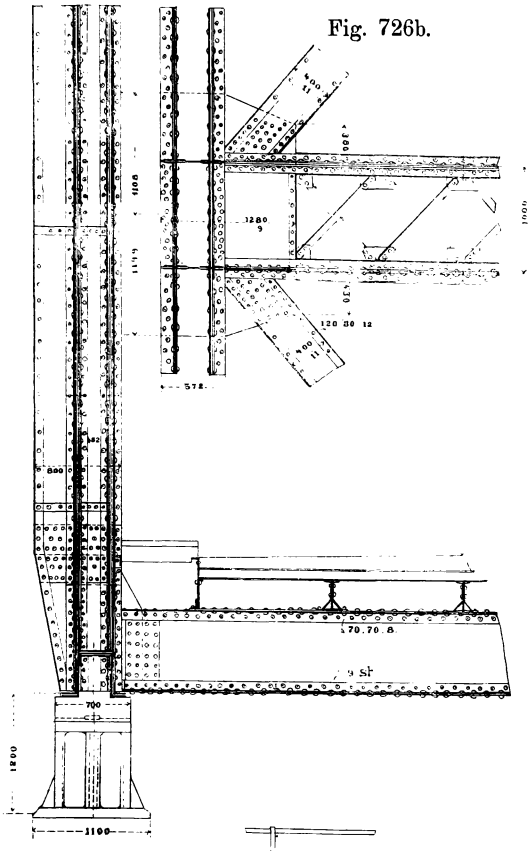


Fig. 726b.



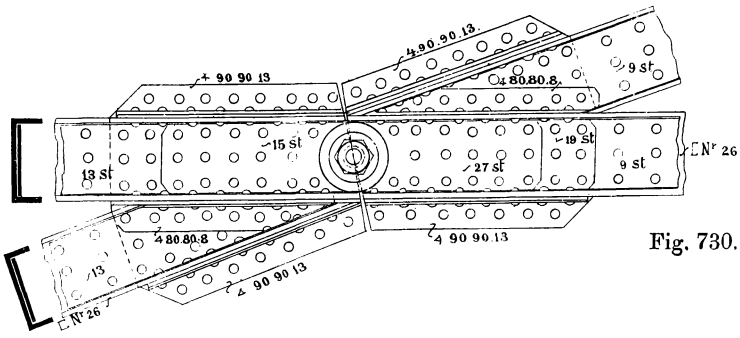


Fig. 730.

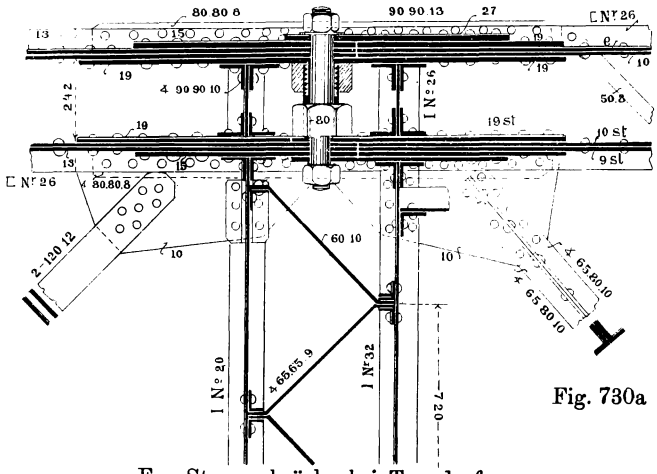
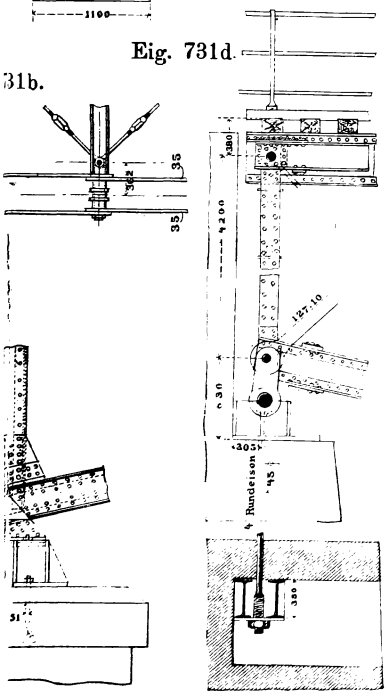


Fig. 730a

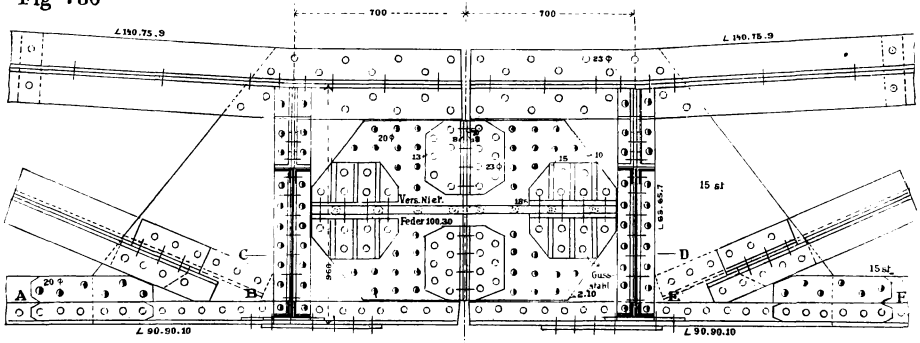
Ems-Strassenbrücke bei Tunxdorf.
Dortmund-Ems-Kanal. 1 : 20.

Eig. 731d.



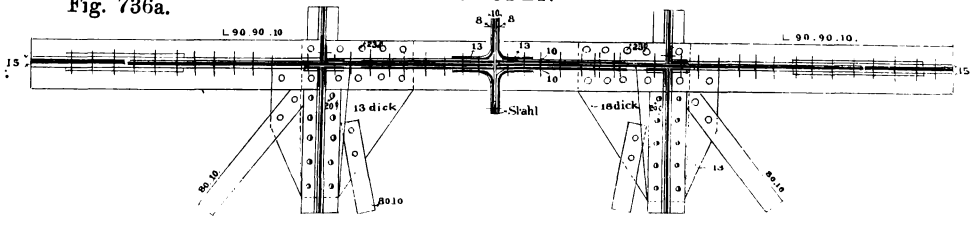
31b.

Fig 736



Schnitt nach A B C D E F.

Fig. 736a.



Weser-Strassenbrücke bei Hameln. 1 : 25.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 716.

Gesammtansicht des B

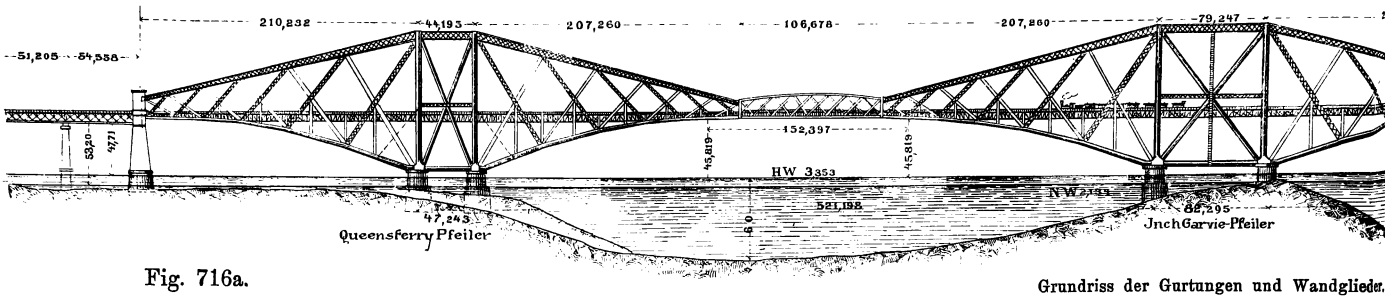


Fig. 716a.

Grundriss der Gurtungen und Wandglieder.

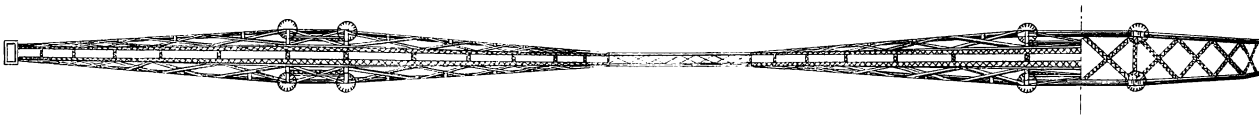
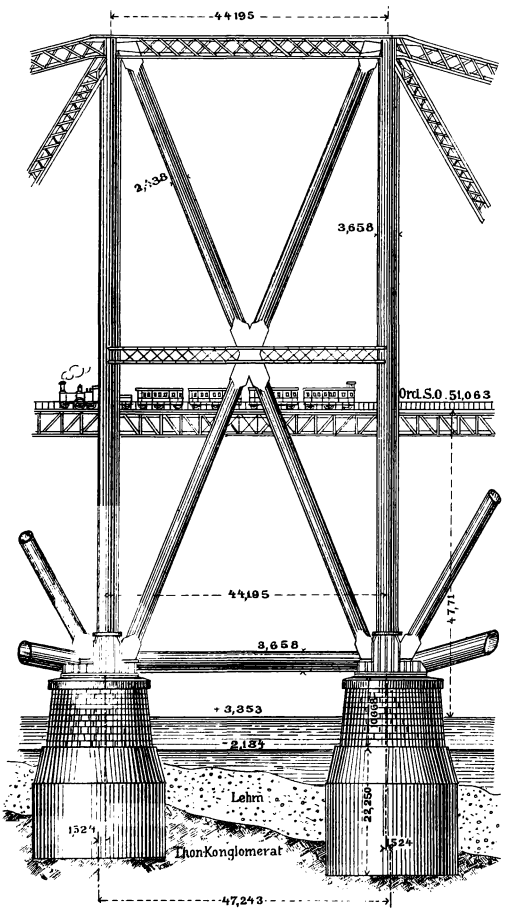


Fig. 716b. Queensferry-Pfeiler.



Querschnitt in der Mitte.

1 : 1000,

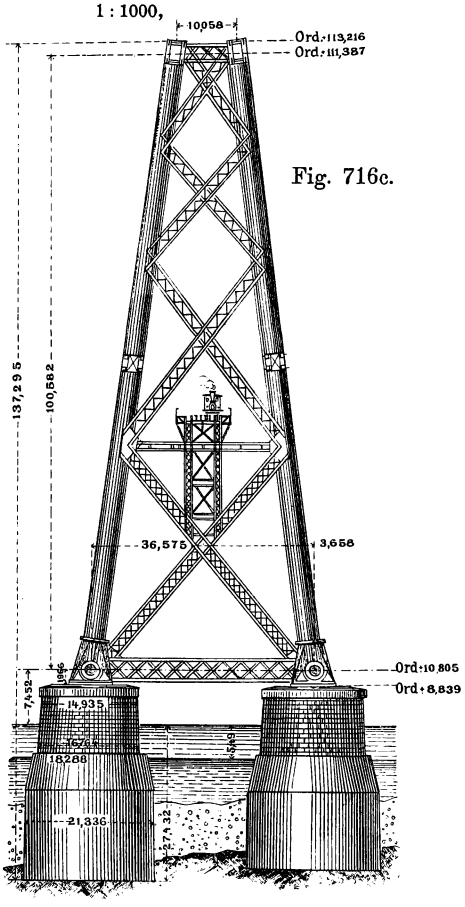


Fig. 716c.

Querschnitts-Anordnung des Zuggurtes.

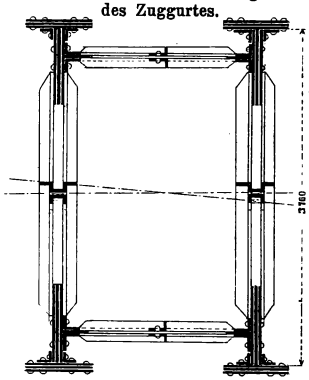


Fig.

Querschnitts-Anordnung des gezogenen Wandgliedes

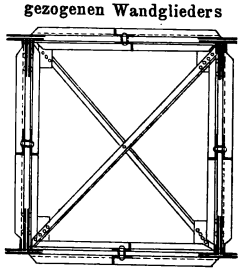


Fig. 716

Querschnitts-Anordnung der gedrückten Wandglieder.

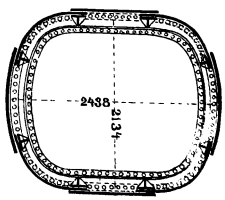
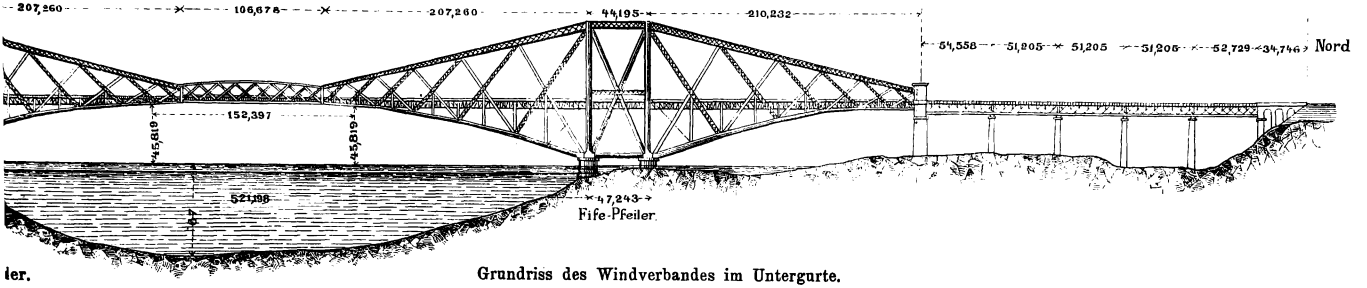


Fig. 71

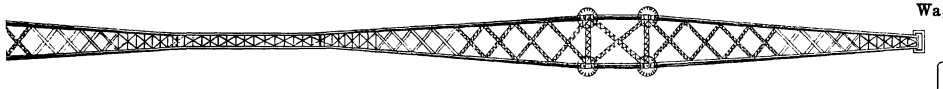
rthbrücke.

Bauwerkes. 1 : 4750.



ler.

Grundriss des Windverbandes im Untergurte.



Wagerechter Schnitt A-B in Fig. 716l. 1 : 50.

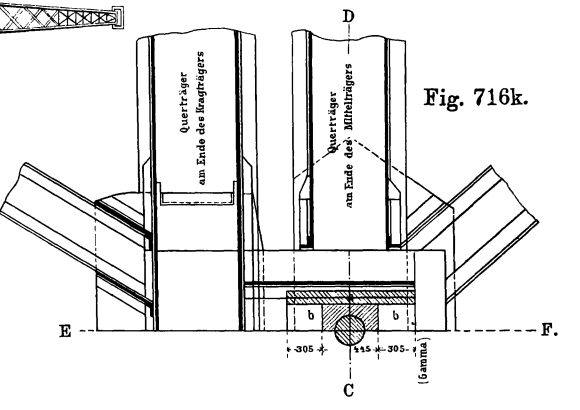
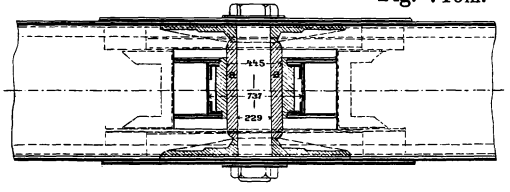


Fig. 716k.

Lotrechter Schnitt C-D in Fig. 716k.

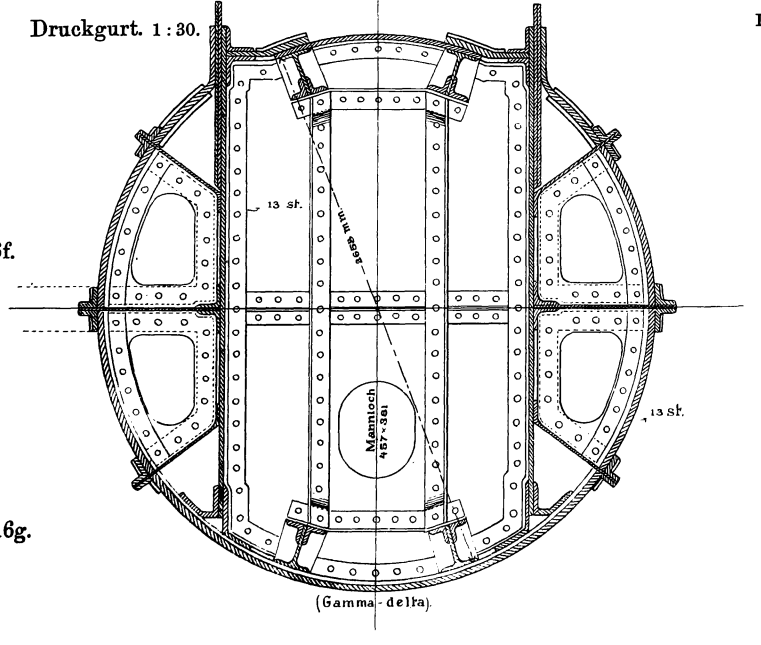
Fig. 716m.



ig. 716d.

Fig. 716e.

Druckgurt. 1 : 30.

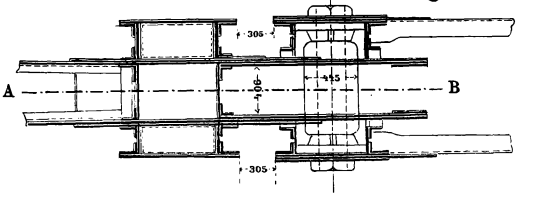


716f.

716g.

Lotrechter Längsschnitt E-F in Fig. 716k. 1 : 50.

Fig. 716l.



Grundriss des Querträgers am Ende des Mittelträgers. 1 : 50

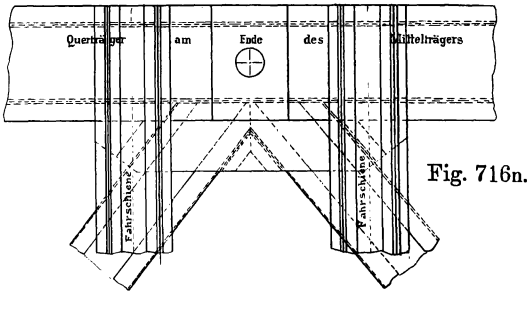


Fig. 716n.

Fig. 701.

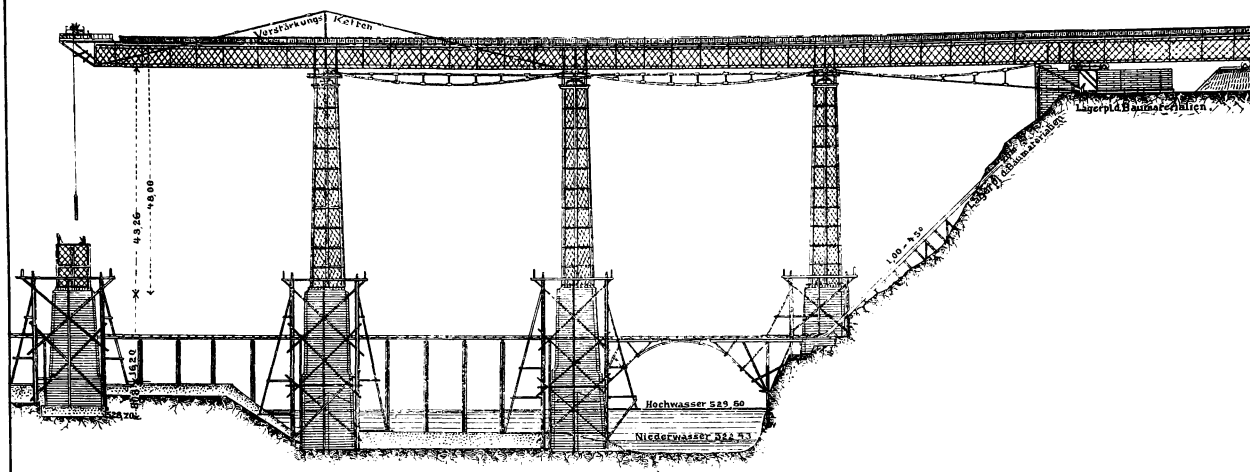
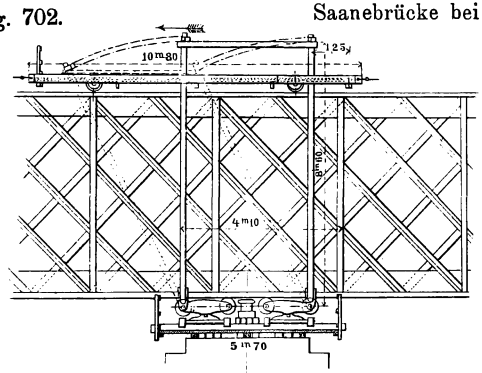


Fig. 702. Saanebrücke bei Freiburg. 1 : 1200. Fig. 702a.



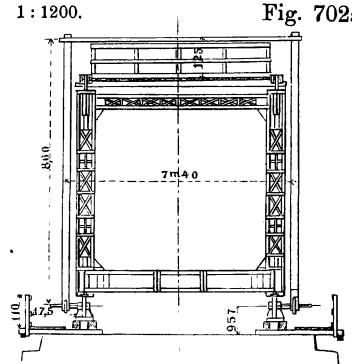
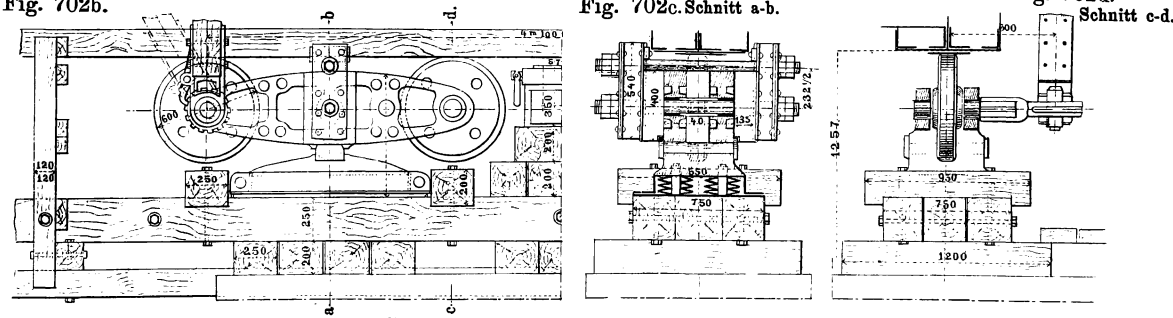
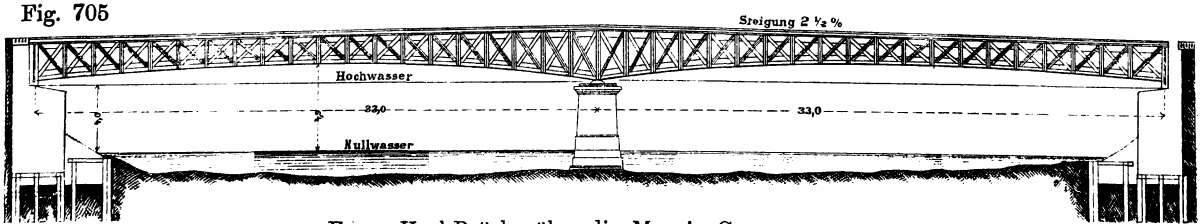


Fig. 702b. Fig. 702c. Schnitt a-b. Fig. 702d. Schnitt c-d.



Souleuvrebrücke. 1 : 200 und 1 : 35.

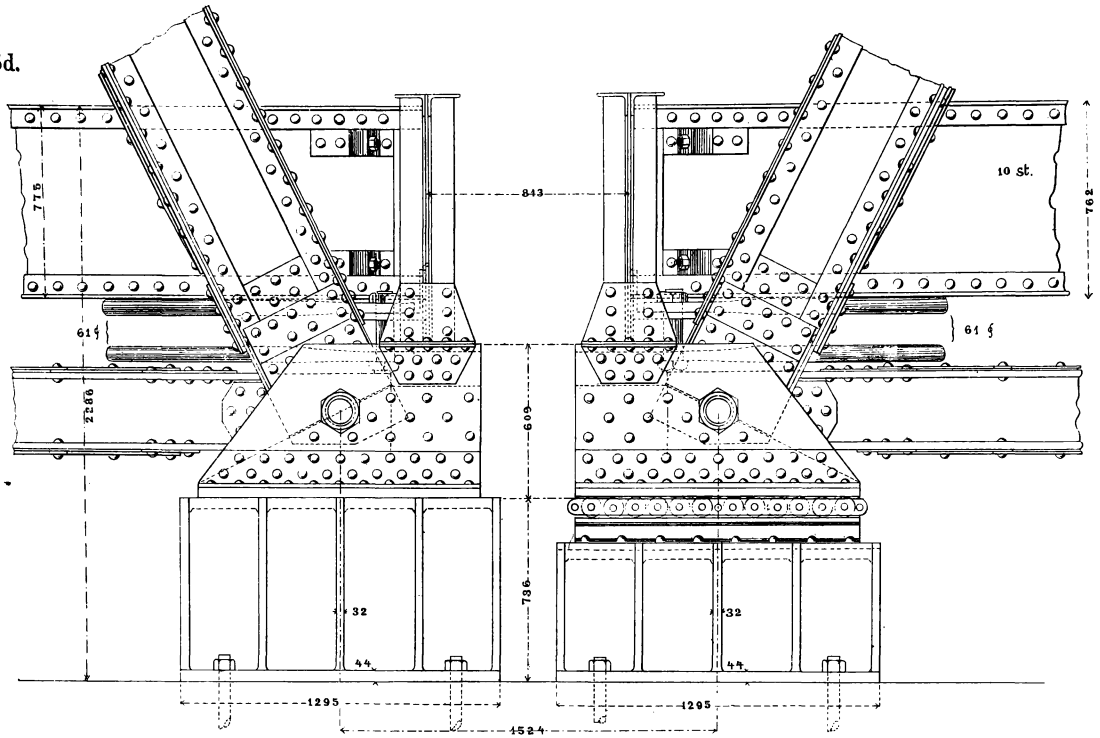
Fig. 705



Franz Karl-Brücke über die Mur in Graz. 1 : 350.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 695d.



Bismarck-Brücke über den Missouri bei Bismarck-City. D. T. 1:25

Fig. 696f.

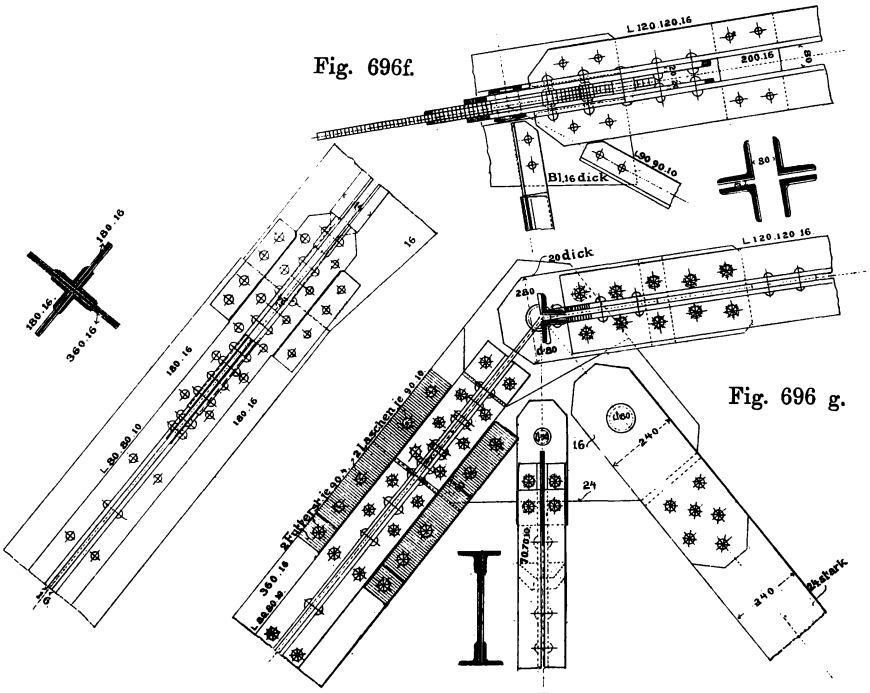


Fig. 696 g.

Fig. 696e.

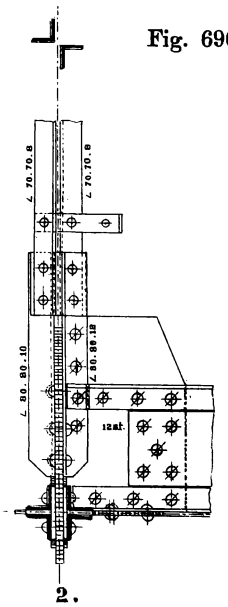
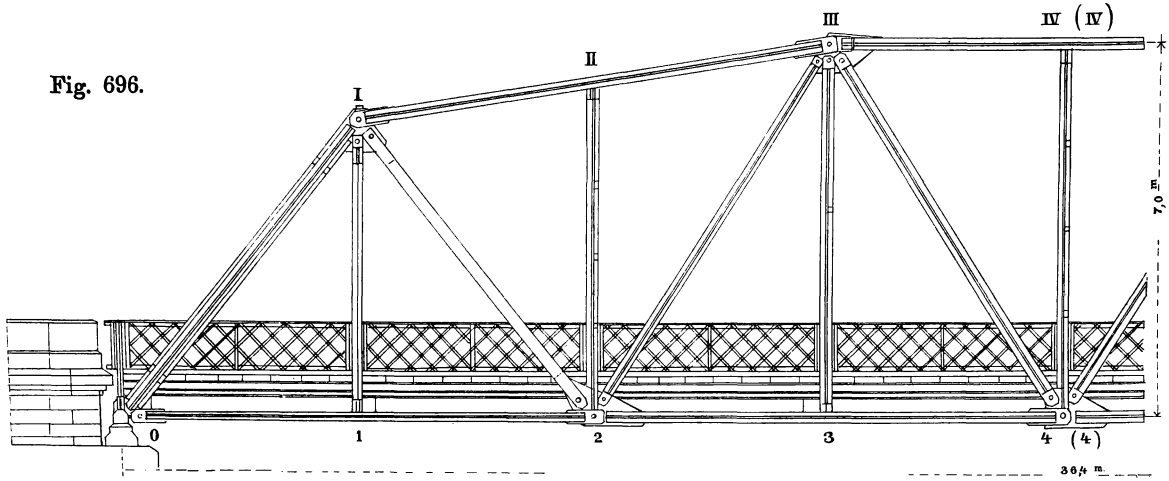


Fig. 696.



Strassenbrücke über die Altmühl in Eichstädt 1:120 und 1:20.

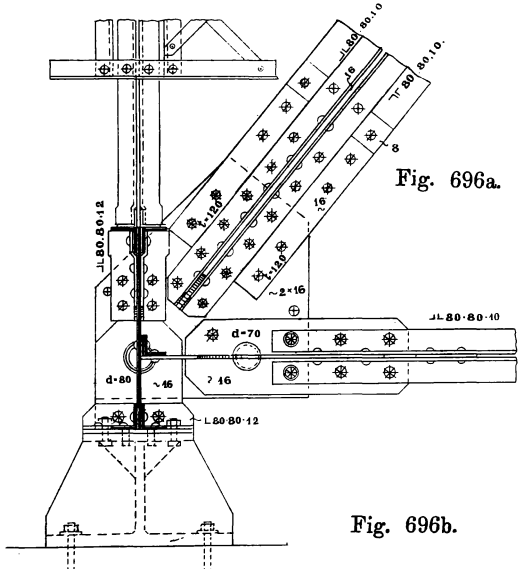


Fig. 696a.

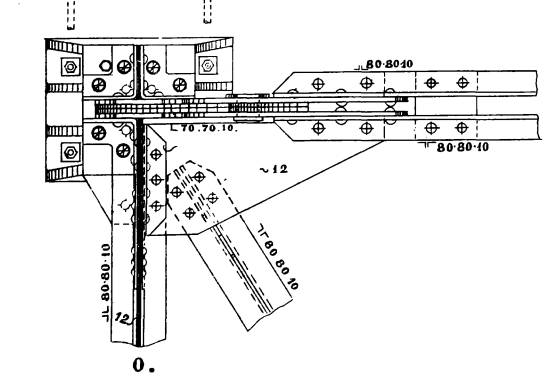


Fig. 696b.

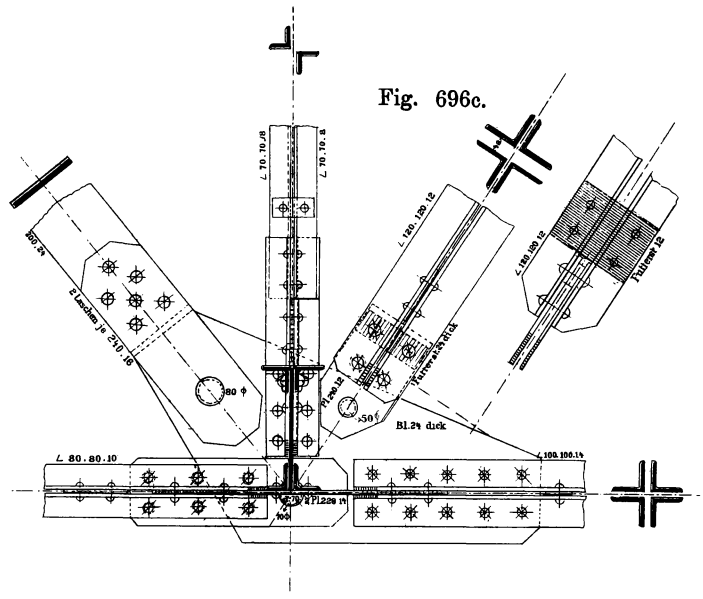


Fig. 696c.

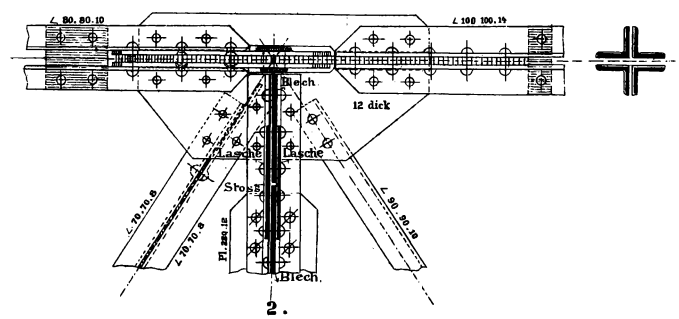


Fig. 696d.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

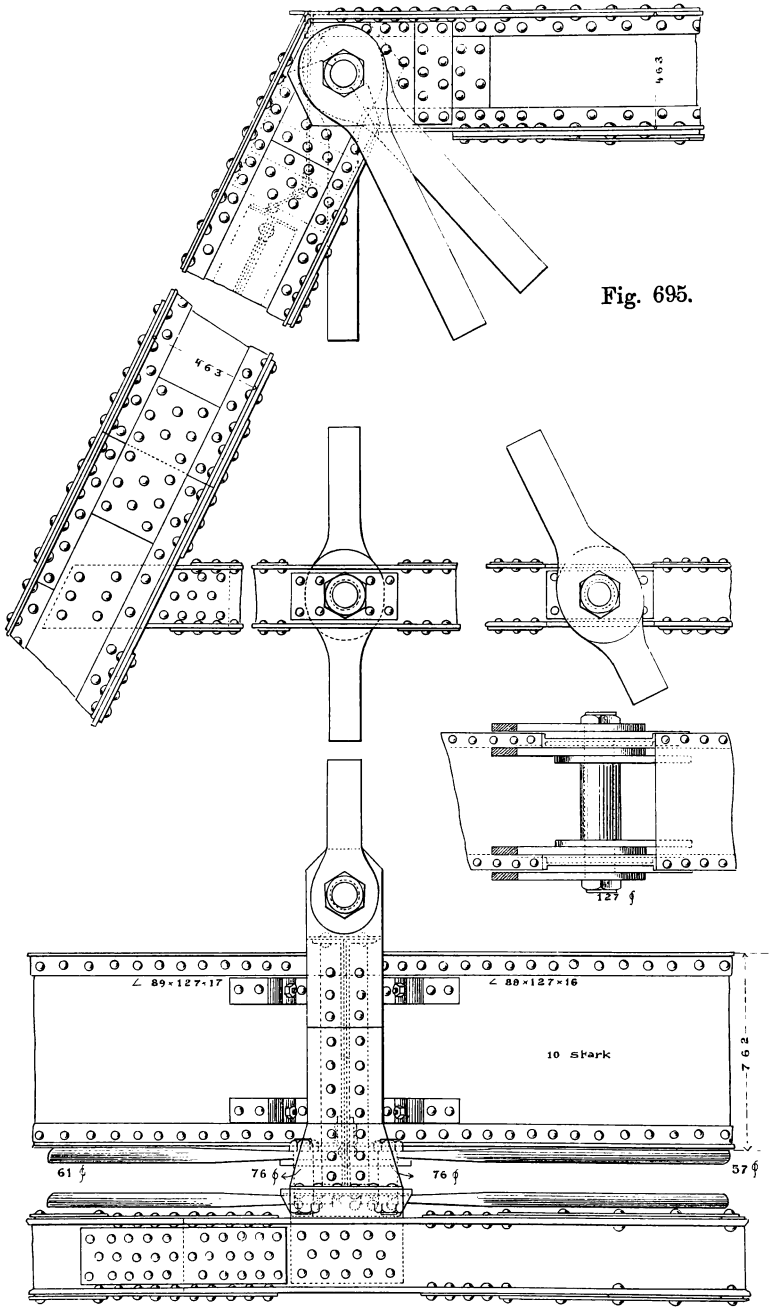


Fig. 695.

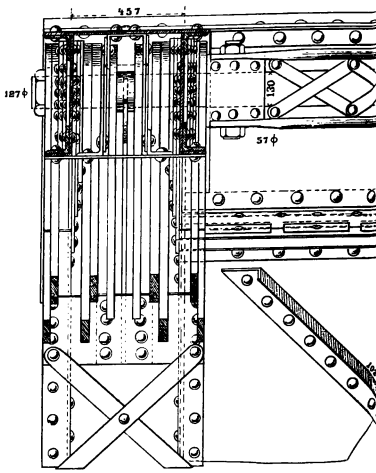
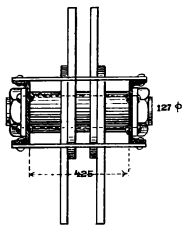
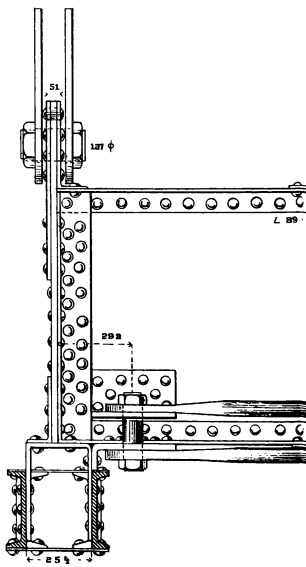
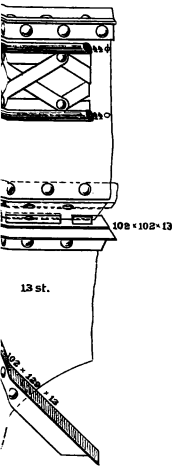


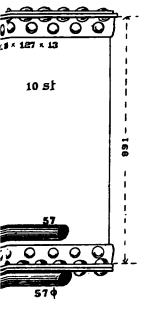
Fig. 695a.





Bismarck-Brücke über den Miss





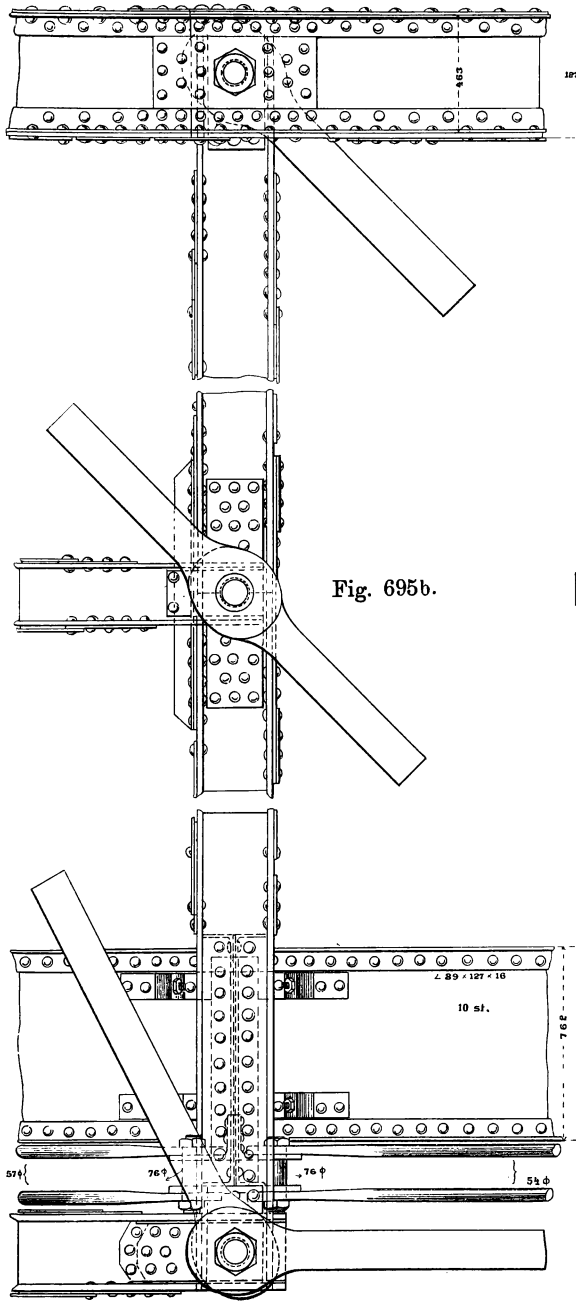


Fig. 695b.

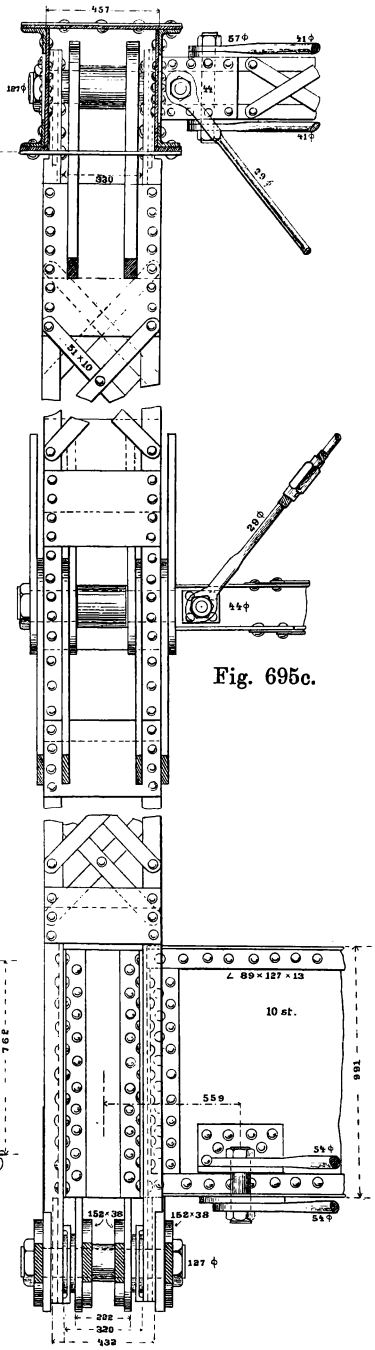


Fig. 695c.

souri bei Bismarck-City. D, T. 1:25.

Fig. 694b

Wagerechter Schnitt durch die

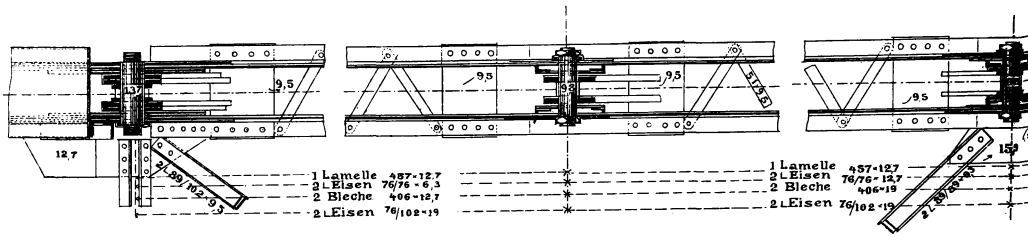
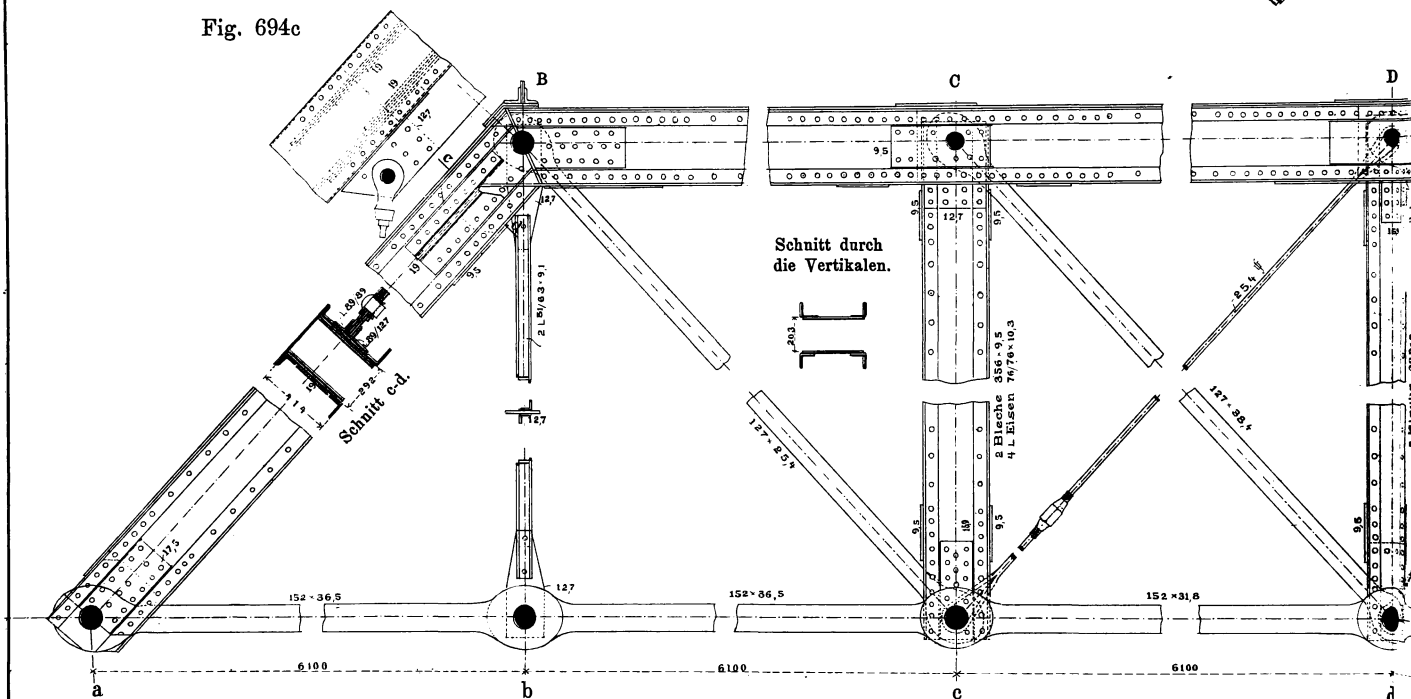
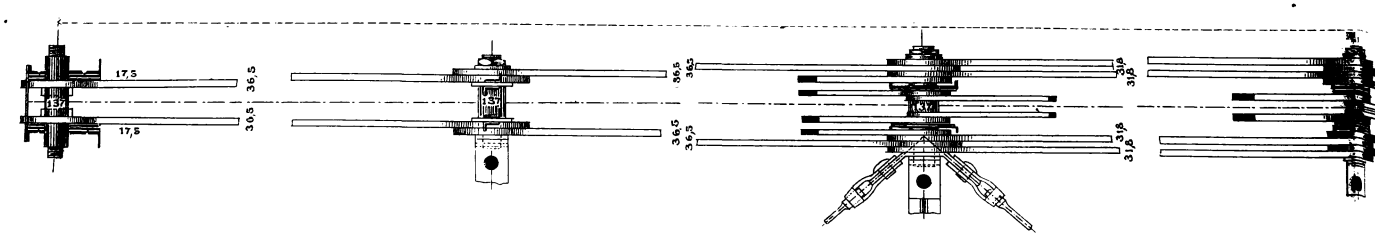


Fig. 694c





Wagerechter Schnitt durch

Missouribrücke bei Kansas City. Oeff

694b.

die obere Gurtung.

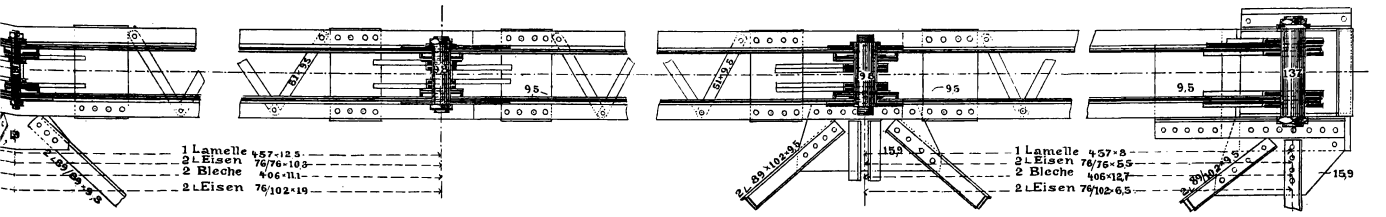
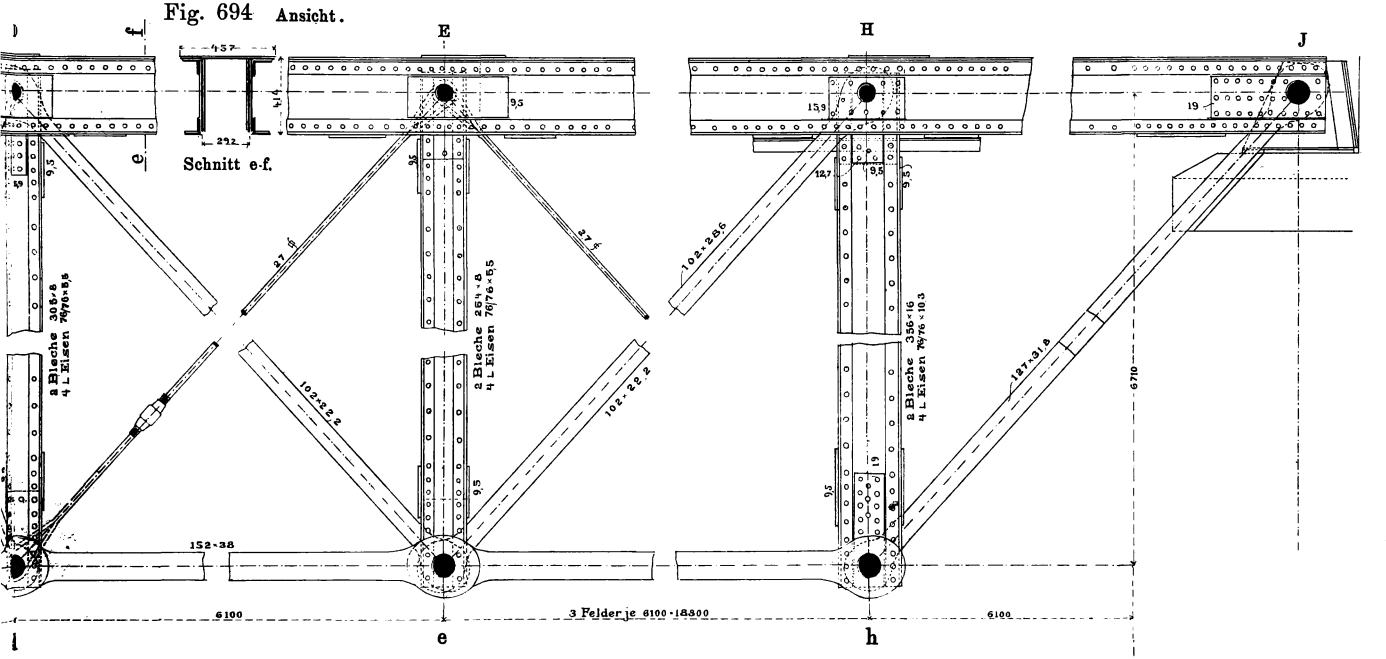


Fig. 694 Ansicht.



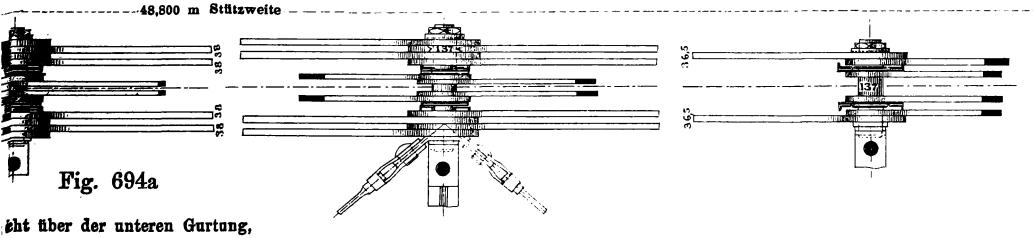


Fig. 694a

cht über der unteren Gurtung,

öffnung v. 48,8 m Stützweite. 1 : 35.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig

Wagerechter Schnitt durch

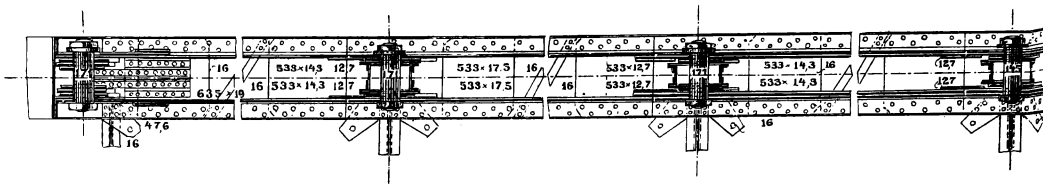


Fig. 693.

Fig. 693d.

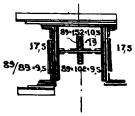
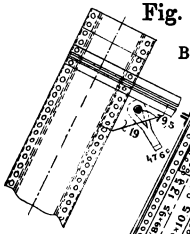


Fig. 693c.



Schnitt 1-m

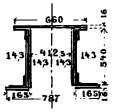
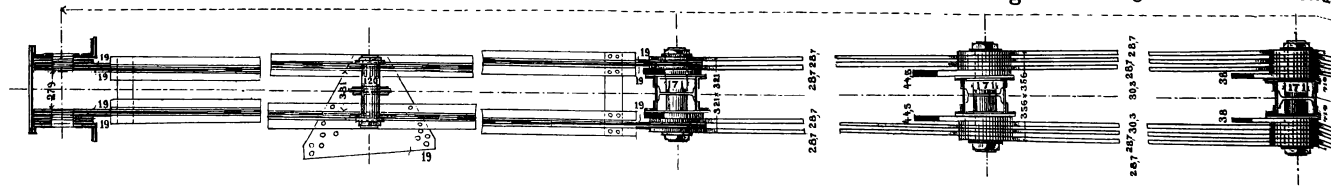


Fig. 693e.

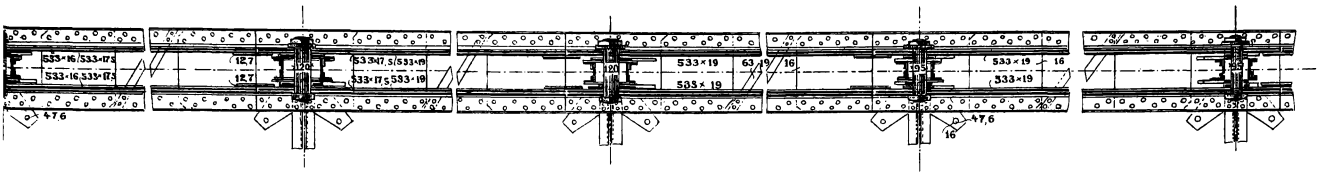
Fig 693a Wagerechter Schnitt durch



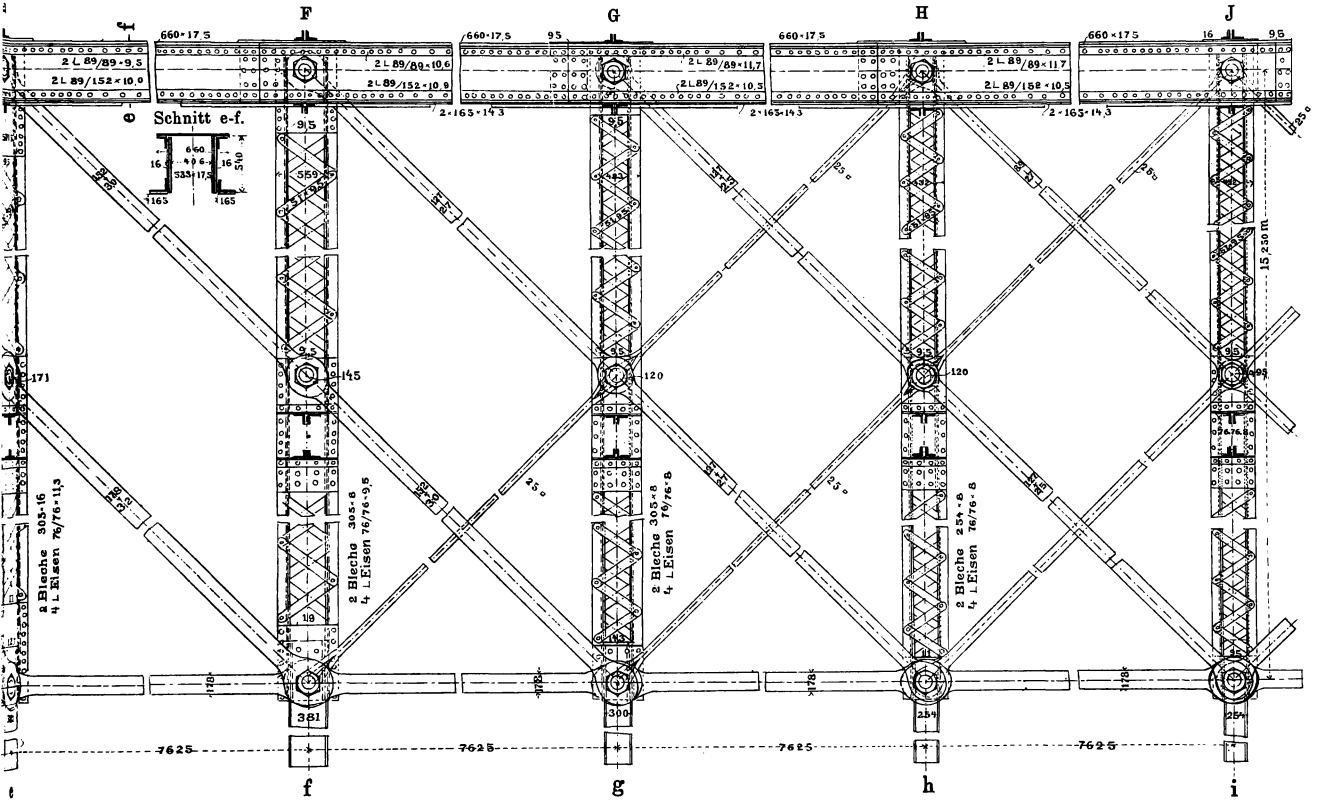
Missouribrücke bei Kansas City. Oef

g. 693b.

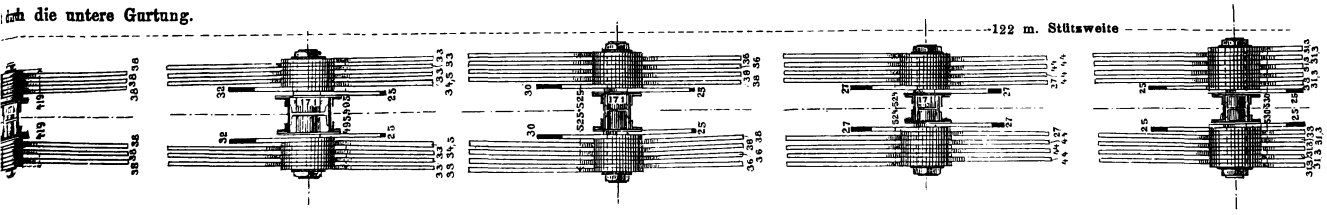
urch die obere Gurtung.



3. Ansicht



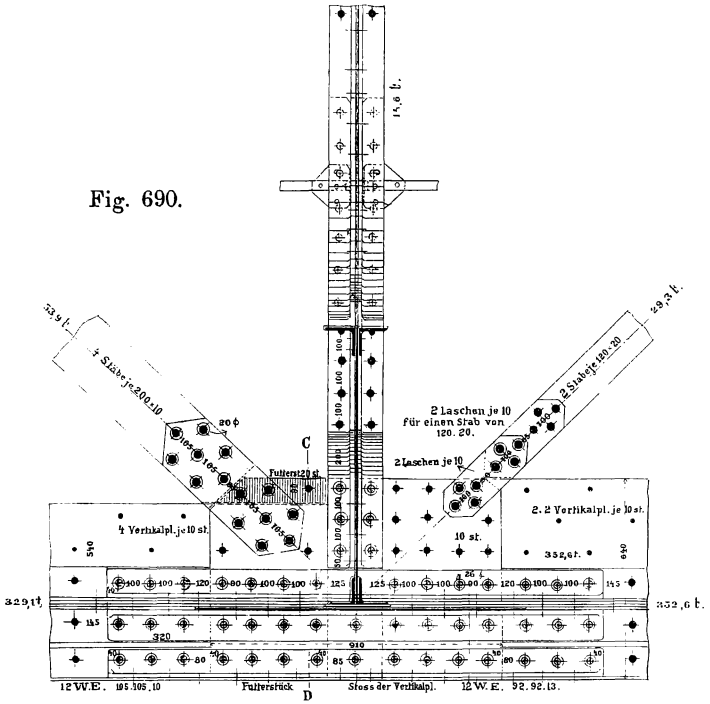
ch die untere Gurtung.



ffnung von 122 m Stützweite. 1:60.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 690.



Elbbrücke bei Barby. Stromöffnung v. 65,5 m Stützweite. 1 : 20.

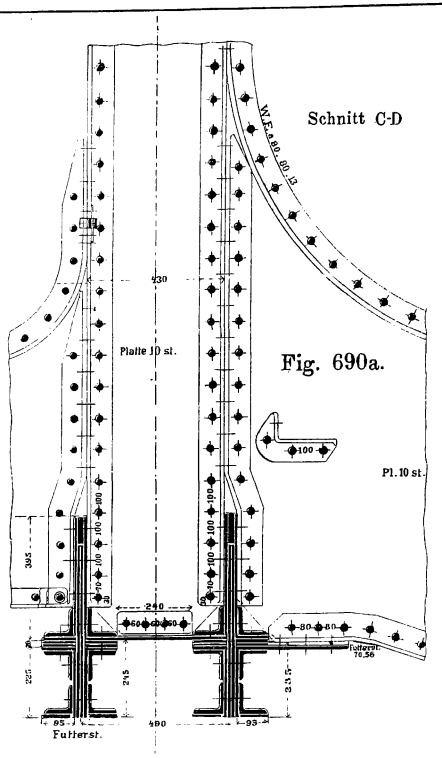


Fig. 690a.

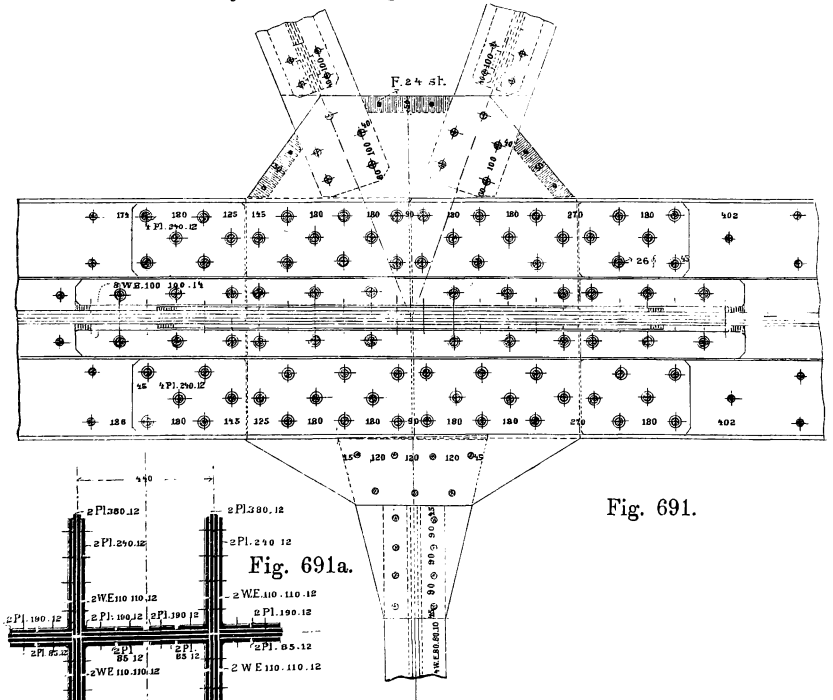


Fig. 691.

Fig. 691a.

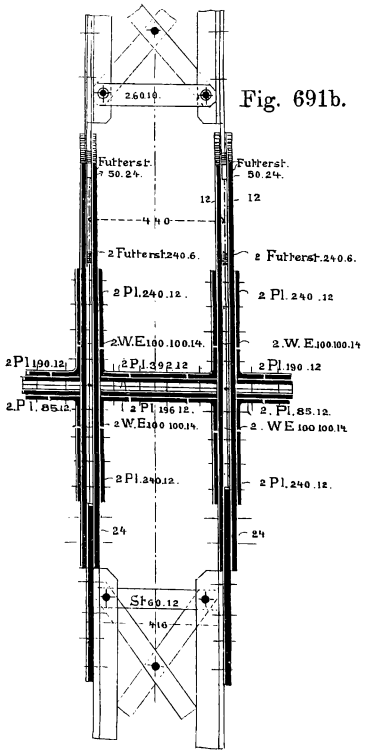


Fig. 691b.

Nogatbrücke bei Marienburg. 1:20

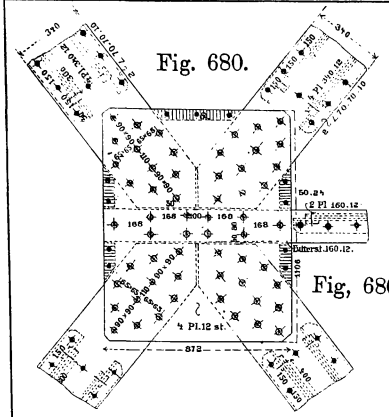
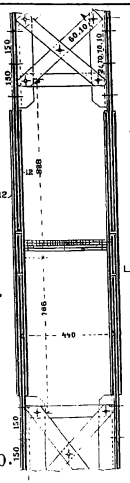


Fig. 680.



Fig, 680a.

Nogatbrücke bei Marienburg. 1:30.

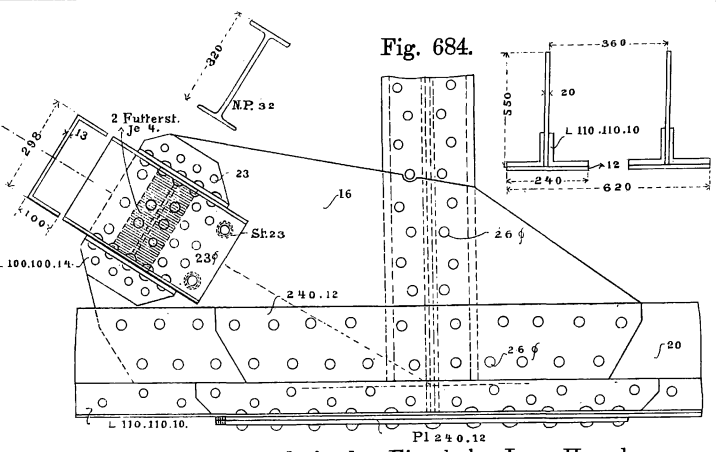


Fig. 684.

Weserbrücke bei Hameln.in der Eisenbahn Lage-Hameln. 1:20

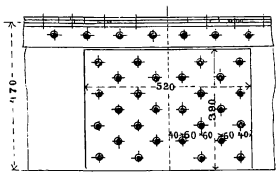


Fig. 686b.

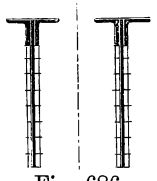


Fig. 686c.

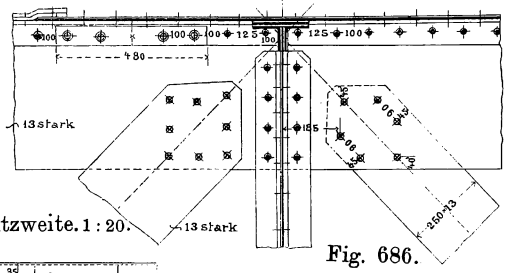


Fig. 686.

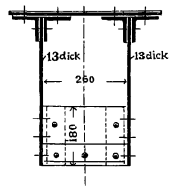
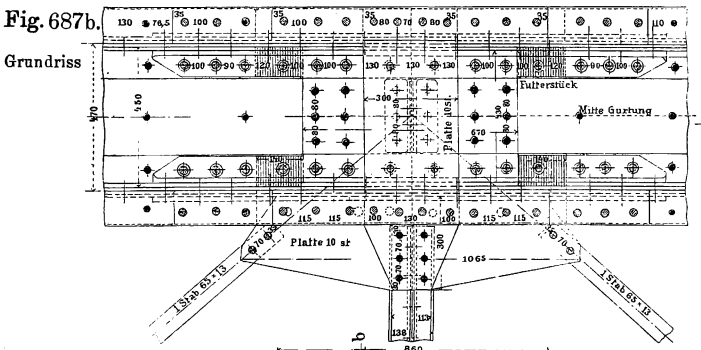


Fig. 686a.

Elbbrücke bei Barby. Fluthöffnnng v. 33,75 m Stützweite. 1:20.

Fig. 687b.



Grundriss

Längschnitt

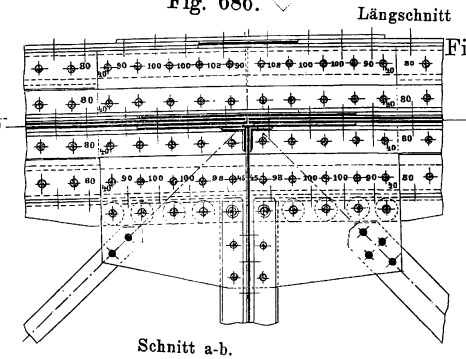
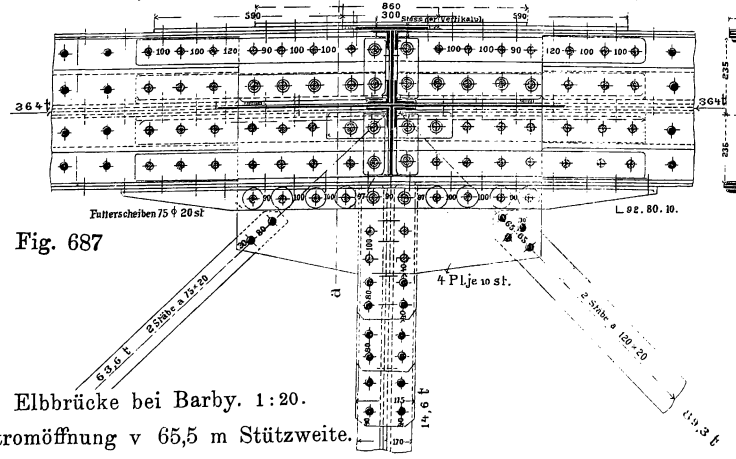


Fig. 687c.



Schnitt a-b.

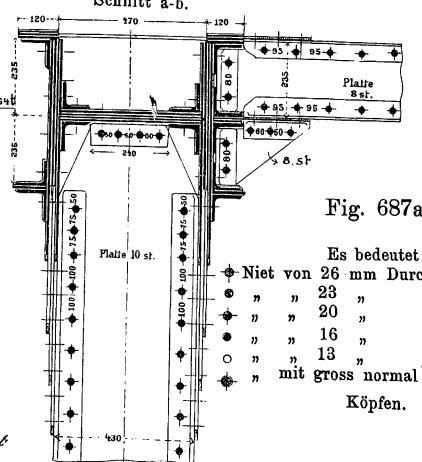


Fig. 687a.

Es bedeutet:

- Niet von 26 mm Durchmesser
- „ „ 23 „ „
- „ „ 20 „ „
- „ „ 16 „ „
- „ „ 13 „ „
- „ mit gross normal versenkten Köpfen.

Fig. 687

Elbbrücke bei Barby. 1:20.

Stromöffnung v 65,5 m Stützweite.

Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

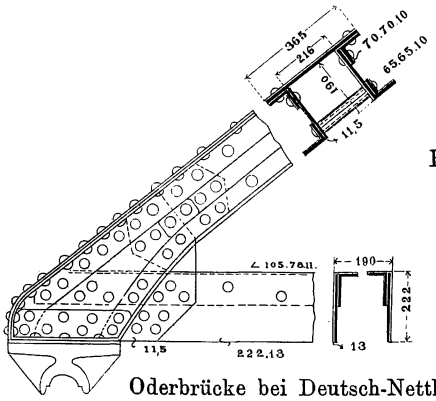


Fig. 657.

Oderbrücke bei Deutsch-Nettkow. 1 : 20.

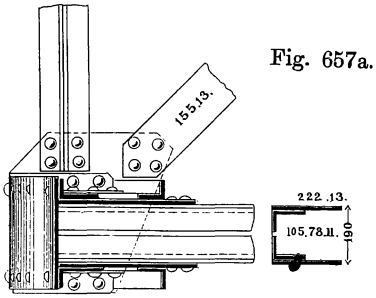


Fig. 657a.

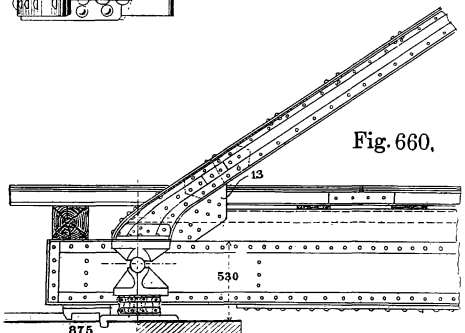


Fig. 660.

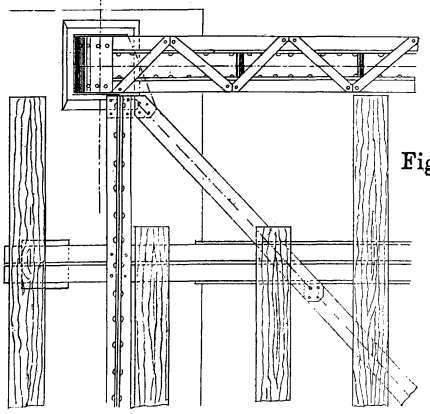


Fig. 660a.

Warthebrücke bei Küstrin. 1 : 40.

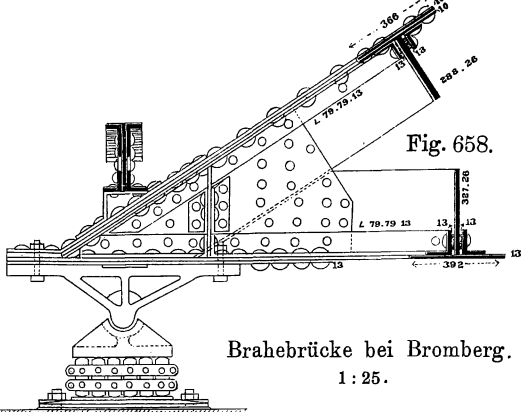


Fig. 658.

Brahebrücke bei Bromberg. 1 : 25.

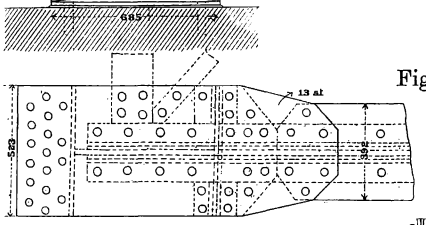
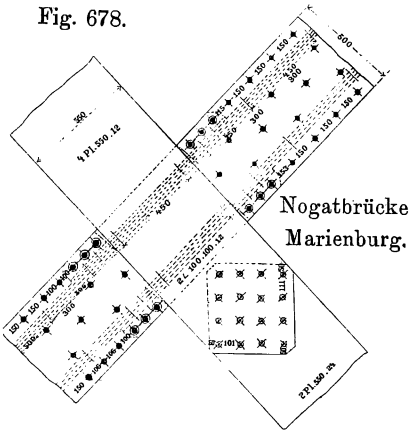


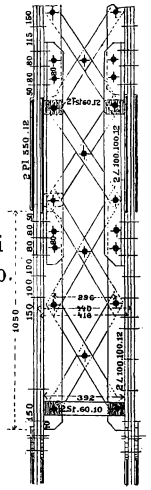
Fig. 658a.

Fig. 678a.

Fig. 678.



Nogatbrücke bei Marienburg. 1 : 30.



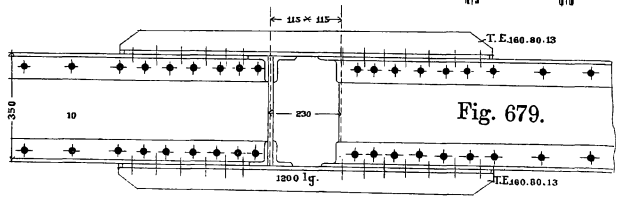


Fig. 679.

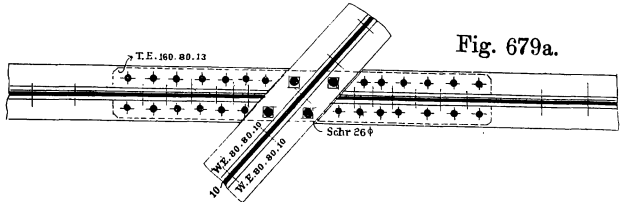
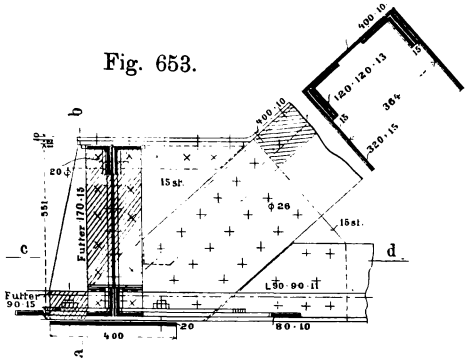


Fig. 679a.

Oberer Windverband der Nogatbrücke bei Marienburg. 1 : 20.

Fig. 653.



Unterführung.

Bahnhof Erfurt. 1 : 20.

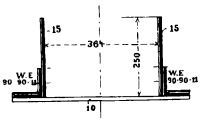


Fig. 653b.

Schnitt a-b.

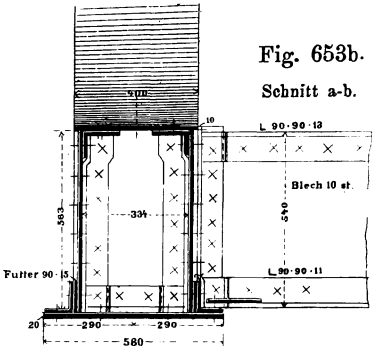
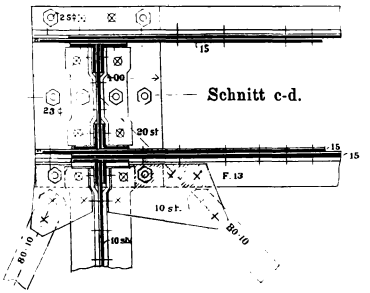


Fig. 653a.

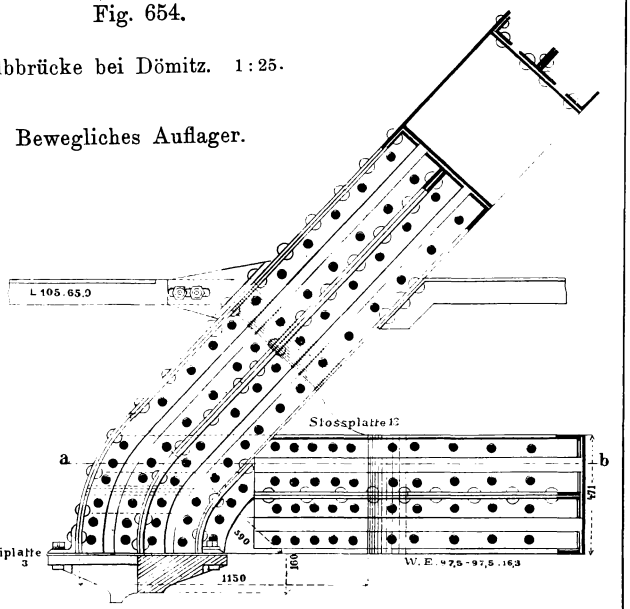


Schnitt c-d.

Fig. 654.

Elbbrücke bei Dömitz. 1 : 25.

Bewegliches Auflager.



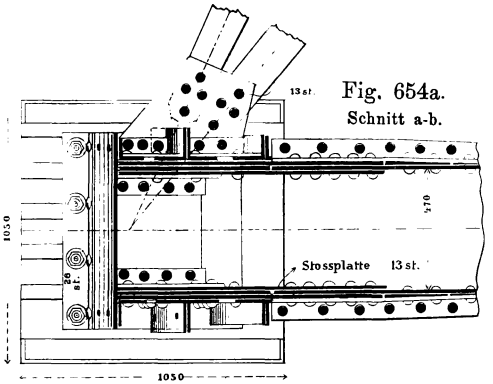
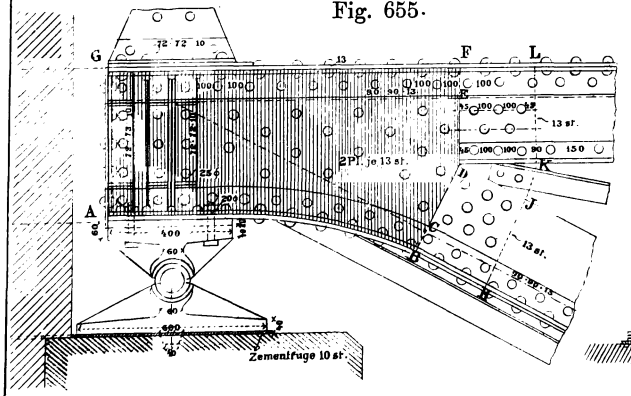


Fig. 654a.

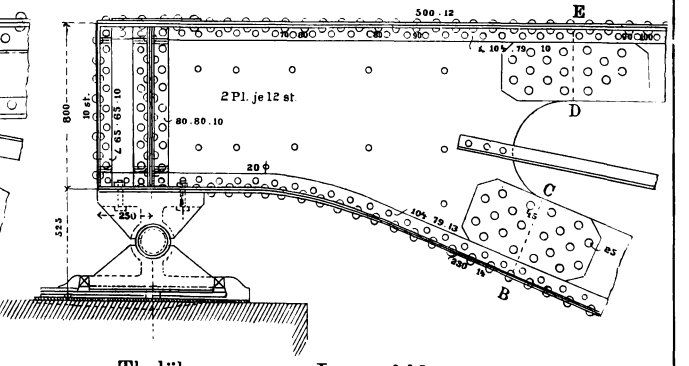
Schnitt a-b.

Fig. 655.



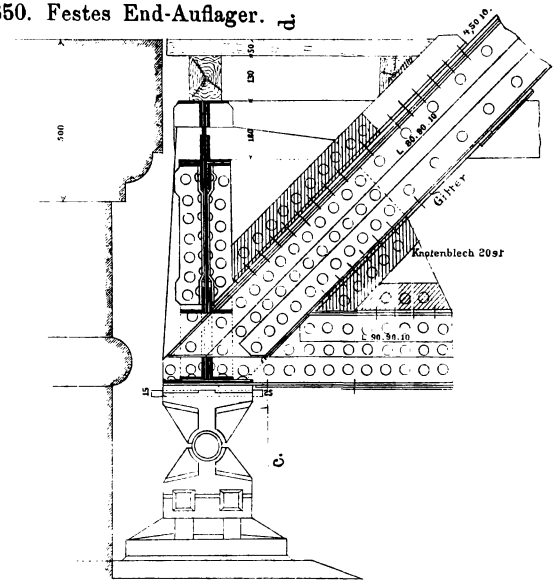
Frieda-Thalübergang. 1 : 20.

Fig. 656.



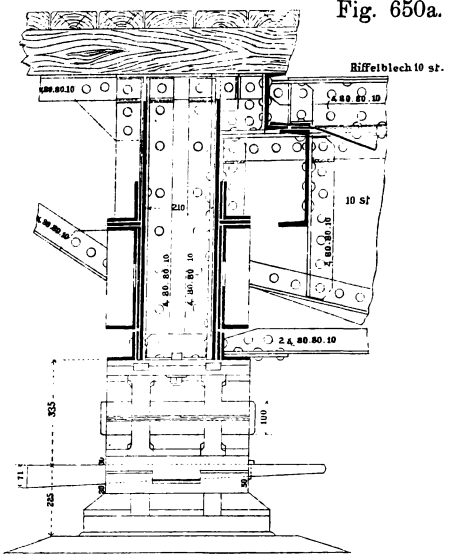
Thalübergang von Lengenfeld. 1 : 30.

Fig. 650. Festes End-Auflager.



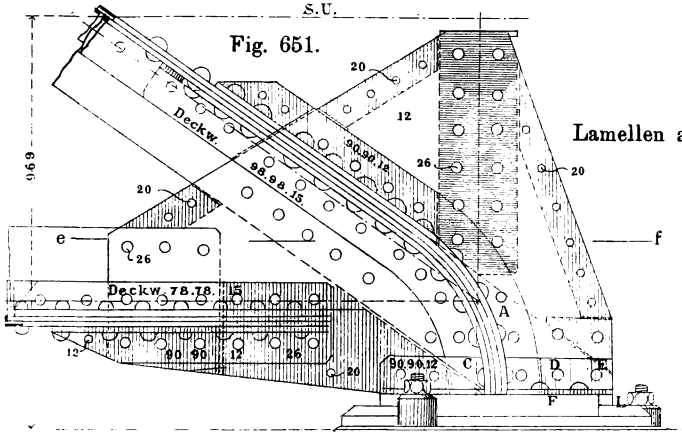
Schnitt c-d.

Fig. 650a.



Wegüberführung. Bahnhof Giessen. 1:20.

Fig. 651.



Lamellen am Ende geschlitzt.



Fig. 652.

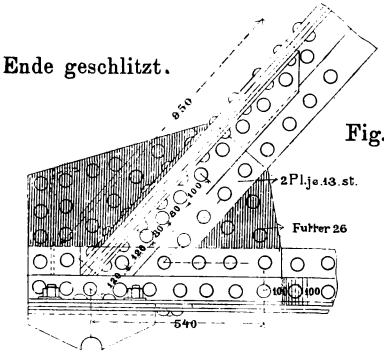
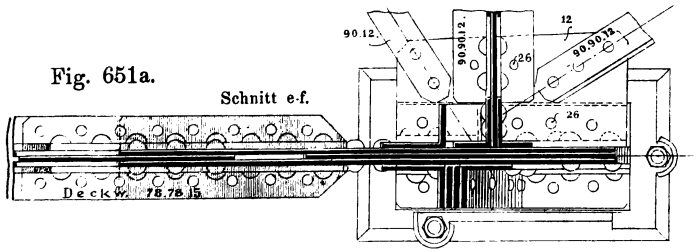


Fig. 651a.

Schnitt e-f.



Unterführung der Leipzig-Dresdener Eisenbahn unter die Berlin-Dresdener Bahn. 1:15.

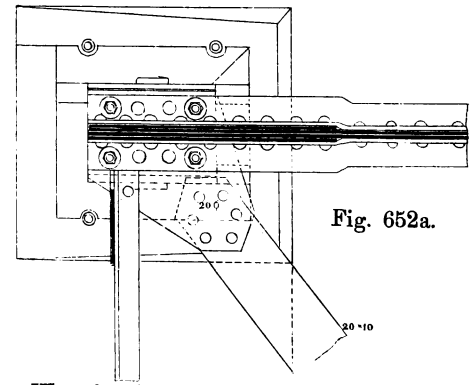
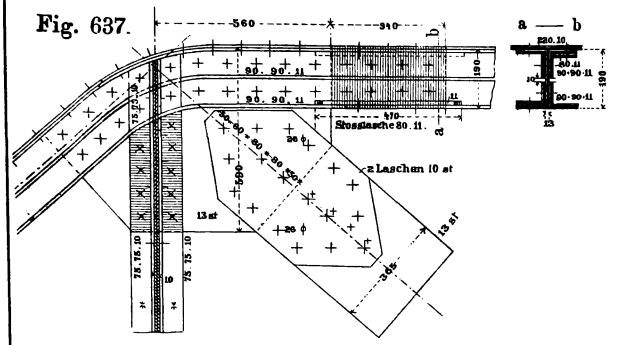


Fig. 652a.

Wersebrücke. Neumünster-Rheda. 1:20.

Fig. 637.



Eisenbahnunterführung auf Bahnhof Erfurt. 1:20.

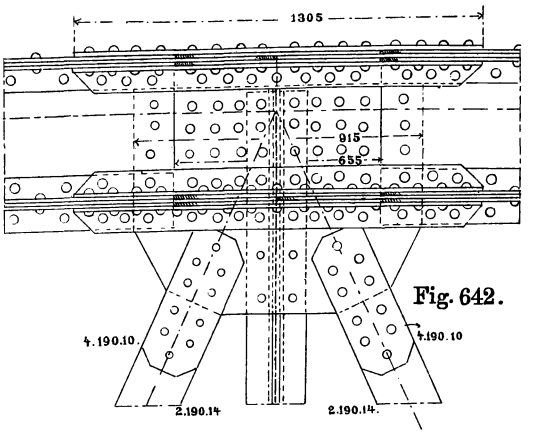
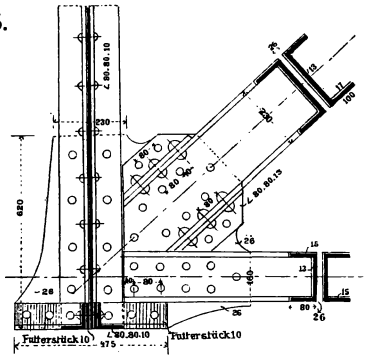


Fig. 642.

Neuer-Weg-Brücke. Hamburg. 1:20.

Fig. 645.



Brücke über den Humboldthafen.
Berliner Stadtbahn. 1:20.

Fig. 645a.

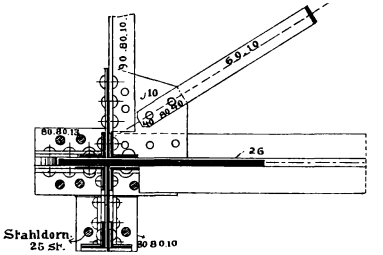
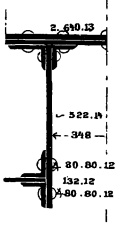


Fig. 642a.



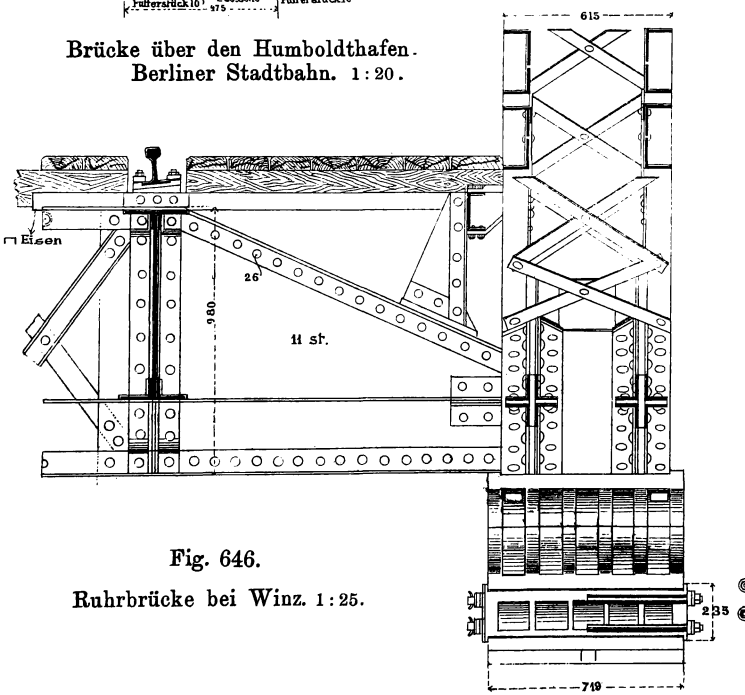
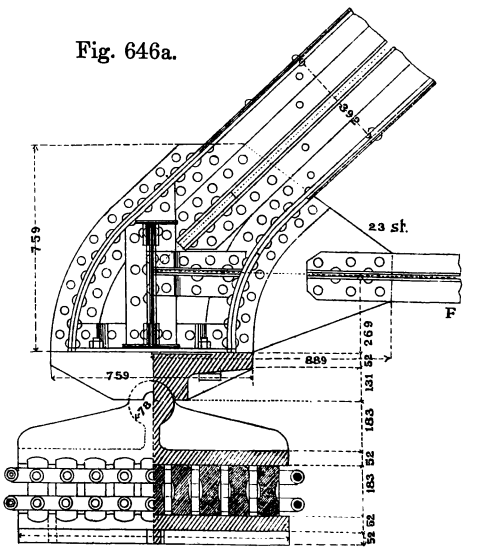


Fig. 646.

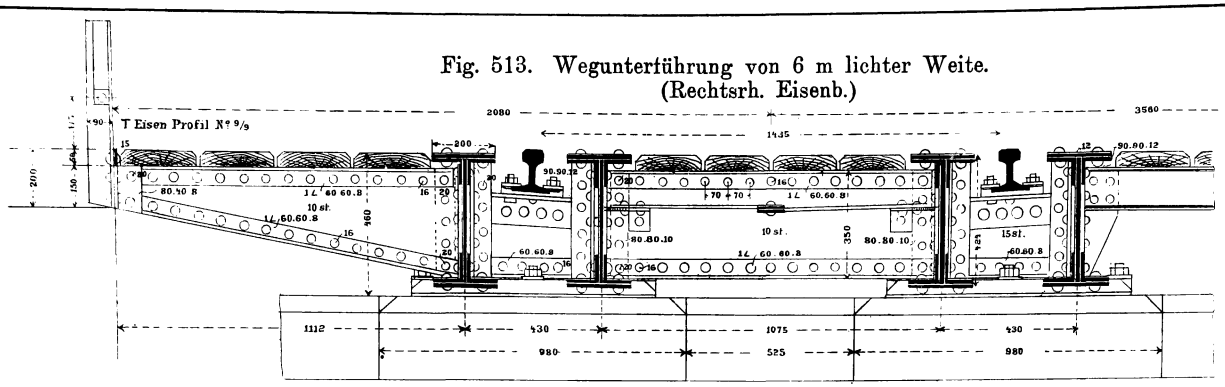
Ruhrbrücke bei Winz. 1:25.

Fig. 646a.



Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Fig. 513. Wegunterführung von 6 m lichter Weite.
(Rechtsrh. Eisenb.)



Stoss des Hauptträgers.

Fig. 518.

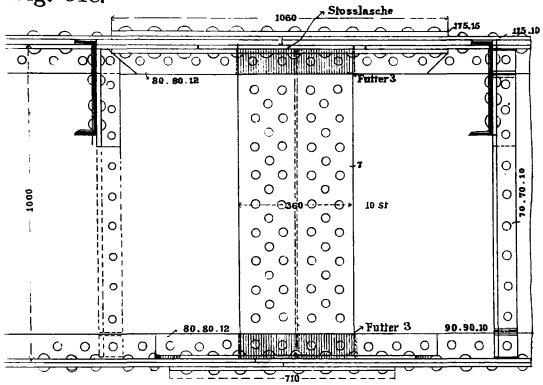
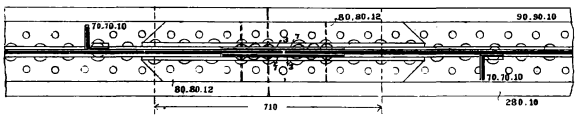


Fig. 518 a



Unterführung der Fruchtstrasse. Berliner Stadtbahn. 1:20.

Fig. 518b.

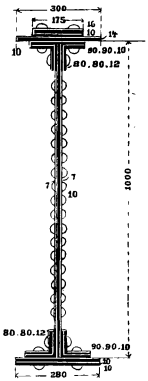


Fig. 636a.

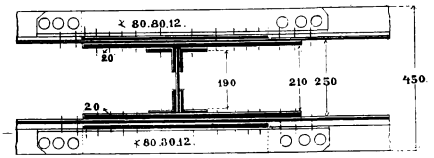
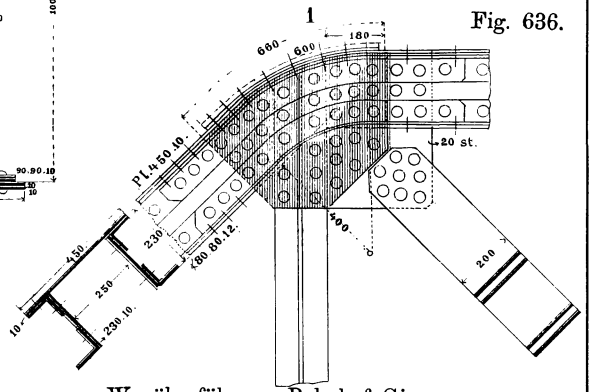
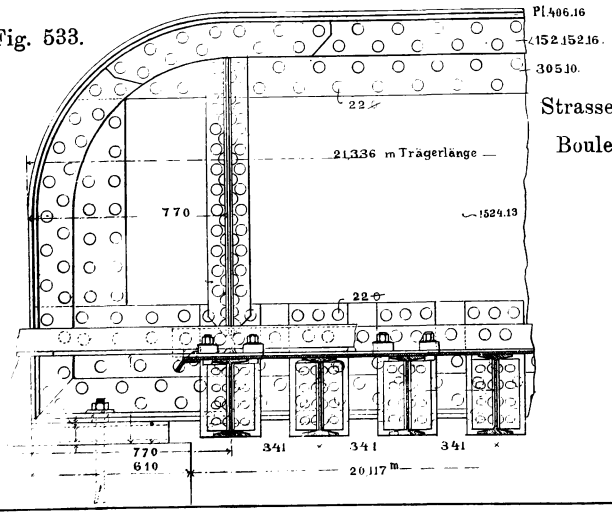


Fig. 636.



Wegüberführung. Bahnhof Giessen. 1:20.

Fig. 533.



Strassenunterführung am Garfield Boulevard. Chicago. 1:25.

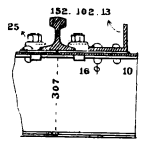
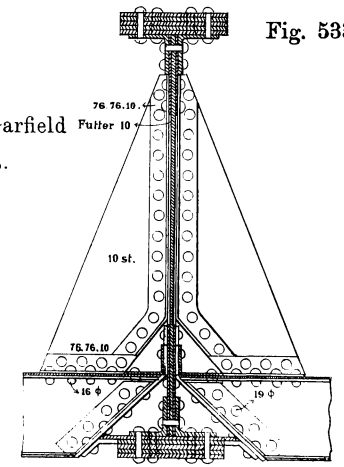


Fig. 533. a



Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn in Braunschweig.

INHALT DER VIERTEN LIEFERUNG.

(ERSTE HÄLFTE.)

Achtes Kapitel.

Die Hauptträger der Balkenbrücken.

Erster Abschnitt.

Getrennt angeordnete vollwandige Balkenträger als Hauptträger.

Seite

§. 90. Allgemeines über Form und Anwendung der vollwandigen, balkenförmigen Hauptträger 393
§. 91. Abmessungen und Preis der Blechwandtafeln 395
§. 92. Stofs und Aussteifung der Blechwand 396
§. 93. Die Gurtungen der vollwandigen Hauptträger 408
§. 94. Günstigste Höhe der Hauptträger einer Blechbrücke hinsichtlich des Eisenaufwandes 415

Zweiter Abschnitt.

Getrennt angeordnete gegliederte Balkenträger als Hauptträger.

§. 95. Geometrisches Netz der gegliederten Balkenträger 420
§. 96. Übersicht der getrennt angeordneten gegliederten Balkenträger 424
§. 97. Allgemeine Anordnung des Gitterwerkes der getrennten Balkenträger 435
§. 98. Günstigste Anordnung und Vergleich des Fach- und Netzwerkes hinsichtlich des Eisenaufwandes 442
§. 99. Günstigste Höhe der getrennt angeordneten Fachwerkträger hinsichtlich des Eisenaufwandes . . 454
§. 100. Einflufs der Feldlänge auf die Eisenmenge der Hauptträger und des Fahrbahngerippes einer Fachwerkbrücke 465
§. 101. Stofs der Gurtungen der gegliederten Balkenträger 469
§. 102. Bildung der Spitze eines Bogensehnen- oder Fischträgers. Anschlufs der Endquerträger an die Trägerspitze 474
§. 103. Querschnittsbemessung der Gurtungen 487
§. 104. Querschnittsbemessung, Überkreuzung und Anschlufs des weitmaschigen Gitterwerkes 498
§. 105. Querschnitt und Knickfestigkeit des engmaschigen Netzwerkes 513
§. 106. Balkenträger mit Gelenkknoten 516

Dritter Abschnitt.

Durchlaufende (kontinuierliche) Balkenträger ohne Gelenke als Hauptträger.

§. 107. Vorteile und Nachteile der durchlaufenden Balkenträger gegen Einzelträger 522

Vierter Abschnitt.

Durchlaufende Balkenträger mit Gelenken, sogen. Krag- oder Auslegerträger.

§. 108. Allgemeine Anordnung der Kragträger 527
§. 109. Einzelheiten der Kragträger 532

Fünfter Abschnitt.

Balkenträger mit äufserem Horizontalschube.

§. 110. Vorrichtungen zur Erzeugung eines äufseren Horizontalschubes 539

Sechster Abschnitt.

Die Hauptträger der Balkenbrücken in der Kurve und in der Steigung.

§. 111. Abstand der Hauptträger der Balkenbrücken in der Kurve 541
§. 112. Aufstellung der Hauptträger der Balkenbrücken in der Steigung 544

Druckfehlerberichtigung.

Auf Seite 476. Anstatt: Abstand des Schwerpunktes S von der Achse LS mufs es heifsen: . . . . . von der Achse AK.

Auf Seite 483. Anstatt: $2{,}6 \cdot 1{,}2\,[5 \cdot 15 - 9 - 2 \cdot 17{,}5 + 2]\,(5 \cdot 22{,}5 + 6 - 2 \cdot 9 - 17{,}5 + 4 \cdot 30 + 14{,}6)$ mufs es heifsen: $2{,}6 \cdot 1{,}2\,[5 \cdot 15 - 9 - 2 \cdot 17{,}5 + 2\,(5 \cdot 22{,}5 + 6 - 2 \cdot 9 - 17{,}5 + 4 \cdot 30 + 14{,}6)]$.

Verlag von Friedrich Vieweg & Sohn in Braunschweig.

Koppe, Prof. Dr. C., **Die neuere Landes-Topographie**, [illegible] Eisenbahn-Vorarbeiten und der Postan[illegible]

Müller, P[illegible] **Vorlesur[illegible]** an der Her[illegible] **Als Manus[illegible]** bildungen. [illegible]

Eger, Prof. Gustav, **Technologisches Wörterbuch** in englischer und deutscher Sprache. Die Wörter und Militär-Baukunst; Schiffsbau; Eisen- und Wasserbau; Mechanik und künste; Gewerbe- und Fabrikindustrie; Schifffahrt; Bergbau und Hütten-; Chemie; Mathematik; Astronomie; send. In Verbind. mit P. R. Bedson, A. Burghardt, Th. Carnelly, J. Lüroth, G. Schäffer, W. H. liams, bearbeitet und herausgegeben. In zwei [illegible]. Lexicon-Octav.

Erster Theil. **Englisch-Deutsch.** Technisch durchgesehen und vermehrt v. **Otto Brandes**, Chemiker. Preis geh. 9 *M.*, geb. 10,50 *M.*

Zweiter Theil. **Deutsch-Englisch.** Technisch durchgesehen und vermehrt von **Otto Brandes**, Chemiker. Preis geh. 11 *M.* geb. 12,50 *M.*

Lehrbuch der

Ingenieur- u. Maschinen-Mechanik.

Mit den nöthigen Hülfslehren aus der Analysis für den Unterricht an technischen Lehranstalten, sowie zum Gebrauch für Techniker bearbeitet von

Dr. phil. Julius Weisbach,

weil. Königl. Sächsischer Ober-Bergrath und Professor an der Sächsischen Bergakademie zu Freiberg.

Drei Theile. Jeder Theil mit etwa 800 bis 1000 eingedruckten Holzstichen. gr. 8.

Erster Theil. **Theoretische Mechanik.** Fünfte Auflage von Prof. G. Herrmann. Preis geh. 26 *M.*, geb. 28 *M.*

Zweiter Theil. **Die Statik der Bauwerke und Mechanik der Umtriebsmaschinen.** Fünfte Auflage von Professor Gustav Herrmann. In 2 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Die Statik der Bauwerke. Preis geh. 14 *M.*, geb. 16 *M.*

Zweite Abtheilung. Die Mechanik der Umtriebsmaschinen. Preis geh. 29 *M.*, geb. 31 *M.*

Dritter Theil. **Die Mechanik der Zwischen- und Arbeitsmaschinen.** Zweite umgearbeitete Auflage von Professor Gustav Herrmann. In 3 Abtheilungen.

Erste Abtheilung. Zwischenmaschinen. Preis geh. 23 *M.*, geb. 25 *M.*

Zweite Abtheilung. Maschinen zur Ortsveränderung. Preis 29,60 *M.*, geb. 31,60 *M.*

Dritte Abtheilung. Maschinen zur Formveränderung.

I. Hälfte. (Umfassend 1. bis 13. Lieferung.) Preis geh. 33 *M.*, geb. 35 *M.*

II. Hälfte. Bisher erschienen: 14. bis 19. Lieferung. Preis geh. 17,50 *M.*

(Schluss des Werkes unter der Presse.)

Weisbach's Ingenieur. Sammlung von Tafeln, Formeln und Regeln der Arithmetik, der theoretischen u. praktischen Geometrie sowie d. Mechanik und des Ingenieurwesens. In **siebenter** Auflage neu bearbeitet von Geh. Reg.-Rath Prof. Dr. **F. Reuleaux.** Mit 746 Holzstichen. 8. Preis geh. 10 *M.*, geb. 12 *M.*

Der Konstrukteur.

Ein Handbuch zum Gebrauch beim Maschinen-Entwerfen

von Prof. Dr. **F. Reuleaux,**

Geh. Regierungsrath.

Vierte umgearbeitete und erweiterte Auflage.

Vierter Abdruck. Mit zahlreichen eingedruckten Holzstichen. gr. 8. Preis geh. 25 *M.*, geb. 27 *M.*

Lehrbuch der Kinematik

von Prof. Dr. **F. Reuleaux,**

Geh. Regierungsrath.

Erster Band. **Theoretische Kinematik.** Grundzüge einer Theorie des Maschinenwesens. Mit einem Atlas und 452 in den Text eingedruckten Abbildungen. gr. 8. geh. Preis 17 *M.*

Zweiter Band. **Die praktischen Beziehungen der Kinematik zu Geometrie und Mechanik.** Mit 670 in den Text eingedruckten Abbildungen und zwei angehängten Tafeln. gr. 8. geh. Preis 25 *M.*

Dritter Band. **Angewandte Kinematik.** (In Vorbereitung.)

Herrmann, Prof. Gustav, **Zur graphischen Statik der Maschinengetriebe.** Ein Leitfaden zum Gebrauche für Maschinentechniker, Baumeister u. Ingenieure, sowie zum Unterrichte an technischen Lehranstalten. Nebst einem Atlas mit 8 lithographirten Tafeln. gr. 4. geh. Preis mit Atlas 6,20 *M.*

Ledebur, Prof. A., **Lehrbuch der mechanisch-metallurgischen Technologie** (Verarbeitung d. Metalle a. mechanischem Wege.) **Zweite** Auflage. Mit 729 eingedruckten Abbildungen. gr. 8. geh. Preis 26 *M.*

Zickler, Karl, **Die elektrische Minenzündung** und deren Anwendung in der civilen Sprengtechnik. Mit 60 in den Text eingedruckten Holzstichen. gr. 8. geh. Preis 5,50 *M.*

Handbuch der Sprengarbeit

von **Oscar Guttmann,**

Ingenieur-Chemiker in London.

Mit 136 eingedruckten Holzstichen und 2 Tafeln. gr. 8. Preis geh. 6 *M.*, geb. 8,50 *M.*

(Zugleich als 51. Lieferung von Bolley-Engler's Handbuch der chemischen Technologie.)

Guttmann, Oscar, **Die Industrie der Explosivstoffe.** Mit 327 in den Text eingedruckten Abbildungen. gr. 8. geh. Preis 30 *M.* (Zugleich als 54. Lfrg. von Bolley-Engler's Handbuch der chemischen Technologie.)

Guttmann, Oscar, **Schiess- und Sprengmittel.** Mit 88 Abbildungen. gr. 8. Preis geh. 8 *M.*, geb. 10 *M.* (Erweiterter Sonder-Abdruck aus „Muspratt's theoretische, praktische und analytische Chemie", 4. Auflage, VII. Band.)

Kurzgefasste Geschichte

der

Dampfmaschine.

Von Prof. Dr. **F. Reuleaux,**

Geh. Regierungsrath.

Zweite Auflage. Mit 18 Holzst. 8. geh. Preis 1 *M.*

Waltenhofen, Prof. Dr. A. von, **Die internationalen absoluten Maasse** insbesondere die **elektrischen Maasse** für Studirende der Elektrotechnik in Theorie u. Anwendung dargestellt und durch Beispiele erläutert. **Zweite** verb. u. verm. Aufl. Mit 15 Fig. gr. 8. geh. Preis 6 *M.*

Ueber Blitzableiter.

Vorschriften für deren Anlage nebst einem Anhange mit Erläuterungen zu denselben.

Von **Dr. A. von Waltenhofen,**

k. k. Regierungsrathe und Professor der Elektrotechnik etc. in Wien.

Mit 5 Abbildungen. 8. geh. Preis 2 *M.* 40 ₰

Neesen, Prof. Dr. Friedrich, **Die Sicherungen von Schwach- und Starkstrom-Anlagen** gegen die Gefahren der „atmosphärischen Elektricität". Mit 126 eingedruckten Abbildungen. gr. 8. geh. Preis 5 *M.*

Die Motoren für Gewerbe und Industrie. Dritte vollständig neu bearbeitete Auflage der „Motoren für das Kleingewerbe" von Prof. **Alfred Musil.** Mit 188 eingedruckten Abbildungen. gr. 8. Preis geh. 6 *M.*, in Calico geb. 6,80 *M.*

Musil, Prof. Alfred, **Wärmemotoren.** Kurzgefasste Darstellung des gegenwärtigen Standes derselben in thermischer und wirthschaftlicher Beziehung unter specieller Berücksichtigung des **Diesel-Motor.** Mit 31 in den Text eingedruckten Abbildungen. gr. 8. Preis geh. 2,20 *M.*, geb. 2,50 *M.*