



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299145

VORTRÄGE

über

BRÜCKENBAU

gehalten an den

technischen Hochschulen in Prag, Wien und Berlin

von

Dr. E. Winkler

Professor an der königl. technischen Hochschule zu Berlin.

Eiserne Brücken.

IV. Heft.

Querkonstruktionen.

Zweite Auflage.

WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn.

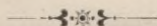
1884.

Die

QUERKONSTRUKTIONEN

der

eisernen Brücken.



Nach den Vorträgen über Brückenbau, gehalten an der kön. technischen
Hochschule zu Berlin

von

Dr. E. WINKLER.

16507

Zweite Auflage.

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen ist vorbehalten.

VII C. 6

Mit 565 Holzschnitten.



WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn

1884.

500
Auftrag 928



~~14995~~



II-351583

Holzschritte: geschnitten in der xylografischen Anstalt von C. Wlczek
in Wien, I, Bauernmarkt 3.

Akc. Nr. ~~14995~~ 5126/51

Vorwort zur ersten Auflage.

(Im Auszuge.)

In dem vorliegenden Buche werden die Querkonstruktionen der eisernen Brücken, d. h. sämtliche Konstruktionen des sogenannten Ueberbaues einer eisernen Brücke, welche nicht zu den Hauptträgern gehören, besprochen. Die Behandlung dieses ziemlich ausgedehnten Stoffes bietet zum Theil grössere Schwierigkeiten, als die Behandlung der Hauptträger. Dieser Grund, sowie der Umstand, dass in diesem Buche die Querkonstruktionen zum ersten Male im Zusammenhange besprochen werden, mögen mich entschuldigen, wenn meine Leistung eine unvollkommene geblieben ist. Obwohl ich mir so mancher Lücke recht wohl selbst bewusst bin, werde ich den Fachgenossen doch dankbar sein, wenn sie mich auf Mängel aufmerksam machen und mich in den Stand setzen, bei einer etwaigen zweiten Auflage etwas Vollkommeneres bieten zu können.

Einzelne während des Druckes bemerkte Lücken und Mängel habe ich durch Nachträge zu beheben gesucht.

Ich habe in diesem Hefte nicht nur die praktische Gestaltung der einzelnen Theile der Querkonstruktionen, sondern auch ihre statische Berechnung gezeigt, wobei ich mich indess auf die Hefte, welche die „Theorie der Brücken“ behandeln, sowie auf mein Buch „Lehre von der Elastizität und Festigkeit“ oder andere Werke über „Statik der Baukonstruktionen“ bezogen habe, da es sich hier nicht um Aufstellung allgemeiner Theorien, sondern nur um deren Anwendung handelt. Ich war ferner bemüht, für die einzelnen Konstruktionstheile möglichst einfache Näherungsregeln für

die Berechnung ihres Gewichtes aufzustellen, einestheils, um die nöthige Grundlage für den Vergleich verschiedener Konstruktionen zu gewinnen, andernteils, um eine Grundlage für generelle Projekte und für die annähernde Vorausbestimmung des eigenen Gewichtes einer Brücke zum Zwecke der statischen Berechnung zu erhalten.

Im mündlichen Vortrage weiche ich von dem in diesem Buche Gebotenen zum Theil ab. Einestheils muss ich mich hier mit Rücksicht auf die zu Gebote stehende Zeit hier und da kürzer fassen, andernteils muss ich aber auch aus Rücksicht auf die mit den Vorträgen verbundenen Konstruktions-Uebungen oft in der Reihenfolge abweichen. So beginne ich z. B. bei den eisernen Brücken mit den Konstruktions-Elementen, welchen die Träger mit massiver Wandung folgen. Hieran schliesse ich sogleich die Besprechung der Querkonstruktionen für kleinere Brücken, um möglichst bald in den Konstruktions-Uebungen ein Programm durchführen zu können. Erst später ergänze ich den Vortrag über Querkonstruktionen.

Zur besonderen Freude würde es mir reichen, wenn dieses Buch ausser meinen Hörern, für welche es zunächst bestimmt ist, auch anderen einigen Nutzen gewähren würde.

Berlin, im April 1879.

E. Winkler.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Die zweite Auflage hat gegen die erste die wesentliche Vermehrung von etwa 24 auf $33\frac{1}{2}$ Bogen und von 455 auf 565 Figuren erfahren, abgesehen von dem in der ersten Auflage vorhandenen, in der gegenwärtigen Auflage indess weggelassenen Anhang, das „Gewicht der Brücken“ betreffend. Ob mit dieser Vermehrung auch eine Verbesserung verbunden ist, überlasse ich dem nachsichtigen Urtheile der Herren Fachgenossen. Jedenfalls kann ich versichern, dass ich bemüht war, eines theils beobachtete Mängel der ersten Auflage zu beseitigen, als auch den inzwischen gemachten Fortschritten in der Konstruktion eiserner Brücken auf praktischem und theoretischem Gebiete Rechnung zu tragen. Diese Ergänzungen beziehen sich namentlich auf die Unterstützung der Quer- und Zwischenträger, die Theorie der Quer- und Zwischenträger, die Konstruktion der Querverstrebungen, sowie die Theorie der Quer- und Windverstrebungen.

So möge denn das Buch auch in dieser neuen Auflage Freunde finden.

Berlin, im Juni 1884.

E. Winkler.

VIII. Abschnitt.

Querkonstruktionen.

§. 1. **Allgemeines.** Der Zweck jeder Brücke ist, ein Kommunikationsmittel zu unterstützen, sei dieses nun ein Fussweg, eine Strasse, eine Eisenbahn oder ein Kanal. Die Kanäle, welche eine wesentlich andere Konstruktion verlangen, als trockene Kommunikationsmittel, wollen wir vorläufig von unseren Betrachtungen ausschliessen. Wir nennen das Kommunikationsmittel im Allgemeinen die Bahn (*le plancher — the floor*). Es entsteht aber ein wesentlicher Unterschied, je nachdem es sich um eine Eisenbahn oder um einen Fussweg oder Fahrweg handelt; im ersteren Falle besteht die Bahn aus zwei oder mehreren parallelen Schienen, um deren sichere Unterstützung es sich handelt, während beim Fuss- oder Fahrwege als Bahn eine ebene Fläche herzustellen ist, welche an jedem beliebigen Punkte einem Drucke zu widerstehen befähigt sein muss. In einzelnen Fällen ist es nun möglich, die Schienen direkt durch die Träger zu unterstützen; ebenso kann man in einzelnen Fällen durch mehr oder weniger dichtes Nebeneinanderlegen der Träger eine direkte Unterstützung der Fahrbahn schaffen. Allein in den meisten Fällen geschieht dies nicht, weil man zur Erzielung möglichst geringer Kosten bestrebt ist, möglichst wenig Träger anzuwenden und weil wir die Träger bei Eisenbahnbrücken der nöthigen Stabilität wegen oft weiter von einander entfernen müssen als die Schienen, namentlich aber, weil die Terrainverhältnisse nicht immer gestatten, die Träger unter die Bahn zu legen.

Aus diesem Grunde wird es meist nöthig, die Träger, welche man alsdann auch Hauptträger (*la poutre principale, poutre maitresse, poutre en garde corps, — the main girder, principal girder*) nennt, durch Querträger (*la poutre en travers, la pièce de pont, — the cross girder*), wozu auch Querschwellen gehören, zu verbinden. In einzelnen Fällen sind senkrecht auf den Hauptträgern stehende Träger ausserhalb der Träger anzuordnen, welche man alsdann Konsolenträger oder Konsolen (*la console, le corbeau, — the console, the corbel, the cantilever*) nennt.

Auch diese Querträger werden nur in einzelnen Fällen direkt die Bahn aufnehmen können, weil man die Querträger mit Rücksicht auf die Kosten und auf Grund weiter zu besprechender Konstruktionsregeln meist weiter von einander entfernt, als zur direkten Unterstützung nöthig ist. Alsdann aber müssen die Querträger wieder durch Längsträger, welche

wir Zwischenträger, Nebenträger oder sekundäre Längsträger (*le longeron, la poutrelle, — the secondary girder*) nennen, verbunden werden; hierzu gehören auch Langschwellen. Bei den Strassenbrücken kann es selbst nothwendig werden, zwischen den Nebenträgern noch sekundäre Querträger einzuschalten.

Die Querträger bilden häufig gleichzeitig eine derartige Absteifung der Hauptträger, dass ein Umkanten der letzteren durch seitliche Kräfte gehindert wird. In vielen Fällen aber, z. B. wenn statt der Querträger direkt auf den Hauptträgern liegende Querschwellen angewendet werden, oder wenn die Träger sehr hoch sind, müssen besondere Querversteifungen oder Querverstrebungen (*l'entretoise, la traverse, — the lateral fastening*) zur Absteifung der Hauptträger angeordnet werden, welche entweder unter der Bahn oder bei genügender Höhe der Träger auch über der Bahn liegen.

Endlich ist im Allgemeinen noch eine Verbindung der Hauptträger durch horizontal liegendes Gitterwerk erforderlich, um hierdurch einen Widerstand gegen seitlich wirkende Kräfte, namentlich Wind und Seitendruck der Fahrzeuge zu schaffen. Man nennt dieses Gitterwerk die Horizontalverstrebung oder die Windverstrebung (*le contreventement, — the horizontal bracing, the sway bracing*).

Alle diese Konstruktionen, welche mit den Hauptträgern verbunden sind, einschliesslich der Bahn und der Geländer, nennen wir zum Unterschiede von den in der Längsrichtung angeordneten Hauptträgern Querkonstruktionen. Dem Gesagten zufolge haben wir folgende Theile derselben zu unterscheiden:

1. Die Bahn.
2. Querträger, einschliesslich Querschwellen.
3. Konsolenträger.
4. Zwischenträger, einschliesslich Langschwellen.
5. Sekundäre Querträger.
6. Querversteifungen.
7. Windverstrebung.
8. Geländer.

Die unter eins bis vier genannten, speziell zum Tragen der Bahn bestimmten Querkonstruktionen nennt man in ihrer Gesamtheit wohl auch das Bahngerippe.

Bei der Bahn selbst lassen sich wieder zwei Theile unterscheiden; bei den Eisenbahnbrücken die Gleise und der zum Betreten bestimmte Belag, bei den Strassenbrücken die direkt auf dem Bahngerippe ruhende Brückentafel und die auf dieser ruhende, zur direkten Aufnahme der Lasten bestimmte Brückendecke, wobei indess unter Umständen beide Theile zu einem Theile vereinigt auftreten können.

I. Kapitel.

Allgemeine Anordnung.

§. 2. Höhenlage der Bahn gegen die Träger. Von grossem Einflusse auf die Anordnung der Querkonstruktionen ist die Höhenlage der Bahn gegen die Träger, die eine sehr verschiedene sein kann. Im Allgemeinen trachtet man, mit Ausnahme der Hängebrücken, die Träger unter die Bahn zu legen (Fig. 1), weil bei dieser Anordnung sich die Querverbindungen am rationellsten konstruiren lassen, die Pfeiler

Fig. 1.

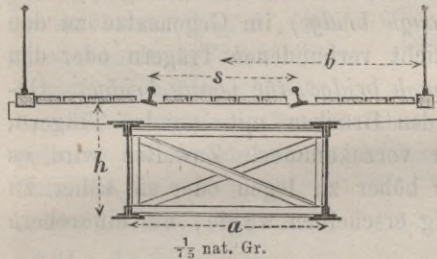
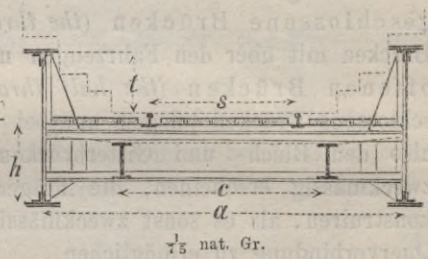
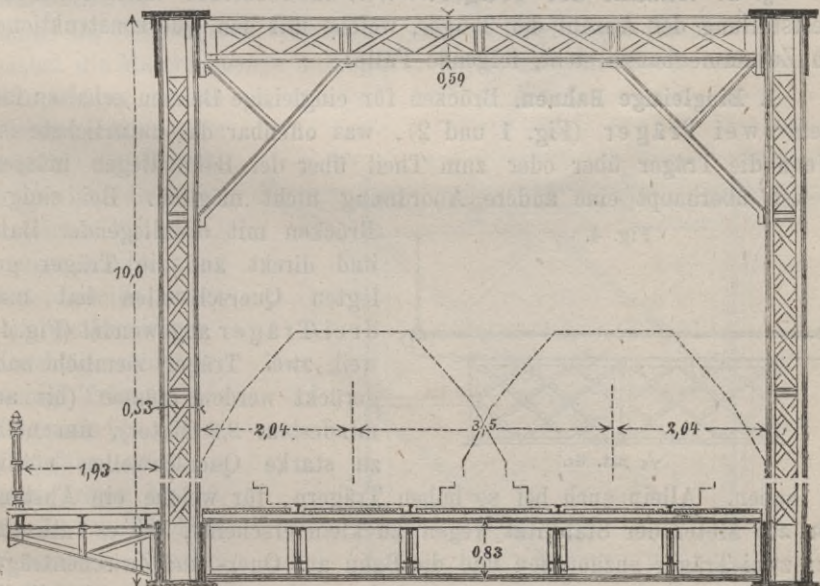


Fig. 2.



am niedrigsten ausfallen und sich die Träger näher rücken lassen, als wenn die Träger über die Bahn hinausragen; der letztere Umstand führt schmälere Pfeiler und schwächere Querträger herbei. Man kann diese Brücken, entsprechend der amerikanischen Bezeichnung (*the deck-bridge*) Deckbrücken nennen.

Fig. 3.

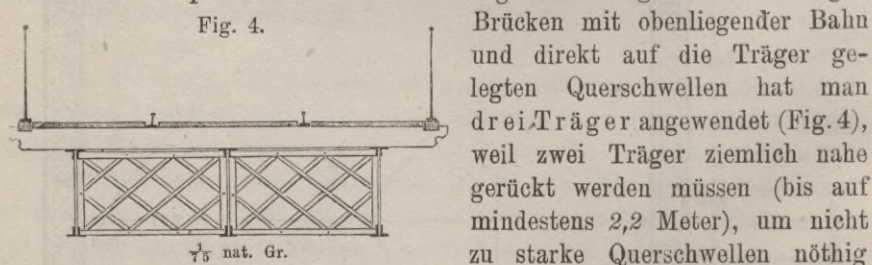
Rheinbrücke bei Mannheim. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Von dieser Anordnung wird man nur abweichen, wenn durch die Terrainverhältnisse eine andere Anordnung geboten erscheint. In vielen Fällen wird man der für die Hochwässer oder für das Passiren von Fahrzeugen erforderlichen lichten Höhe wegen genöthigt sein, die Träger zum Theil unter, zum Theil über die Bahn zu legen (Fig. 2, 6 und 11) oder auch wohl die Träger ganz über die Bahn (d. h. über die untere Begrenzung der zum Tragen der Bahn direkt bestimmten Quer- oder Schwellenträger) zu legen (Fig. 3, 17 und 18). Im letzteren Falle lässt sich bei hohen Trägern nur dadurch eine genügende Versteifung gegen Umkanten herbeiführen, dass man die Träger noch über dem für die Fahrzeuge bestimmten Raume verbindet. Wir nennen derartige Brücken geschlossene Brücken (*the through bridge*) im Gegensatze zu den Brücken mit über den Fahrzeugen nicht verbundenen Trägern oder den offenen Brücken (*the half through bridge, the pony bridge*). Geschlossene Brücken pflegen nur bei den Brücken mit geraden Trägern, also den Blech- und Gitterbrücken vorzukommen. Zuweilen wird es zweckmässig erscheinen, die Träger höher zu legen oder sie höher zu konstruiren, als es sonst zweckmässig erscheinen würde, um eine obere Querverbindung zu ermöglichen.

Der Höhenabstand der Bahn (Schienenunterkante) von den untersten Flächen der Träger (bei einem Gitterträger mit geradem Untergurte die untere Fläche des Untergurtes, bei einem Bogenträger der Kämpfer) nennen wir die Konstruktionshöhe.

§. 3. Anzahl der Träger. Wir unterscheiden hinsichtlich der Feststellung der Anzahl der Träger, welche mit den Querkonstruktionen im Zusammenhange steht, folgende Fälle:

1. Einleisige Bahnen. Brücken für einleisige Bahnen erhalten fast stets zwei Träger (Fig. 1 und 2), was offenbar das natürlichste ist. Wenn die Träger über oder zum Theil über der Bahn liegen müssen, so ist überhaupt eine andere Anordnung nicht möglich. Bei einigen

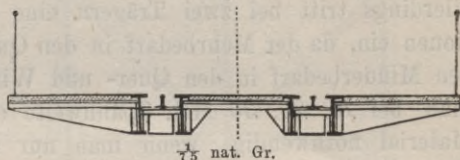


Brücken mit obenliegender Bahn und direkt auf die Träger gelegten Querschwellen hat man drei Träger angewendet (Fig. 4), weil zwei Träger ziemlich nahe gerückt werden müssen (bis auf mindestens 2,2 Meter), um nicht zu starke Querschwellen nöthig zu haben. Allein auch bei so hohen Trägern, für welche ein Abstand von 2,2 Meter der Stabilität wegen zu klein erscheint, ist es rathsam, nur zwei Träger anzuordnen und die Bahn auf Quer- und Zwischenträger zu legen, weil diese Anordnung einfacher und billiger ist; einestheils

weil bei gleicher Belastung drei Träger mehr Material erfordern als zwei und weil selbst bei gleicher Materialmenge sich der Arbeitslohn für zwei Träger geringer herausstellt, als für drei. Bei 10, 20, 50, 100 Meter Spannweite würden drei Träger ungefähr bezüglich 13, 9, 5, 3 Prozent mehr in den Trägern, 7, 6, 5, 4 Prozent mehr Material im Ganzen erfordern.

Bei kleinen Spannweiten und sehr kleiner Konstruktionshöhe kann es wohl rätlich erscheinen, vier Träger anzuordnen und je zwei zu einem sogenannten Zwillingssträger (*la poutre jumelle, — the coupled girder*) zu verbinden (Fig. 5), weil diese Anordnung die kleinste Konstruktionshöhe zulässt.

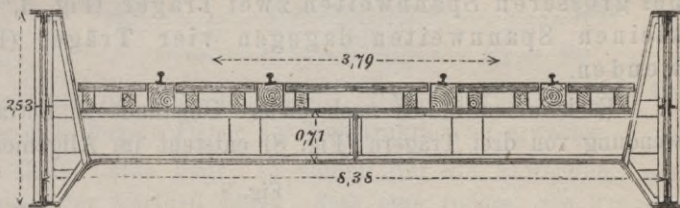
Fig. 5.



2. Zweigleisige Bahnen. Eine grössere Mannigfaltigkeit in der Anordnung bietet sich bei zweigleisigen Bahnen. Hier ist bei jeder Lage der Bahn die Anordnung von

Fig. 6.

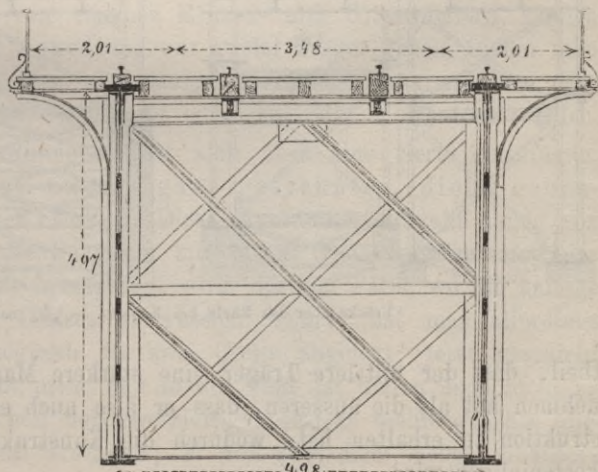
zwei, drei oder vier Trägern möglich. Die Entscheidung zwischen diesen drei Fällen ist

Brücke über die Salzach bei Salzburg. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

indess im Allgemeinen schwieriger, als bei eingleisigen Bahnen. Was zunächst die Materialmenge anlangt, so ergibt sich dieselbe hinsichtlich der Hauptträger um so

Fig. 7.

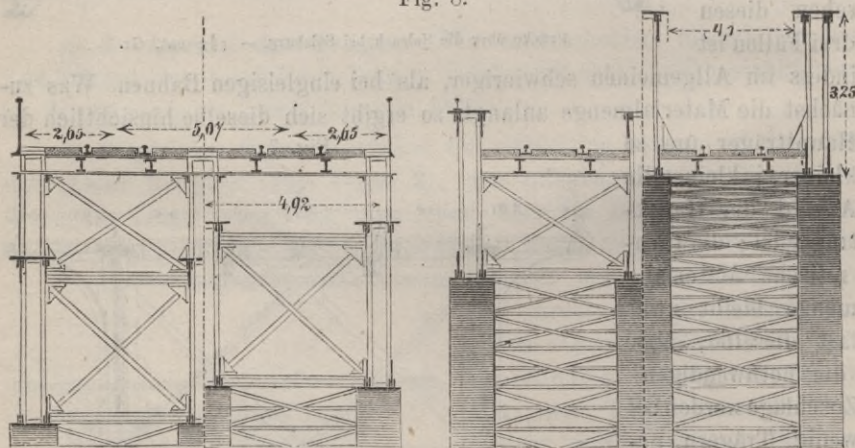
kleiner, je kleiner die Anzahl der Hauptträger ist; die theoretische Materialmenge bleibt zwar fast dieselbe, aber die nothwendigen Zuschläge werden bei wenig Trägern geringer als bei vielen. Ungefähr erfordern zwei Träger bei 10, 20, 50, 100, 150 Met. Spannweite bezüglich 12, 8, 5, 3, 2,

Brücke über den Rhein bei Waldshut. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

Prozent weniger Material, als vier Träger. Ebenso werden auch die Arbeitskosten grösser, je grösser die Anzahl der Träger ist und selbst dann, wenn das Gesamtgewicht dasselbe bleiben würde. Demgegenüber steht allerdings der Umstand, dass die Querträger um so schwerer werden, je weiter die Träger von einander entfernt sind, je weniger Träger man also anwendet. Die gesammten Querkonstruktionen erfordern für zwei Träger bei 10, 20, 50 Met. Spannweite bei Deckbrücken ungefähr 21, 18, 10 Prozent, bei geschlossenen Brücken ungefähr 11, 9, 4 Prozent mehr Material, als bei vier Trägern. Bei grösseren Spannweiten allerdings tritt bei zwei Trägern eine Ersparniss in den Querkonstruktionen ein, da der Mehrbedarf in den Querträgern aufgewogen wird durch den Minderbedarf in den Quer- und Windverstrebrungen. Im Ganzen hat man bei 10, 20, 30 Met. Spannweite etwa 4,2 2,4 1,3 Prozent mehr Material nothwendig, wenn man nur zwei statt vier Träger anwendet. Bei grösseren Spannweiten dagegen ist bei zwei Trägern eine geringere Materialmenge bis zu etwa 3 Prozent nöthig. In den Kosten ist die Ersparniss aber noch grösser. Sonach würde es sich empfehlen, bei grösseren Spannweiten zwei Träger (Fig. 3, 6 und 7), bei kleinen Spannweiten dagegen vier Träger (Fig. 9) anzuwenden.

Es kommen indess noch andere Umstände in Betracht. Bei Anwendung von drei Trägern (Fig. 8) entsteht im Allgemeinen der Nach-

Fig. 8.

Brücke über den Rhein bei Koblenz. — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

theil, dass der mittlere Träger eine stärkere Maximalbelastung aufzunehmen hat als die äusseren, dass er also auch eine abweichende Konstruktion zu erhalten hat, wodurch die Konstruktion komplizirter und kostspieliger wird.

Für eine Anwendung von drei und vier Trägern lässt sich noch als Nachtheil aufführen, dass bei der Belastung nur eines Gleises eine ungünstigere Beanspruchung entsteht, als bei zwei Trägern. Die Maximalbeanspruchung ist bei drei oder vier Trägern bei Belastung eines Gleises fast ebenso gross, als bei Belastung beider Gleise, für welche die Brücke berechnet ist, in Folge der bei einseitiger Belastung eintretenden Verdrehung vielleicht sogar noch grösser.

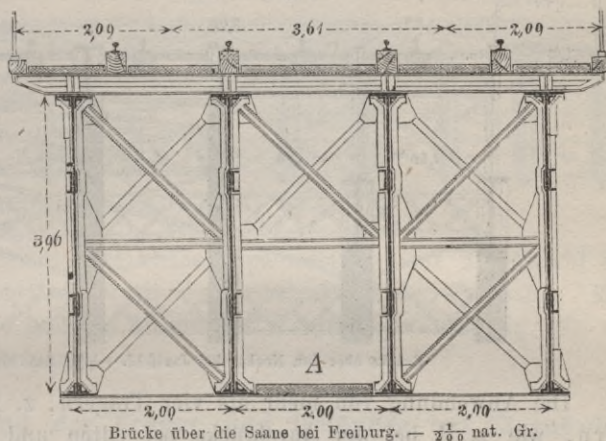
Bei zwei Trägern dagegen ist die Beanspruchung bei Belastung nur eines Gleises geringer. Wenn aber die Beanspruchung bei Belastung eines Gleises eine geringere und die Belastung beider Gleise überhaupt selten ist so ist jedenfalls eine längere Dauer der Konstruktion zu erwarten.

Wenn die Bahn unten liegt, so kommt für die Anwendung nur zweier Träger noch der Vortheil hinzu, dass eine freiere, von Trägern nicht unterbrochene Bahn entsteht und eine geringere Gesamtbreite erforderlich ist, also auch weniger tiefe Pfeiler nöthig sind. Drei und vier Träger erfordern hier auch das Einlegen von Gegenkurven neben der Brücke.

Bei Anwendung von eisernen Röhren- und Gitterpfeilern können auch diese Anlass zur Anwendung nur zweier Träger geben, indem man hier mit zwei Röhren, resp. vier Säulen auskommt, während drei oder vier Träger drei Röhren, resp. sechs oder acht Säulen erfordern würden.

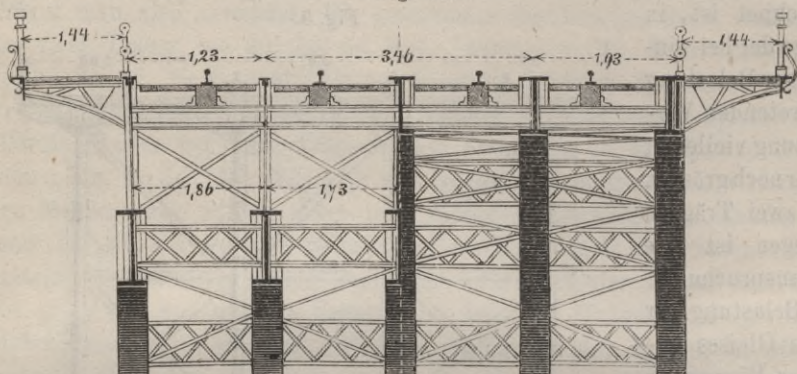
Diesen drei Anordnungen lässt sich noch eine vierte hinzufügen, nämlich die Anwendung zweier ganz getrennter, dicht nebeneinanderliegender Brücken. Diese Anordnung entsteht häufig von selbst dadurch, dass die Bahn nur mit einem Gleise eröffnet und das zweite Gleis erst später hinzugefügt wird. In dem Falle, wo die baldige Eröffnung des zweiten Gleises in Aussicht stand, hat man allerdings zuweilen die Brücke sogleich für zwei Gleise angelegt; jetzt geschieht dies in der Regel nicht mehr und in der That ist hierzu auch nicht zu rathen: 1. weil ein Theil der zweigleisigen Brücke mehrere Jahre hindurch als todttes Kapital erscheint; 2. weil zwei dicht neben einanderliegende Brücken bei kleinen Brücken weniger, bei grossen nur wenig

Fig. 9.



mehr kosten, als eine einzige zweigleisige Brücke mit zwei oder drei Trägern; 3. weil die Aufstellung der zweiten Brücke durch die erste erleichtert werden kann und 4. weil die Möglichkeit entsteht, Fortschritte im Brückenbaue bei der Anlage der Brücke für das zweite Gleis zu benützen.

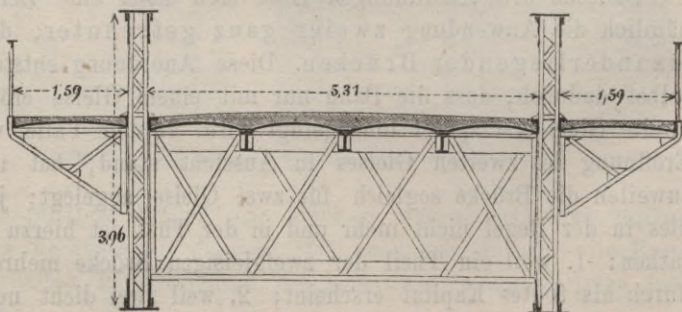
Fig. 10.

Brücke über den Neckar bei Jaxtfeld. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

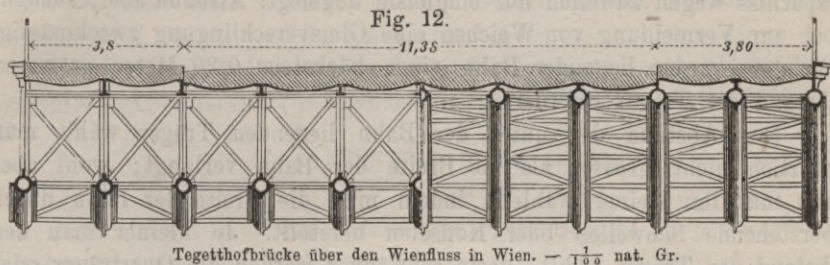
Die Anwendung von mehr als vier Trägern, z. B. von fünf Trägern, wie z. B. bei der Aarebrücke bei Olten und der Neckarbrücke bei Jaxtfeld (Fig. 10), erscheint unter allen Umständen als unzweckmässig; denn einestheils werden hier die Materialmenge und die Arbeitskosten für die Hauptträger noch grösser als bei vier Trägern, anderntheils ist es schwer eine solche Trägervertheilung zu treffen, dass die Maximalbelastung aller Träger gleich gross wird, so dass sich auch verschieden starke Träger ergeben. So verhält sich z. B. der Druck auf die Träger bei der Aarebrücke bei Olten wie: 5 : 14 : 10 : 14 : 5, bei der Neckarbrücke bei Jaxtfeld wie: 4 : 12 : 9 : 12 : 4.

3. Strassenbrücken. Bei Strassen ist es noch mehr Bedürfniss als bei den Eisenbahnbrücken, eine freie Bahn zu haben; man wird also bei ganz oder theilweise über der Bahn liegenden Trägern womöglich nur zwei Träger (Fig. 11) wählen. Wenn die Träger ganz unter der Bahn liegen, so ist man allerdings unbeschränkt; man wird aber bei grossen Spannweiten aus dem bereits für die Eisenbahnbrücken angeführten Grunde im Interesse mög-

Fig. 11.

Brücke über die Elbe bei Meissen. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

lichst grosser Billigkeit möglichst wenig Träger wählen. Bei sehr grosser Strassenbreite kann indess eine Vermehrung der Träger zweckmässig werden, da das mit der Entfernung der Hauptträger wachsende Gewicht der Querträger, sowie die praktisch mögliche Stärke der Hauptträger eine



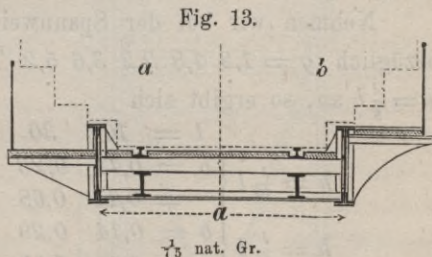
Grenze auferlegen kann. Bei kleinen Spannweiten steht die Anzahl der Träger im Zusammenhange mit der Konstruktion der Fahrbahn. Man hat hier häufig eine grössere Anzahl von Trägern gewählt (Fig. 12), um die Querträger zu ersparen.

§. 4. Abstand der Träger und Geländer bei Eisenbahnbrücken. Der Abstand der Geländer oder der über die Bahn hinausragenden Träger ist, wenn die Brücke lediglich Eisenbahnzwecken dient, dem Normalprofile des lichten Raumes entsprechend zu wählen. Nach der Norm des Vereines deutscher Eisenbahnverwaltungen genügt es hiernach, bei kurzen Brücken den lichten Abstand der Geländer und der Träger von der Axe des nächsten Gleises zu wählen:

Bei normaler Spurweite	=	2,00	Meter
" 1,00 Meter	"	1,30	"
" 0,75 "	"	1,04	"

Mit Rücksicht auf etwaige Ungenauigkeiten in der Lage des Gleises oder der Geländer pflegt man aber $0,1$ bis $0,2$ Meter hinzuzufügen. Hierbei ist vorausgesetzt, dass die Träger mindestens bezüglich $0,70$, $0,65$, $0,45$ Meter über die Schienenoberfläche hinausragen; bei geringeren Höhen kann man indess die Träger dem Normalprofile des lichten Raumes entsprechend näher rücken (Fig. 13).

Bei grösseren Spannweiten aber ist es rathsam, mit der Entfernung so weit zu gehen, dass ein Mann noch neben einem passirenden Zuge stehen kann, auch wenn einzelne Thüren offen stehen sollten. Zu diesem Zwecke muss man zu den obigen Zahlen noch mindestens $0,25$ bis $0,35$ Meter hinzufügen, wenn nicht etwa die Träger



so breit sind und so grosse Oeffnungen haben, dass ein Mann leicht in den Träger hineintreten kann. Statt dessen ordnet man zuweilen nur einzelne Austritte an.

Bei zweigleisigen Bahnen hat man längere Brücken der Kostenersparniss wegen zuweilen nur eingleisig angelegt. Alsdann aber erscheint doch zur Vermeidung von Weichen eine Gleisverschlingung zweckmässig, welche bei unten liegender Bahn einen höchstens 0,20 Meter grösseren Abstand der Träger erfordert.

Den Abstand der unter der Bahn liegenden Träger wählt man natürlich nicht grösser als die Breite der Bahn verlangt; wohl aber kann man ihn kleiner wählen, indem man die Breite der Bahn durch überstehende Schwellen oder Konsolen herstellt. Je kleiner man den Abstand der Träger wählt, desto schwächer werden die Querträger oder Querschwellen und desto weniger lang auch die Pfeiler. Indess darf man bei Parallelträgern, welche mit dem Untergurte gelagert sind, nicht unter ein gewisses Maass herabgehen, um die nöthige Stabilität gegen Seitendrucke zu erhalten. Im Folgenden wollen wir, um hierüber nähere Aufschlüsse zu erhalten, die Stabilitätsuntersuchung für Brücken mit Parallelgitterträgern anstellen.

a) **Eingleisige Bahn.** Die vom Winde getroffene Fläche eines Gitterträgers ist ungefähr $\frac{1}{3}$ der als voll gedachten Fläche; nehmen wir den Winddruck bei unbelasteter Brücke zu 0,25 Tonnen pro \square^m an, so wäre also der Winddruck pro laufenden Meter bei der Trägerhöhe $h = \frac{1}{3} 0,25 h$, mit Berücksichtigung des zweiten Trägers ungefähr $(\frac{1}{3} + \frac{1}{2} \frac{1}{3}) 0,25 h = \frac{1}{3} 0,25 h = 0,125 h$. Da der Obergurt im Allgemeinen eine grössere Fläche bietet, als der Untergurt, so können wir den Winddruck etwa in der Höhe $0,55 h$ über dem Untergurte konzentriert denken. Ist der Abstand der Träger = b , das Eigengewicht der Brücke pro lauf. Meter = g , so ergibt sich die kleinste zulässige Breite, d. i. der Abstand der äusseren Kanten des Untergurtes, durch die Bedingung $g \cdot 0,5 b = 0,125 h \cdot 0,55 h$, also

$$1. \quad b = 0,137 \frac{h^2}{g}.$$

Nehmen wir bei der Spannweite $l = 10, 30, 50, 100, 150$ Meter bezüglich $g = 1,2 \ 1,8 \ 2,2 \ 3,6 \ 5,2$ Ton. pro Met., sowie $h = \frac{1}{10} l$ und $h = \frac{1}{8} l$ an, so ergibt sich

	$l = 10$	30	50	100	150	<i>Meter</i>
$h = \frac{1}{10} l$	$b = 0,11$	$0,23$	$0,31$	$0,38$	$0,39$	$\cdot h$
	$= 0,11$	$0,68$	$1,56$	$3,80$	$5,91$	<i>Meter</i>
$h = \frac{1}{8} l$	$b = 0,14$	$0,29$	$0,39$	$0,48$	$0,49$	$\cdot h$
	$= 0,18$	$1,07$	$2,44$	$5,94$	$9,24$	<i>Meter.</i>

Wenn sich auf der Brücke ein Zug befindet, so wird der gefährlichste Fall offenbar der sein, wenn die Wagen möglichst leicht und

möglichst hoch sind. Wir nehmen daher leere gedeckte Güterwagen von $3,8^m$ Höhe an. Der Zwischenräume halber ist die Fläche, welche der Zug dem Winde pro lauf. Meter bietet, ungefähr $0,85 \cdot 3,8 = 3,2 \square^m$. Nehmen wir den Winddruck zu $0,15$ Ton. pro \square^m an, so ergibt sich der Winddruck pro lauf. Met. = $0,48$ Tonnen. Der Winddruck auf die Träger wird pro lauf. Meter = $0,5 \cdot 0,15h = 0,075h$.

Die Stabilitätsbedingung ist demnach, wenn wir noch die zufällige Last pro lauf. Meter mit p bezeichnen, $(g + p) 0,5b = 0,075h \cdot 0,55h + 0,48(h + 1,9)$ oder

$$2. \quad b = \frac{0,0825h^2 + 0,96h + 1,82}{g + p}$$

Nehmen wir $p = 0,8$ Ton. pro lauf. Meter und für g die obigen Werthe an, so ergibt sich hiernach

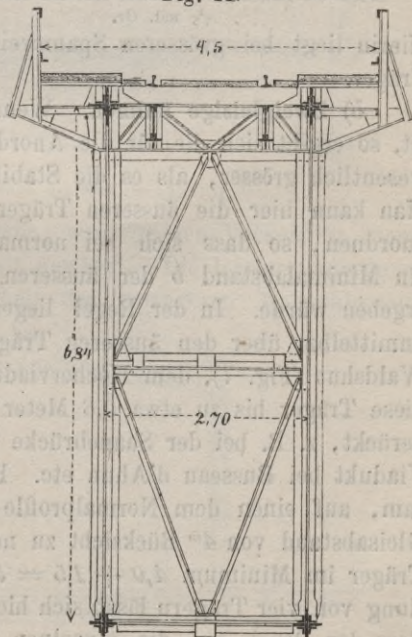
		$l = 10$	30	50	100	150	<i>Meter</i>
$h = \frac{1}{10} l$	{	$b = 1,38$	$0,70$	$0,58$	$0,45$	$0,39$	$\cdot h$
		$= 1,38$	$2,09$	$2,89$	$4,47$	$5,79$	<i>Meter</i>
$h = \frac{1}{8} l$	{	$b = 1,26$	$0,67$	$0,59$	$0,49$	$0,43$	$\cdot h$
		$= 1,57$	$2,53$	$3,68$	$6,07$	$8,14$	<i>Meter</i>

Hiernach ergeben sich, sehr grosse Spannweiten ausgenommen, bei belasteter Brücke grössere Breiten, als bei unbelasteter. Annähernd lässt sich hiernach die Breite, unter welche man ohne besondere Verankerung oder Verstrebung der Träger nicht gehen darf, ausdrücken durch die Formel

$$3. \quad \min b = 0,9 + 0,41h \text{ Metèr.}$$

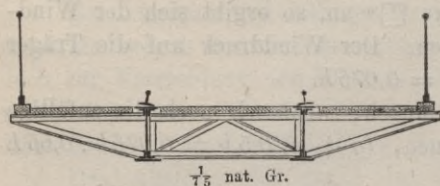
Dieser Ausdruck entspricht indess nur dem labilen Gleichgewichte. Der Sicherheit halber ist b mindestens etwa 25 Prozent grösser zu nehmen. Bei kleinen Spannweiten wird eine noch grössere Breite für die Unterstützung der Schwellen etc. rathsam sein; bei grossen Spannweiten dagegen wird sich meist eine kleinere Breite empfehlen, die aber nur unter gleichzeitiger Anordnung von Verankerungen oder seitlichen Verstrebungen der Träger zulässig erscheint. Eine solche kleinere Breite wird auch nöthig, wenn die Eisenkonstruktion nur vorläufig eingleisig, die Pfeiler aber behufs einer späteren Anordnung des zweiten Gleises zweigleisig ausgeführt werden. Bei einem Gleisabstande

Fig. 14.

Brücke über den Leck bei Kaufering. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

von 3,5 bis 4,0 Met. würde hier machen sein. Man hat indess auch

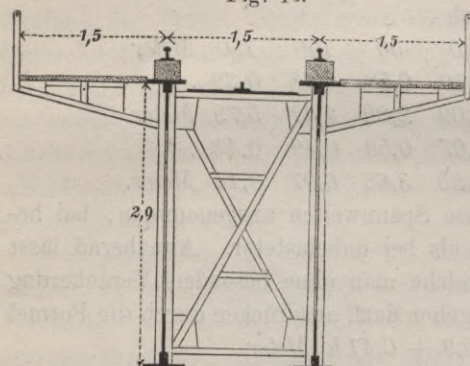
Fig. 15.



bei den stärksten Stürmen ein Umkanten faktisch eintreten könnte.

Oft hat man die Hauptträger unmittelbar unter die Schienen gelegt

Fig. 16.



Brücke der italienischen Südbahn über den Cervaro. —
1/5 nat. Gr.

Hierin liegt bei grösseren Spannweiten ein wesentlicher Vortheil dieser Träger.

b) **Zweigleisige Bahnen.** Wenn die Brücke zweigleisig angeordnet ist, so ergibt sich die für die Anordnung der Gleise nothwendige Breite wesentlich grösser, als es die Stabilität gegen den Winddruck verlangt. Man kann hier die äusseren Träger füglich nicht innerhalb der Gleise anordnen, so dass sich bei normaler Spurweite für 3,6^m Gleisabstand ein Minimalabstand b der äusseren Träger von $3,6 + 1,5 = 5,1$ Meter ergeben würde. In der Regel liegen in der That die äusseren Schienen unmittelbar über den äusseren Trägern, z. B. bei der Rheinbrücke bei Waldshut (Fig. 7), dem Kocherviadukt bei Tullau u. s. w.; selten sind diese Träger bis zu etwa 0,6 Meter über die äusseren Schienen hinausgerückt, z. B. bei der Saanebrücke bei Freiburg (Fig. 9), dem Creuse-Viadukt bei Busseau d'Ahun etc. Bei neuen Brücken erscheint es rathsam, auf einen dem Normalprofile des lichten Raumes entsprechenden Gleisabstand von 4^m Rücksicht zu nehmen, also den Abstand der äusseren Träger im Minimum $4,0 + 1,5 = 5,5$ Meter anzunehmen. Bei Anwendung von vier Trägern lässt sich hier leicht die Anordnung derart treffen, dass der Druck auf die einzelnen Träger gleich gross und dabei auch

etwa $b = 2,6$ bis 3,2 Met. zu machen sein. Man hat indess auch Brücken mit so geringer Breite ohne Verankerung oder Abstrebung ausgeführt, wozu indess nicht zu rathen ist. So z. B. ist die Breite bei der Leckbrücke bei Kaufering (Fig. 14) nur ungefähr 0,73 der durch die vorige Formel bestimmten Minimalbreite, so dass hier

(Fig. 15 und 16), ihnen also einen Abstand von 1,5 Meter gegeben. Nach dem Gesagten würde dies ohne Verankerung oder Verstrebung nur zulässig, wenn die Höhe h kleiner als etwa 0,75 Meter ist. Träger mit gekrümmtem Untergurt ohne Endhöhe, namentlich Fischbauchträger, sowie Parallelträger, welche mit dem Obergurte gelagert sind, kann man dagegen beliebig nahe rücken.

der Abstand der Träger gleich gross ist, welches letztere für die Anordnung der Querverbindungen und Windverstrebrungen einige Vortheile bietet. Der Abstand der einzelnen Träger würde zu diesem Zwecke bei einem Gleisabstande von $3,6^m = 1,8$ Meter, bei einem Gleisabstande von $4^m = 2,0$ Meter sein müssen.

Wollte man bei Anwendung von fünf Trägern (Fig. 10) einen gleichen Druck auf sämtliche Träger erzielen, so müsste bei einem Gleisabstande von 4^m der Trägerabstand $0,84^m$, $2,08^m$, $0,84^m$ sein, also eine ziemlich ungünstige Trägervertheilung entstehen.

§. 5. Abstand der Träger bei Strassenbrücken. Wenn die Träger ganz oder zum Theil über der Bahn liegen, so ist der Abstand der Träger natürlich durch die vorgeschriebene Breite der Bahn bestimmt; über letztere wurde bereits im „Brückenbau im Allgemeinen“ gesprochen. Nur kann es noch vielleicht fraglich erscheinen, ob es rathsam ist, die Fusswege innerhalb oder ausserhalb der Träger anzuordnen. Die erste Anordnung (Fig. 17) hat den Vortheil der Einfachheit und des direkten

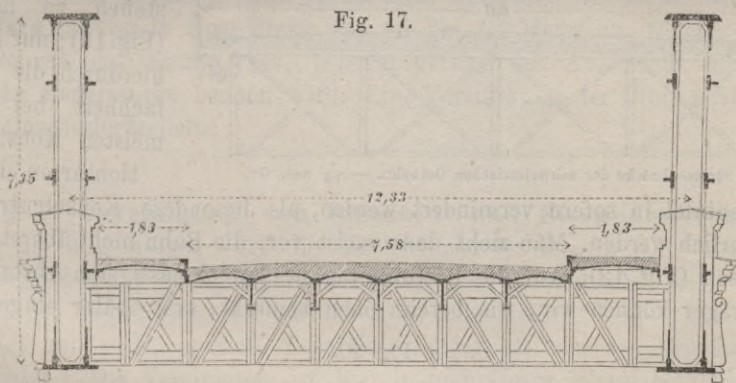


Fig. 17.

Reichsstrassenbrücke über die Donau bei Wien. — $\frac{1}{130}$ nat. Gr.

Zusammenhanges aller Theile der Bahn, was für den Verkehr in mehrfacher Beziehung eine Annehmlichkeit gewährt. Die letztere Anordnung (Fig. 18) dagegen bietet den Vortheil der geringeren Materialmenge,

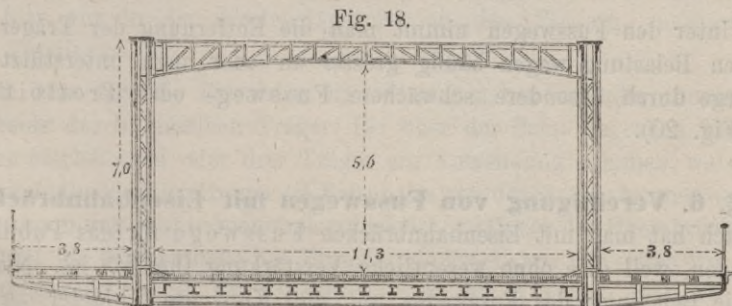


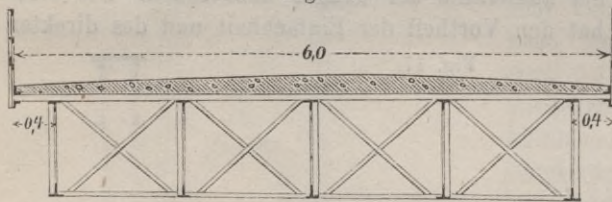
Fig. 18.

Brigittabrücke über den Donaukanal in Wien. — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

weil die Querträger schwächer ausfallen. Das gesammte Eisengewicht, aber ausschliesslich Brückenbelag, ist bei aussen liegenden Fusswegen bei 10, 20, 50, 100 Meter Spannweite bezüglich etwa 17, 13, 9, 6 Prozent geringer, als bei innen liegenden Fusswegen, wenn man die Breite eines Fussweges zu 0,2 der Gesamtbreite oder zu $\frac{1}{3}$ der Fahrwegbreite annimmt. Auch entsteht bei aussen liegenden Fusswegen unter Umständen für die Fussgänger die Annehmlichkeit des freien Blickes über die Gegend, bei Mittelpfeilern auch der Vortheil der schmälern Mittelpfeiler. Selbst in ästhetischer Beziehung sind die Brücken mit aussen liegenden Fusswegen höher anzuschlagen. Wenn man den Hauptwerth auf geringe Kosten legt, so wird man wohl am besten den Fussweg bei grosser Breite nach aussen, bei geringer Breite nach innen legen.

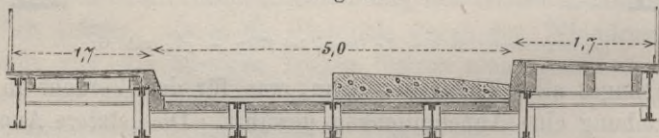
Wenn die Träger ganz unter der Bahn liegen, so erscheint es, um möglichst schwache Querträger zu erhalten, ebenfalls zweckmässig, die

Fig. 19.

Strassenbrücke der schweizerischen Ostbahn. — $\frac{1}{75}$ nat. Gr.

Brückentafel in sofern vermindert werden, als besondere Konsolenträger erforderlich werden. Man zieht dann meist vor, die Bahn nicht überstehen zu lassen (Fig. 12). Auf die Bestimmung des zweckmässigsten Abstandes der Träger können wir, wie bereits oben bemerkt, erst später eingehen.

Fig. 20.

Französische Strassenbrücke. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

Unter den Fusswegen nimmt man die Entfernung der Träger der geringen Belastung wegen häufig grösser an oder man unterstützt die Fusswege durch besondere schwächere Fussweg- oder Trottoirträger (Fig. 20).

§. 6. Vereinigung von Fusswegen mit Eisenbahnbrücken.

Mehrfach hat man mit Eisenbahnbrücken Fusswege für das Publikum verbunden, weil dies ohne wesentliche Verstärkung thunlich ist. Nimmt man die Belastung des Fussweges mit 400 Klgr. pro \square Meter an, so ergibt sich für jeden Meter Fusswegbreite eine Verstärkung der Träger

von etwa 9 Prozent für eingleisige, von etwa $4\frac{1}{2}$ Prozent für zweigleisige Brücken.

Wenn die Träger unter der Bahn liegen, so erscheint es am einfachsten, den Fussweg unter der Eisenbahn zwischen den Trägern anzubringen, wie z. B. beim Saane-Viadukt bei Freiburg (Fig. 9). Angenehmer ist es indess für das Publikum, wenn der Fussweg neben der Bahn auf Konsolen angebracht wird.

Wenn die Träger über der Bahn liegen, so hat man den Fussweg meist neben der Bahn ausserhalb der Träger auf Konsolen angeordnet. Der Träger, an welchem der Fussweg nicht liegt, ist am stärksten beansprucht, wenn nur die Bahn, nicht aber der Fussweg belastet ist; der Träger, neben welchem der Fussweg liegt, ist dagegen am stärksten beansprucht, wenn Bahn und Fussweg belastet sind; es wird daher hier nur die Verstärkung des letzteren Trägers nöthig. Seltener hat man auf beiden Seiten Fusswege angeordnet.

Bei oben liegender Bahn ordnet man unterhalb der Bahn oft einen Revisionssteg in einer Breite von 1,0 bis 1,5 Meter an, welcher beim Kontrolliren des Eisenwerkes, bei Erneuerung des Anstriches und bei leichten Reparaturen benützt wird. Eine Verstärkung der Brücke ist deshalb nicht erforderlich.

§. 7. Vereinigung von Strassen- und Eisenbahnbrücken.

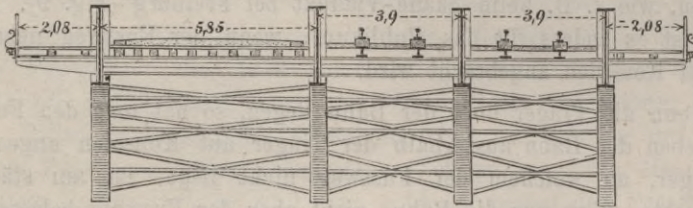
Ueber die allgemeinen Vortheile hinsichtlich der Kosten und über die Zulässigkeit der Vereinigung von Strassen- und Eisenbahnbrücken wurde bereits bei Besprechung der „Brücken im Allgemeinen“ gesprochen. Hier erübrigt nur noch, speziell diese Vereinigung bei eisernen Brücken zu betrachten. Die Vereinigung ist hier in mehrfacher Weise möglich:

1. Man legt zwei auf demselben Pfeiler ruhende, sonst aber ganz getrennte Eisenkonstruktionen dicht neben einander, wie z. B. bei der Rheinbrücke bei Köln, der Rheinbrücke bei Mannheim, der Donaubrücke bei Tulln u. s. w. Der Vortheil gegenüber zwei ganz getrennten Brücken liegt hier nur in der Kostenersparniss an den Pfeilern, insbesondere deren Fundirung.

2. Man legt die Eisenbahn und Strasse neben einander, unterstützt aber beide durch dieselben Träger. Bei über der Bahn liegenden Trägern könnten hierbei zwei oder drei Träger zur Anwendung kommen, wobei im letzteren Falle der Mittelträger die Eisenbahn von der Strasse trennen würde. Diese Anordnung wurde mehrfach projektirt, z. B. für die Rheinbrücke bei Köln und die Weserbrücke bei Bremen, sie ist indess nur selten zur Ausführung gelangt, z. B. bei der Rheinbrücke bei Konstanz (Fig. 21), der Unter-Spreebrücke in Berlin etc.

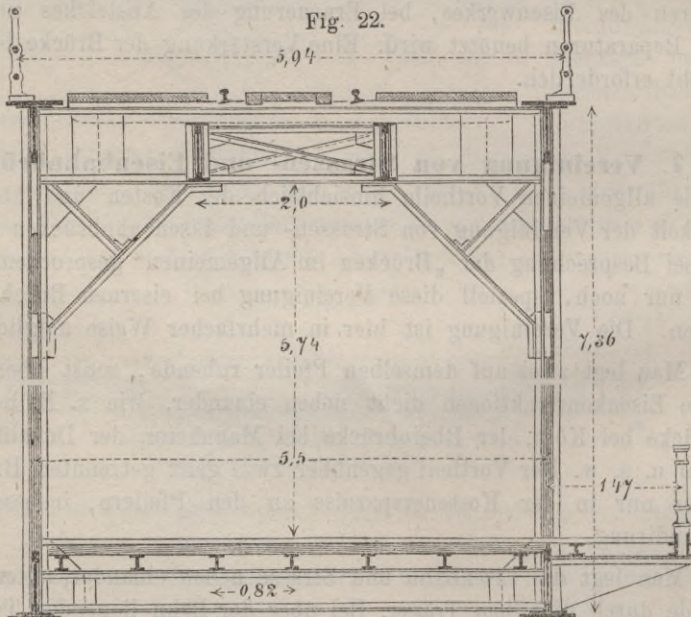
Der Vortheil liegt hier wie im vorigen Falle, hauptsächlich in der Ersparniss der Kosten für die Pfeiler. Der Vortheil, welcher durch die geringere Anzahl der Träger erreicht wird, geht durch den Umstand, dass bei zwei Trägern stärkere Querträger nothwendig werden und dass bei

Fig. 21.

Bogenbrücke über den Rhein bei Konstanz. — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

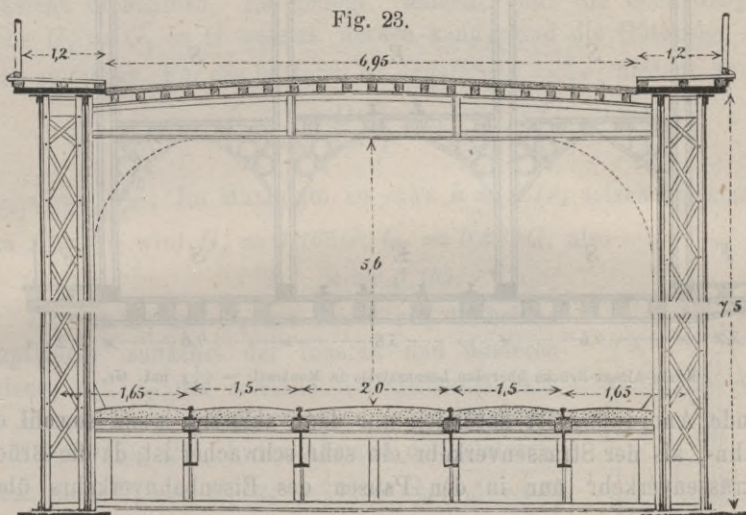
drei und mehr Trägern die einzelnen Träger verschieden stark zu konstruiren sind, wieder verloren. In manchen Fällen hat man die Brücke zweigleisig projektirt, indess vorläufig nur ein Gleis gelegt und den Raum für das zweite Gleis provisorisch für eine Fahrbahn verwendet, so z. B. bei der Isarbrücke bei Grosshesselohe, der Weichselbrücke bei Dirschau, der Weichselbrücke bei Thorn etc.

Fig. 22.

Brücke der österr. Nordwestbahn über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

3. Man ordnet die Strasse unter der Eisenbahn an. Diese Anordnung finden wir häufiger angewendet, z. B. bei der Aarebrücke bei Bern, der Elbebrücke bei Aussig (Fig. 22), der Jumna-Brücke bei Allahabad, der Tyne-Brücke in New-Castle, der Drahthängebrücke über den Niagara u. s. w.

4. Man ordnet die Strasse über der Eisenbahn an. Auch diese Anordnung wurde öfter angewendet, z. B. bei der Foyle-Brücke bei Londonderry, der Po-Brücke bei Mezzana-Corti (Fig. 23), der Mississippi-Brücke bei St. Louis (Bogenbrücke) u. s. w. Sie hat vielleicht gegenüber der vorigen Anordnung den Vortheil, dass sich bei gegebener Strassenbreite ein kleinerer Abstand der Hauptträger erreichen lässt, ohne für die Fusswege Konsolen anwenden zu müssen.



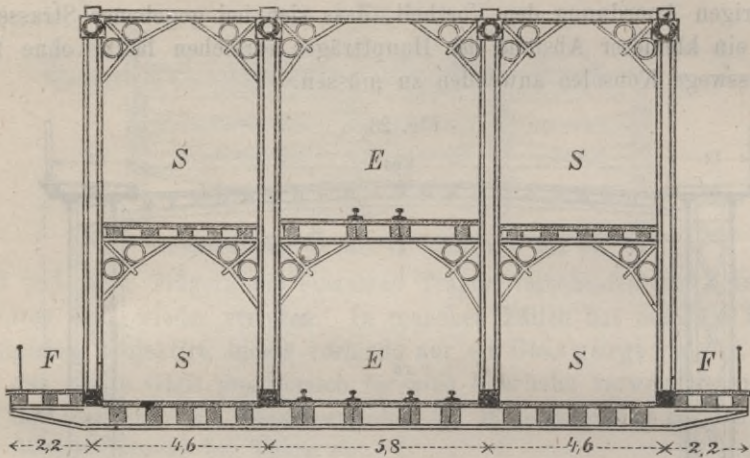
Brücke über den Po bei Mezzana-Corti in Italien. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

Die beiden letztgenannten Anordnungen bieten sich bei Anwendung von Parallelträgern als einfachste Lösungen dar. Man erspart hier, gegenüber der Anordnung zweier getrennter Brücken oder neben einander liegender Bahnen wesentlich an Pfeilerlänge und auch an Eisengewicht. Jedenfalls bilden beide die billigste Vereinigung der Strassen- und Eisenbahnbrücke, falls nicht etwa die hierdurch bedingte verschiedene Höhenlage anderweitige kostspielige Massnahmen erheischen sollte. Die Einfachheit dieser durch die Anwendung von Parallelträgern bedingten Anordnung kann hier auch den Anlass für Anwendung von Parallelträgern gegeben haben. Hinsichtlich der Wahl zwischen den Anordnungen 3 und 4 werden hauptsächlich Terrainverhältnisse massgebend sein.

5. Wir finden, namentlich in Amerika, auch noch weiter gehende Theilungen. So z. B. hat die König-Albert-Brücke über den Lorenzstrom in Montreal vier Hauptträger, welche in zwei Etagen Bahnen tragen (Fig. 24); zwischen den mittleren Trägern liegen eine zwei- und eine eingleisige Bahn; zwischen den äusseren und inneren Trägern liegen vier Fahrbahnen und neben jeder der unteren Fahrbahnen liegt noch ein Fussweg auf Konsolen.

6. Als einfachste und billigste Anordnung erwähnen wir noch die gleichzeitige Benützung der Bahn durch den Eisenbahn- und Strassenverkehr, entsprechend den Strassenbahnen. Diese nur selten in Frage

Fig. 24.

König-Albert-Brücke über den Lorenzstrom in Montreal. — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

kommende Anordnung ist natürlich nur dann zulässig, wenn sowohl der Eisenbahn-, als der Strassenverkehr ein sehr schwacher ist, da die Brücke dem Strassenverkehr nur in den Pausen des Eisenbahnverkehrs überwiesen werden kann.

§. 8. Anordnung in Kurven. Bei den Eisenbahnbrücken werden in den Kurven mancherlei Anordnungen gegenüber der Anordnung in der geraden Strecke nothwendig. Wir haben hier nur die Lage der Träger und Geländer zu besprechen.

1. Lage der Träger gegen das Gleis. Bezeichnen wir den von einem Rade auf die Schiene ausgeübten Druck in der normalen Lage, also in der geraden Strecke, mit G , den Druck auf die innere und äussere Schiene in der Kurve mit G_1 und G_2 , den mittleren Radius des Gleises mit r , die Ueberhöhung der äusseren Schiene mit h , die Spurweite mit s , die Höhe des Schwerpunktes des Fahrzeuges über den Schienen mit H , die Geschwindigkeit der Fahrt mit v und die Beschleunigung der Schwere mit g , so ergibt sich leicht:

$$5. \quad \begin{cases} G_1 = G \left[1 + \frac{2H}{s} \left(\frac{h}{s} - \frac{v^2}{gr} \right) \right] = G(1 + z), \\ G_2 = G \left[1 - \frac{2H}{s} \left(\frac{h}{s} - \frac{v^2}{gr} \right) \right] = G(1 - z). \end{cases}$$

Die Ueberhöhung h pflegt man der Maximalgeschwindigkeit c entsprechend zu $\frac{c^2 s}{gr}$ oder noch etwas grösser anzunehmen (vergl. Vorträge

über Eisenbahnbau, I. Heft). Setzt man $h = \frac{c^2 s}{gr}$, so ist für Schnellzüge $v = c$, also $\alpha = 0$ und $G_1 = G_2 = G$. Die mit den schwersten Lokomotiven bespannten Güterzüge verkehren aber mit geringerer Geschwindigkeit; alsdann aber ist $G_1 > G$, $G_2 < G$. Am grössten wird G_1 , wenn $v = 0$ ist, wenn also der Zug auf der Brücke hält; indess scheint es im Allgemeinen nicht nöthig, auf diesen nur ausnahmsweise möglichen Fall Rücksicht zu nehmen. Es genügt vielmehr, nur die Schnellzüge, für welche $G_1 = G_2 = G$ gesetzt werden kann, und die Güterzüge in Betracht zu ziehen. Für die letzteren ist ungefähr $v = \frac{1}{2}c$; alsdann aber wird

$$6. \quad G_1 = G \left(1 + \frac{3 H h}{2 s^2} \right), \quad G_2 = G \left(1 - \frac{3 H h}{2 s^2} \right),$$

also $\alpha = \frac{3 H h}{2 s^2}$. Im Maximum ist etwa $h = 0,1s$; setzen wir ausserdem $H = 1,1s$, so wird $G_1 = 1,165G$, $G_2 = 0,835G$, also

$$\alpha = 0,165.$$

Ist nun D_1 und D_2 der Druck auf die beiden Hauptträger zunächst der inneren und äusseren Schiene, a_1' , a_2' der Abstand der Gleismitte von den Hauptträgern im Abstände x von der Mitte der Träger (Fig. 25), b der Abstand der letzteren, so hat man $D_1 b = G_1 (a_2' + \frac{1}{2}s) + G_2 (a_2' - \frac{1}{2}s)$ und $D_2 b = G_1 (a_1' - \frac{1}{2}s) + G_2 (a_1' + \frac{1}{2}s)$. Setzt man $G_1 = G(1 + \alpha)$, $G_2 = G(1 - \alpha)$, so erhält man

$$7. \quad D_1 = G \frac{2 a_2' + \alpha s}{b}, \quad D_2 = G \frac{2 a_1' - \alpha s}{b}.$$

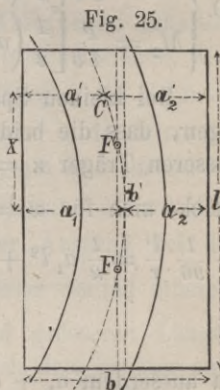
Wir setzen nun eine gleichmässige Belastung der Brücke voraus. Ist a_1 , a_2 der Abstand der Gleismitte von den Hauptträgern in der Mitte der Brücke, so ist sehr nahe

$$8. \quad a_1' = a_1 - \frac{x^2}{2r}, \quad a_2' = a_2 + \frac{x^2}{2r}.$$

Der Druck auf die beiden Träger pro Längeneinheit im Abstände x von der Mitte ist daher, wenn die zufällige Last für beide Träger pro Längeneinheit $= p$ ist, entsprechend den Gleichungen 7, wenn wir hierin p_1 , p_2 für D_1 , D_2 , $\frac{p}{2}$ für G setzen

$$9. \quad \begin{cases} p_1 = p \frac{2 a_2' + \alpha s}{2 b} = \frac{p}{b} \left(a_2 + \frac{1}{2} \alpha s + \frac{x^2}{2r} \right), \\ p_2 = p \frac{2 a_1' - \alpha s}{2 b} = \frac{p}{b} \left(a_1 - \frac{1}{2} \alpha s - \frac{x^2}{2r} \right). \end{cases}$$

Die Transversalkraft Q_1 , Q_2 für beide Träger ist



$$Q_1 = \int p_1 dx = \frac{p}{b} \left(a_2 x + \frac{1}{2} \kappa s x + \frac{x^3}{6r} \right),$$

$$Q_2 = \int p_2 dx = \frac{p}{b} \left(a_1 x - \frac{1}{2} \kappa s x - \frac{x^3}{6r} \right);$$

eine Konstante ist nicht hinzuzufügen, weil der Symmetrie halber für $x = 0$ auch $Q_1 = 0$, $Q_2 = 0$ werden muss. Das Moment M_1 und M_2 ist nun ferner:

$$M_1 = - \int Q_1 dx = - \frac{p}{b} \left(\frac{1}{2} a_2 x^2 + \frac{1}{4} \kappa s x^2 + \frac{x^4}{24r} + C_1 \right),$$

$$M_2 = - \int Q_2 dx = - \frac{p}{b} \left(\frac{1}{2} a_1 x^2 - \frac{1}{4} \kappa s x^2 + \frac{x^4}{24r} - C_2 \right).$$

Die Konstanten C_1 und C_2 lassen sich durch die Bedingung bestimmen, dass für $x = \frac{1}{2} l$ $M_1 = 0$, $M_2 = 0$ werden muss. Hiernach ergibt sich:

$$10. \begin{cases} M_1 = \frac{p}{4b} \left[\frac{1}{2} \left(a_2 + \frac{1}{2} \kappa s \right) l^2 + \frac{1}{96} \frac{l^4}{r} - 2 \left(a_2 + \frac{1}{2} \kappa s \right) x^2 - \frac{1}{6} \frac{x^4}{r} \right], \\ M_2 = \frac{p}{4b} \left[\frac{1}{2} \left(a_1 - \frac{1}{2} \kappa s \right) l^2 - \frac{1}{96} \frac{l^4}{r} - 2 \left(a_1 - \frac{1}{2} \kappa s \right) x^2 + \frac{1}{6} \frac{x^4}{r} \right]. \end{cases}$$

Bei kleinen Spannweiten dürfte es am besten sein, das Gleis so zu legen, dass die beiden Maximalmomente gleich werden, wobei für den äusseren Träger $\kappa = 0$ zu setzen ist. Setzt man diese Maximalmomente, welche sich für $x = 0$ ergeben, gleich, so ergibt sich: $\frac{1}{2} \left(a_2 + \frac{1}{2} \kappa s \right) l^2 + \frac{1}{96} \frac{l^4}{r} = \frac{1}{2} a_1 l^2 + \frac{1}{96} \frac{l^4}{r}$ und hieraus folgt

$$a_1 - a_2 = \frac{1}{2} \kappa s + \frac{1}{24} \frac{l^2}{r}.$$

Da ausserdem $a_1 + a_2 = b$ ist, so ergibt sich, wenn man den Werth für κ einsetzt, und wenn man ausserdem die Pfeilhöhe $f = \frac{l^2}{8r}$ des Bogens einführt

$$11. \quad a_1 = \frac{1}{2} b + \frac{3Hh}{8s} + \frac{1}{6} f, \quad a_2 = \frac{1}{2} b - \frac{3Hh}{8s} - \frac{1}{6} f.$$

Bei grösseren Spannweiten, wo die Träger einen variablen Querschnitt erhalten, ist es indess wohl rathsamer, die Anordnung so zu treffen, dass die durchschnittlichen Werthe M_1' und M_2' der Momente gleich werden. Diese ergeben sich zu

$$M_1' = \frac{2}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} M_1 dx = \frac{pl^3}{24b} \left(a_2 + \frac{1}{2} \kappa s + \frac{l^2}{40r} \right),$$

$$M_2' = \frac{2}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} M_2 dx = \frac{pl^3}{24b} \left(a_1 - \frac{1}{2} \kappa s - \frac{l^2}{40r} \right).$$

Durch die Gleichsetzung beider Momente ergibt sich $a_1 - a_2 = \frac{1}{2} \times s + \frac{1}{20} \frac{l^2}{r}$, also

$$12. \quad a_1 = \frac{1}{2} b + \frac{3Hh}{8s} + \frac{1}{5} f, \quad a_2 = \frac{1}{2} b - \frac{3Hh}{8s} - \frac{1}{5} f.$$

Setzt man $H=1,1s$, so ergibt sich nach der ersten Bestimmungsweise

$$13. \quad a_1 = 0,5b + 0,41h + 0,16f, \quad a_2 = 0,5b - 0,41h - 0,16f$$

und nach der zweiten Bestimmungsweise

$$14. \quad a_1 = 0,5b + 0,4h + 0,20f, \quad a_2 = 0,5b - 0,41h - 0,20f.$$

Zwischen beiden Werthen ist kein grosser Unterschied.

Dieselben Regeln gelten auch für zweigleisige Brücken mit zwei Trägern hinsichtlich der Lage der Träger gegen die Mittellinie. Bei Anwendung von drei oder vier Trägern würde allerdings eine besondere Untersuchung nöthig.

2. Abstand der Geländer. Wenn die Geländer in konzentrischer Krümmung zum Gleise angeordnet werden, so hat das äussere Geländer den normalen Abstand, das innere dagegen einen Abstand zu erhalten, welcher um die Pfeilhöhe für eine einer Wagenlänge gleichen Sehne, d. i. bei der Wagenlänge c um $\frac{c^2}{8r}$, grösser ist. Wenn dagegen die Geländer geradlinig angeordnet werden, so hat das äussere Geländer in der Mitte der geraden Strecke des Geländers den normalen Abstand, am Ende desselben dagegen einen um $\frac{c^2}{8r}$ grösseren Abstand von der Gleisaxe zu erhalten. In der Mitte der geraden Strecke würde daher der Abstand bei der Länge L der geraden Geländerstrecke um $\frac{L^2 + c^2}{8r}$ grösser werden müssen, als der normale Abstand. Bei kleinen Radien und grösseren Längen wird diese Vergrösserung des Abstandes so bedeutend, dass es hier entschieden gerathen erscheint, das Geländer nur in kurzen Strecken, etwa von Pfosten zu Pfosten des Geländers, gerade anzuordnen.

3. Abstand der Träger. Wenn die Träger zum Theil über der Bahn liegen, so wird, auf der inneren Seite vertikale Träger vorausgesetzt, ein noch grösserer Abstand in Folge der schiefen Stellung der Wagen nöthig. Bezeichnet man den Abstand der Schienenmitten mit s , die Ueberhöhung der äusseren Schiene mit h , so würde für normalspurige Bahnen die Vergrösserung des Abstandes $\frac{3,1 \cdot h}{s}$ Met. = $2,07 h$ sein müssen, wenn die Höhe t der Oberkante der Träger über den Schienen $> 3,1^m$ ist. Liegt t zwischen $0,8$ und $3,1^m$, so wird dagegen die Vergrösserung nur $\frac{t \cdot h}{s} = \frac{2}{3} t h$. Bezeichnet man nun den normalen Abstand der Axe eines Trägers von der Gleisaxe in der geraden Strecke mit a , so würde hier bei der Trägerlänge L :

$$16. \quad a_1 = a + \frac{L^2 + c^2}{8r} + \frac{t h}{s}$$

zu setzen sein, wobei 3,1 für t zu setzen ist, wenn $t \geq 3,1^m$ ist. Nach der Beziehung $a_1 - a_2 = \frac{1}{2} z s + \frac{1}{20} \frac{l^2}{r}$ wird daher:

$$17. \quad a_2 = a_1 - \frac{3 H h}{4 s} - \frac{l^2}{20 r} = a + \frac{5(L^2 + c^2) - 2l^2}{40} + \frac{t h}{s}.$$

Der günstigen Vertheilung des Druckes halber muss hier also auch auf der äusseren Seite der Träger weiter vom Gleise entfernt werden, als es zur Erhaltung des Normalprofils des lichten Raumes halber nothwendig würde. Will man dies nicht thun, so müsste der äussere Träger entsprechend stärker konstruirt werden, als der innere. Nimmt man nach §. 5 den lichten Abstand des Trägers von der Gleisaxe grösser an, als es dem Normalprofile des lichten Raumes entspricht, so kann indess in Formel 16 und 17 statt des Gliedes $\frac{t h}{s}$ der der Manneshöhe entsprechende Werth $\frac{1,8 h}{s} = 1,2 h$ gesetzt werden, wenn $t > 2^m$ ist.

§. 9. Eintheilung des Vortrages. Wir gehen nun dazu über, die einzelnen Theile der Querkonstruktionen zu besprechen, wobei wir die folgende Eintheilung einhalten werden. Zunächst wird es nothwendig, die Bahn zu besprechen, wobei wir natürlich Strassen- und Eisenbahnbrücken unterscheiden müssen. Hieran schliessen wir die Besprechung des Bahngerippes, wobei wir indess im Allgemeinen einen Unterschied zwischen Strassen- und Eisenbahnbrücken nicht machen werden. Sodann besprechen wir die zur Uebertragung von seitlichen Kräften dienenden Quer- und Horizontalverstrebrungen unter dem Titel Querverband. Die Geländer, den Endabschluss der Bahn einschliesslich der Ausgleichungsvorrichtungen für den Einfluss der Wärme, sowie Sicherungen gegen besondere Einflüsse können wir allerdings zur Bahn rechnen; wir ziehen indess vor, hierüber unter dem Titel: Abschluss der Brücke zu sprechen. Wir knüpfen hieran als Anhang die Bestimmung des Gewichtes der Brücken mit Balkenträgern und die sich hieraus ergebenden Folgerungen für die zweckmässigste Konstruktion im Zusammenhange mit dem hierüber bereits bei Besprechung der Hauptträger Gesagten.

A. Die Bahn.

II. Kapitel.

Die Brückendecke der Fahrbahn.

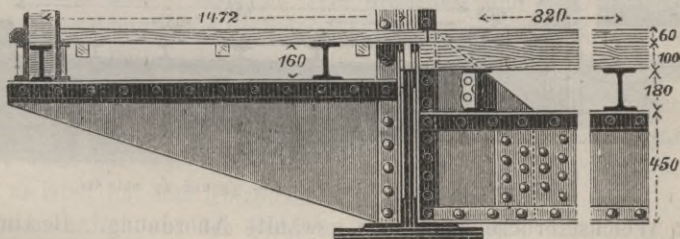
§. 10. Bohlenbelag. Ein Belag mit mehr oder weniger starken Hölzern, sogenannten Bohlen, Streuhölzern, Brückenstreu (*le tablier du pont*, — *the planking of bridge*) erscheint nur bei nicht zu grosser Frequenz zulässig, da die Bohlen sehr schnell zerfahren werden.

Die Bohlen müssen stets senkrecht zur Fahrriichtung gelegt werden; in die Fahrriichtung gelegt, würden sie noch viel schneller zu Grunde gehen. Man legt auch am besten die härtere Kernseite nach oben.

Bei sehr wenig frequenten Brücken wendet man gewöhnlich nur eine Bohlenlage von 8 bis 16 Centim. Dicke an. Bei etwas grösserer Frequenz ist es aber rathsam, zwei Lagen anzuwenden, eine obere, die Deckbohlen von 5 bis 7 Centim., eine untere, die Rostbohlen, von grösserer Dicke (Fig. 26 und 27). Man hat dann für gewöhnlich nur nöthig, die obere dünnere Lage zu erneuern. Die untere Bohlenlage kann je nach der Anordnung des Fahrbahngerippes entweder der Länge oder der Quere nach angeordnet werden. Die obere Bohlenlage hat man zuweilen schief gelegt, um hierdurch eine grössere Steifigkeit gegen Horizontalkräfte zu erlangen, also die Windverstrebung zu unterstützen oder zu ersetzen.

Oft hat man der Fahrbahn des Wasserabflusses wegen in der Mitte eine Erhöhung gegeben. In diesem Falle ist es rathsam, die Bohlenlagen in der Mitte zu unterbrechen, da ein Krümmen der Hölzer schwieriger durchführbar ist. Den Bohlen der unteren Lage gibt man zur Beförderung des Wasserabflusses einen Abstand von 2 bis 3 Centim.

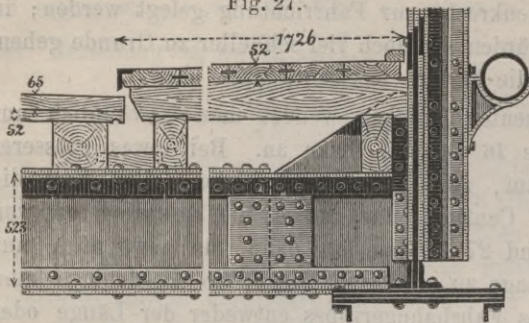
Fig. 26.

Brücke über die Elbe bei Aussig (vergl. Fig. 22). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Was die Wahl der Holzgattung anlangt, so erscheinen für die obere Decke harte Hölzer natürlich geeigneter, als weiche. Das Buchenholz hat eine noch grössere Dauer, als das Eichenholz. Nadelholz wird schneller zerfahren und nimmt bald eine rauhe, faserige, das Abfließen des Wassers erschwerende Oberfläche an. Die Angaben über die Dauer des oberen Belages variiren je nach Frequenz, Holzgattung und klimatischen Verhältnissen zwischen 1 und 15 Jahren. Beispielsweise wird angegeben, dass bei der Kölner Rheinbrücke bei 900 täglichen, meist schweren Wagen, Eichenbohlen (6,5^{cm} dick) 2½ Jahre, ebenso dicke Buchenbohlen 3 Jahre dauern.

Die Bohlen liegen entweder unmittelbar auf den Hauptträgern oder auf Querträgern oder auf eisernen oder hölzernen Nebenträgern. Stärkere Hölzer bedürfen keiner besonderen Befestigung, wenn sie gegen

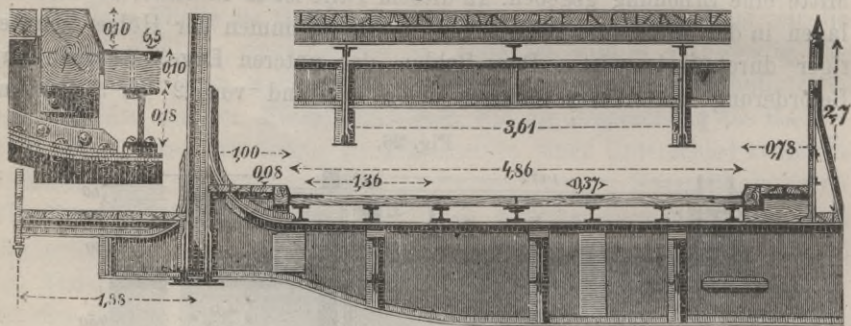
Fig. 27.

Brücke über den Rhein bei Köln. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Verschiebung geschützt sind; schwächere dagegen sind auch gegen Abheben durch Wind und durch Menschen zu schützen (siehe §. 17). Beim doppelten Belage werden die oberen Bohlen auf den unteren durch Nägel befestigt.

Als besondere Anordnung erwähnen wir noch das Bilden von Spuren durch das Belegen des Bohlenbelages mit Blechstreifen. Der Bohlenbelag wird hierdurch jedenfalls geschont, während andertheils der Widerstand, welcher sich der Bewegung der Wagen bietet, vermindert wird. Fig. 28 zeigt die

Fig. 28.

Brücke über die Weichsel bei Thorn. — $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

bei der Weichselbrücke bei Thorn gewählte Anordnung. Bestimmte Erfahrungen über diese jedenfalls nur bei längeren Brücken Vorthiel versprechende Konstruktion liegen uns nicht vor.

Das Gewicht g des durchnässten Bohlenbelages kann man bei der Dicke d , wenn man d in Centimeter einführt, etwa annehmen zu:

1. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Nadelholz} \\ \text{Eichen- und Buchenholz} \end{array} \right. \quad g = \begin{array}{l} 9d \\ 10d \end{array} \text{ Klgr. pro } \square \text{ Meter}$

Daher wiegt 1 \square Meter gewöhnlich 90 bis 160 Klgr.

§. 11. Holzpflaster. Das Holzpflaster (*le pavage en bois*, — *the wood-pavement*) ist seiner Kostspieligkeit wegen seltener in Anwendung gekommen. Jedenfalls ist das Holzpflaster aus mehreren Gründen sehr gut geeignet, 1. weil es ein besseres Aussehen gewährt, als eine Beschotterung oder ein Bohlenbelag, 2. weil gegenüber der Beschotterung und dem Steinpflaster die der Brücke sehr schädlichen Stöße hier verhältnissmäßig klein ausfallen und 3. weil es leichter ist, als andere

dauerhafte Konstruktionen. Der Meinung Pestalozzi's: „Holzpflasterung kann in gedeckten Brücken gute Dienste leisten, im Freien dagegen ist sie nicht anwendbar, weil die Grössenveränderung der einzelnen Holzstücke bei abwechselnd feuchtem und trockenem Wetter bedeutend ist“, widerspricht die Erfahrung an Brücken in Wien, Berlin u. s. w. Nur muss man sorgen, dass das Wasser unter dem Pflaster abziehen und dass sich das Pflaster beim Anquellen seitlich etwas verschieben kann.

Das Holzpflaster besteht aus rechtwinklig parallelipedischen Hölzern oder Stöcken (Blöcke, Stöckel), welche, ein Hirnende nach oben gekehrt, dicht an einander gereiht werden. Als Unterlage dient ein Bohlenbelag oder ein Eisenbelag. Im ersteren Falle erscheint es rathsam, das Holzpflaster direkt auf den Bohlenbelag zu legen (Fig. 29), im letzteren aber Fugen zum Wasserabflusse zu lassen. Zuweilen hat man allerdings eine schwache Sandschicht dazwischen gebracht; es gibt dies ein weniger ebenes Pflaster, hat indess den Vortheil, dass die Stöcke nicht vollkommen gleich hoch zu sein brauchen und dass man sie bei ungleichmässiger Abnützung umkehren kann, indem der Sand zum Höhenausgleiche dient. Bei Anwendung eines Eisenbelages legt man zunächst über denselben eine Betonschicht und über diese eine dünne Asfaltschicht, oder eine stärkere (5 bis 7^{cm} dicke) Schicht aus mit Theer gesättigter Asche oder auch aus einer Mischung von Asphalt und Korkabfällen.

Am meisten hat das Holzpflaster in Amerika Anwendung gefunden, allerdings namentlich auf den Strassen in den Städten; jedoch sind dieselben Konstruktionen auch auf Brücken anwendbar, weshalb wir im Folgenden auf eine kurze Besprechung der amerikanischen Konstruktionen eingehen wollen.

Am meisten hat das Nikolson'sche Pflaster in verschiedenen Formen Verbreitung gefunden (Fig. 30). Die Holzstücke werden in Reihen auf 3^{cm} starke

Fig. 29.

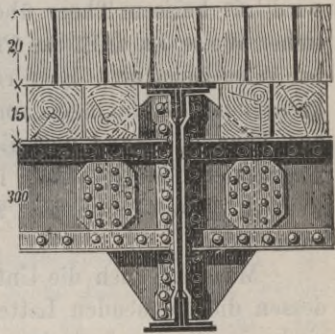
Brigittabrücke über den Donaukanal in Wien — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 30.

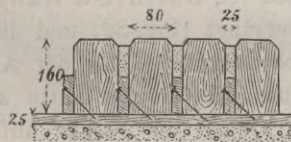
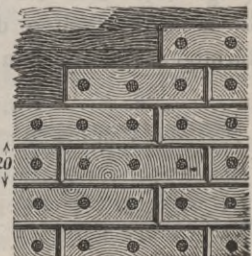
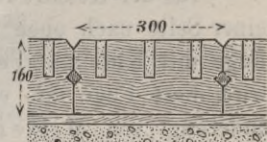


Fig. 31.

Nikolson's Holzpflaster. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Pfosten gesetzt; die Reihen sind durch 2,5^{cm} dicke Latten von einander getrennt. Jeder Stock wird durch einen schief durch die Latte und den Stock getriebenen Nagel auf der Bohlenlage befestigt. Das fertige Pflaster wird mit heissem Theer überstrichen und mit Kies überschüttet. In ähnlicher Weise ist z. B. das Pflaster der Franz Josef-Brücke über die Donau bei Wien konstruirt. Hier ruhen die 13^{cm} hohen Holzstöcke auf zwei sich kreuzenden Bohlenlagen von 2^{cm} Dicke, diese auf einer 7^{cm} hohen Schicht aus Thon und Sand und diese auf einer Betonschicht (spät. Fig.). Die Thonschicht scheint sich indess nicht zu bewähren, da durch das Erweichen derselben an den am stärksten befahrenen Stellen Vertiefungen entstehen.

Man hat auch die Unterlagsbretter weggelassen (Fig. 36) und statt dessen die trennenden Latten, welche unten mit einer Schärfe versehen sind, in die Sandunterlage eingetrieben. Bei einer dritten Abänderung (Fig. 31) hat man die Stöcke dicht an einander gestellt und je zwei an ihren Seiten durch quadratische Pföcke, welche in dreieckige Nuten eingreifen, verbunden; um hier den Pferdehufen besseren Halt zu verschaffen, werden in jeden Stock drei Löcher von 3^{cm} Weite gebohrt und diese mit Kies gefüllt.

Von Wyckoff werden unregelmässig gespaltene Stöcke verwendet, die vor dem Verwenden in heissen Theer getaucht werden; in die Zwischenräume wird Kies und Pech gestampft.

Fig. 32.



Ballard's & Waddel's Pflaster.

Fig. 33.



Miller's Pflaster.

Fig. 34.



Adam's Pflaster.

Bei der Konstruktion von Ballard & Waddel werden die Stöcke auf einer Seite nach oben verjüngt (Fig. 32) und die entstehende keilförmige Fuge mit Kies und Pech ausgefüllt; bei der Abänderung von Howard wird diese Fuge mit einer keilförmigen Latte ausgefüllt. Bei der Abänderung von Miller werden die Stöcke auf beiden Seiten verjüngt (Fig. 33). Bei der Konstruktion von Adams sind die Stöcke zum besseren Festhalten des in die Lücken gegossenen Betons mit hakenförmigen Einschnitten versehen (Fig. 34).

Fig. 35.

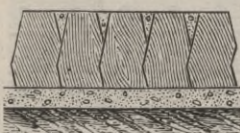
Ballard's Pflaster. —
1½ nat. Gr.

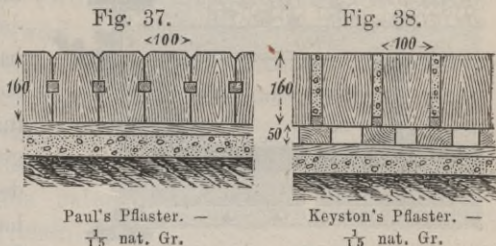
Fig. 36.

Nikolson's Pflaster. —
1½ nat. Gr.

Alle diese Konstruktionen haben in der Anwendung auf Strassenpflasterungen den Mangel, dass die einzelnen Stöcke nicht zusammenhängen, so dass beim Verfaulen der Brettunterlage

Senkungen einzelner Stöcke oder ganzer Partien derselben entstehen. Als Konstruktionen, welche diesem Umstande Rechnung zu tragen suchen, erwähnen wir folgende.

Bei dem Paul'schen Pflaster (Fig. 37) haben die Stöcke an zwei Seiten Nuten, in welche Leisten von 3^{cm} Breite, 4^{cm} Höhe eingelegt werden. Bei dem Keyston'schen Pflaster (Fig. 38) wird



eine Brettunterlage mit 15^{cm} weiten Zwischenräumen angewendet, auf welche eine Querlage von 8^{cm} breiten, 5^{cm} hohen Hölzern, auf welche $2,5^{cm}$ im Quadrat starke Leisten genagelt sind, zu liegen kommt. Die Leisten dienen zur Fixirung der Stockreihen. Bei dem Ballard'schen Pflaster (Fig. 35) liegen die Stöcke direkt auf dem Kiese, sie sind aber gleichsam in einander eingekeilt. Für Brücken, bei denen ja ohnehin eine starke Unterlage nothwendig ist, haben indess diese drei letzteren Konstruktionen keine Bedeutung.

Zur Konservirung der Holzstöcke hat man verschiedene Mittel angewendet. Am gebräuchlichsten ist das Eintauchen der ganz trockenen Stöcke in heissen Theer oder Asphalt. In Amerika hat man vielfach eine Konservirung durch die im Kohlenöle enthaltene Karbolsäure bewirkt; die Stöcke werden in schmiedeeisernen Kesseln der direkten Einwirkung von Wasserdampf ausgesetzt; nachdem durch Kondensation des Dampfes ein Vakuum erzeugt wurde, welches die rasche Verdampfung der im Holze enthaltenen Feuchtigkeit befördert, wird das Kohlenöl in Dampfform eingeführt. Auch hat man in Amerika die Anwendung von Zinksalzen versucht.

Beobachtungen zufolge nützt sich das Holzpflaster selbst auf sehr frequenten Strassen jährlich nur 3 bis 5 Millim. ab.

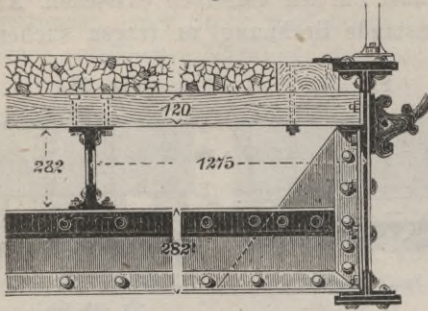
Das Gewicht g des Holzpflasters von der Dicke d Centim. ist ungefähr:

$$2. \quad g = 11d \text{ Kilogr. pro } \square \text{ Meter.}$$

Auf eine Vertheilung des Druckes durch das Holzpflaster auf die Unterlage ist bei der Berechnung der letzteren nicht zu rechnen.

§. 12. Beschotterung. Eine Beschotterung (*l'empierrement, — the ballasting, the graveling, the metalling*) der Brücke findet man ungewein häufig. Sie bietet gegenüber einem zweiten Bohlenbelage oder dem Holzpflaster meist den Vortheil der grösseren Billigkeit, gegenüber einem einfachen Bohlenbelage den Vortheil längerer Dauer der Bohlen. Gegenüber steht indess der Nachtheil des grösseren Gewichtes, also der Nothwendigkeit stärkerer Träger und der schwierigeren Unterhaltung und der

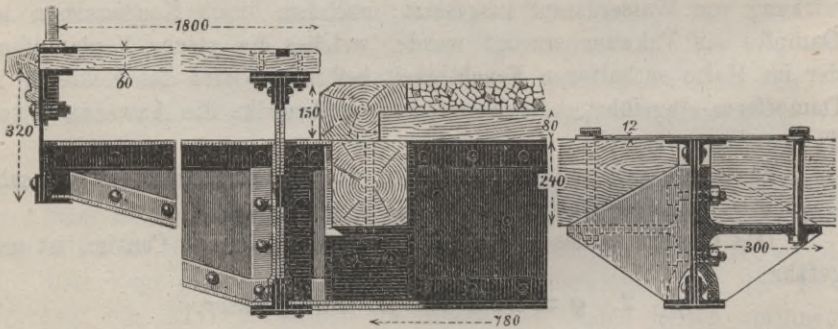
Fig. 39.

Brücke über die Murg bei Rastatt. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

größerer des Eisengewichtes von ungefähr 25, 50, 60 Kilogr. pro lauf. Met., im Ganzen also von 0,5 2,5 4,8 Tonnen zur Folge. Eine zu geringe Dicke ist indess ebenfalls nicht zu empfehlen, da sich eine solche zu schnell abnutzt, die Räder zu häufig auf der Brückentafel laufen und auch mit wachsender Schotterdicke eine günstigere Druckvertheilung erreicht wird. Eine mittlere Dicke von 15 bis 20 Centim. über den höchsten Stellen der Brückentafel ist genügend. Zur Abführung des Wassers gibt man der Oberfläche meist eine Wölbung von etwa 0,02 der Breite.

Auf eine Besprechung des Schotters selbst und die Behandlung der Beschotterung verzichten wir, da dieselbe in die Vorträge über „Strassenbau“ gehört.

Fig. 40.

Brücke über den Oosbach in Baden. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Das Gewicht g der Beschotterung lässt sich zu ungefähr:

$$3. \quad g = 19 d \text{ Kilogr. pro } \square \text{ Meter}$$

annehmen, wenn d die Schotterdicke in Centim. bedeutet. Hiernach beträgt das Gewicht der Beschotterung 225 bis 450 Klg. pro \square Met.

Die Vorschriften des bairischen Ministeriums des Innern hinsichtlich der eisernen Strassenbrücken enthalten folgende Stelle: Gewöhnlich ist die Fahrbahn auf Wellenblechunterlage mit hartem Deckmaterial zu beschottern oder zu pflastern. Die Schotterdecke soll in der Mitte der Fahrbahn 20cm, an den Rändern 15cm über der halben Höhe der Wellen dick sein und ist eine Wölbung der Fahrbahn von 1,5 bis 2,0 Prozent genügend.

stärkeren Stöße beim Befahren. Auf Chausseen, wo die Beschotterung der Brücke gleichartig mit der Beschotterung der Strasse gehalten wird, erscheint indess die Beschotterung als nicht unzweckmässig, wenn sie nicht zu stark aufgetragen wird. Eine Vergrößerung der Schotterdicke um 1 Centim. hat bei 20, 50, 80m Spannweite für je 5m Brückenbreite eine Ver-

§. 13. **Vertheilung des Druckes durch den Schotter.** Es ist unzweifelhaft, dass der Druck der Räder durch eine Schotterschicht auf eine grössere Fläche, der Unterlage vertheilt wird. Die Grösse der Fläche, auf welche der Druck vertheilt wird, ist von der Grösse der Reibung und Kohäsion zwischen den Theilen des Schotters abhängig, theoretisch aber schwer zu bestimmen. Durch Annahme des bekannten Reibungs- und Kohäsions-Gesetzes müsste es zwar möglich sein, die Aufgabe theoretisch zu lösen; indess ist eine exakte Lösung bis jetzt noch nicht erfolgt. Annähernd kann man die Aufgabe unter der Annahme, dass nur Reibung wirke, in folgender Weise lösen.

Wir nehmen zunächst an, es werde auf die Breite $AB = a$ und auf die Längeneinheit ein Druck D geüsst. In der Tiefe z äussere sich dieser Druck auf die Breite $CD = x$ und in der Tiefe $z + dz$ auf die Breite $C'D' = x + dx$. Der Druck auf die der Fläche CD gleiche Fläche $C''D''$ ist um die Reibung und Kohäsion kleiner, als der Druck D auf die Fläche CD ; ist dieser Widerstand auf jeder Seite $= wdz$, so ist also der Druck auf $C''D'' = D - 2wdz$. Da sich nun aber der ganze Druck D auf $C'D' = x + dx$ vertheilt, so verhält sich $G : G - 2wdz = x + dx : x$ oder es ist $Gx = Gx + Gdx - 2wx dz$, d. i.:

$$G dx = 2 w x dz.$$

Bezeichnen wir den Reibungswinkel mit φ , so ist der auf die vertikale Fläche CC'' oder DD'' geüssterte horizontale Druck H pro Flächeneinheit, weil der auf CD geüssterte Vertikaldruck pro Flächeneinheit $= \frac{G}{x}$ ist (siehe Winkler's neue Theorie des Erddruckes, 1872, S. 18, Formel 23):

$$H = \frac{G}{x} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi \right).$$

Nun aber ist $w = H \tan \varphi$ also $G dx = 2 H \tan \varphi x dz$ oder

$$dx = 2 dz \tan \varphi \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi \right),$$

oder, wenn wir zur Abkürzung

$$A = 2 \tan \varphi \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi \right)$$

setzen,

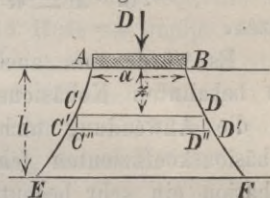
$$dx = A dz.$$

Die Integration gibt, wenn man beachtet, dass für $z = 0$ $x = a$ werden muss,

$$4. \quad x = a + Az.$$

Setzen wir jetzt voraus, dass sich der Druck nicht in der Längsrichtung gleichmässig vertheile, sondern dass der Druck D auf eine Fläche von der Breite a und der Länge b wirke und dass sich dieser

Fig. 41.



Druck in der Tiefe z auf ein Rechteck von der Breite x und der Länge y vertheile, so ergibt sich genau in der oben durchgeführten Weise:

$$x dy + y dx = A(x + y) dz.$$

Macht man noch die Annahme, dass $dy = dx$ sei, so wird wie vorhin $dx = Adz$, $dy = Adz$ und folglich:

$$5. \quad x = a + Az, \quad y = b + Az.$$

Für einige Werthe von φ ergibt sich:

$$\varphi = 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \text{ Grad}$$

$$A = 0,385 \quad 0,380 \quad 0,365 \quad 0,343 \quad 0,316.$$

Sonach ist A sehr wenig variabel und wir können fast allgemein

$$6. \quad x = a + 0,36z, \quad y = a + 0,36z$$

setzen.

Es würde nun auch leicht sein, weitere Regeln unter Annahme des bekannten Kohäsionsgesetzes zu entwickeln; indess wird dadurch für die Anwendung nichts gewonnen, weil es an der Kenntniss des Kohäsionskoeffizienten fehlt. Versuche haben indess gezeigt, dass der Kohäsion ein sehr bedeutender Einfluss zuzuschreiben ist, wenn guter, d. h. aus festen, eckigen, möglichst regelmässig in einander greifenden Stücken bestehender Schotter angewendet wird. Bei einem Versuche von Prof. Fränkel mit einem Wellenbleche, welches auf 25^{cm} Höhe mit Kies, welcher mit Ziegelbrocken untermischt war, überschüttet wurde, ergab sich das Resultat:

$$7. \quad x = a + 2,7z,$$

so dass hier nicht nur die Reibung als Widerstand thätig gewesen sein kann. Leider fehlt es noch an ausgedehnteren Versuchen, so dass sich gegenwärtig bestimmte Regeln noch nicht angeben lassen; vorläufig wird man sich beiläufig an die von Fränkel gefundene Regel zu halten haben. Man kann hierin durchschnittlich a zu 10 Centim. einführen. Bei einer blossen Schotterdecke ist allerdings die Abnützung derselben zu berücksichtigen, so dass man etwa 1,5 z statt 2,7 z einzuführen, also:

$$8. \quad x = 10 + 1,5z$$

zu setzen hätte. Bei besonders gutem Schlägelschotter wird man indess wohl 2,0 für 1,5 setzen können.

Kommt auf die Schotterdecke noch ein Pflaster zu liegen, so wird man der Sicherheit halber für z nur die Höhe der Schotterdecke und für a die Breite eines Pflastersteines einzuführen haben, also auf einen Zusammenhang der einzelnen Steine keine Rücksicht nehmen.

§. 14. **Betondecke.** Statt des Schotters hat man in neuerer Zeit mit mehr oder minder gutem Erfolge verschiedene andere betonartige Abdeckungen ausgeführt, welche eine möglichst ebene Oberfläche, eine möglichst geringe Abnützung und eine gute Wasserabführung anstreben sollen. Um eine Zerstörung durch die Bewegungen der eisernen und

hölzernen Brückentheile zu vermeiden, hat man meist elastische Mittel, insbesondere den Asphalt gewählt. Wir erwähnen folgende Abdeckungen:

1. **Asfaltbeton**, d. i. eine Mischung von Asphalt und Schotter, welche in einer Dicke von 12 bis 20^{cm} aufgebracht wird.

2. **Theerbeton**, als Ersatzmittel für den Asfaltbeton, d. i. eine Mischung aus Steinkohlentheer, Schotter und Sand; man erhält eine noch festere Masse, wenn man einen Theil des Theeres durch Pech ersetzt. Auf die 10 bis 18^{cm} hohe Schicht aus Theerbeton bringt man wohl auch noch eine dünne, etwa 2,5^{cm} hohe Asfaltschicht.

3. **Cementbeton**, aus Cementmörtel und Schotter gebildet und in einer Dicke von 12 bis 18^{cm} aufgetragen. Auf diese Betonschicht, die an und für sich den Einwirkungen der Räder und Hufe zu wenig widersteht, bringt man noch eine etwa 2,5 bis 4^{cm} dicke Asfaltschicht oder eine etwa 7^{cm} dicke Schicht aus bitumiösem Kalkstein.

Wir verzichten indess, an dieser Stelle näher auf diese Abdeckungen, die in gleicher Form auch auf Strassen Anwendung finden und daher im „Strassenbau“ zu besprechen sind, einzugehen.

§. 15. Steinpflaster. Das Steinpflaster (*le pavè en pierre*, — *the stone-pavement*), wie es in den Strassen der Städte angewendet wird, ist für eiserne Brücken keine besonders geeignete Abdeckung, einestheils weil es eine ziemlich bedeutende Belastung bewirkt, andertheils, weil es unter allen Deckungskonstruktionen die stärksten Stösse veranlasst. Wenn man aus irgend welchen Gründen, vielleicht der Gleichartigkeit mit dem Strassenpflaster, der Eleganz, der geringen Unterhaltungskosten etc. wegen das Steinpflaster anwendet, so muss man wenigstens ein möglichst regelmässiges Würfelpflaster anwenden.

Bei der Drehbrücke über den Medway bei Rochester (spät. Fig.) wurde das Steinpflaster als Beschwerungsmittel angewendet, indem man den längeren, die freie Oeffnung überspannenden Theil mit Bohlen, den kürzeren rückwärtigen Theil dagegen zur Herstellung des Gleichgewichtes mit Steinpflaster belegte.

Die Pflastersteine, welche eine Höhe von 16 bis 20 Centim. erhalten, legt man meist auf eine Sand- oder Kiesbettung von 6 bis 15 Centim. Dicke, welche hier hauptsächlich den Zweck des Höhenausgleiches und einiger Druckvertheilung hat.

Das Gewicht g pro \square Met. ist, wenn man die Dicke der Pflastersteine mit d , die mittlere Dicke der Bettung mit d_1 bezeichnet, durchschnittlich:

$$9. \quad g = 25d + 19d_1 \text{ Klgr.}$$

Hiernach wird $g = 500$ bis 800 Klgr., durchschnittlich etwa 600 Klgr. pro \square Meter.

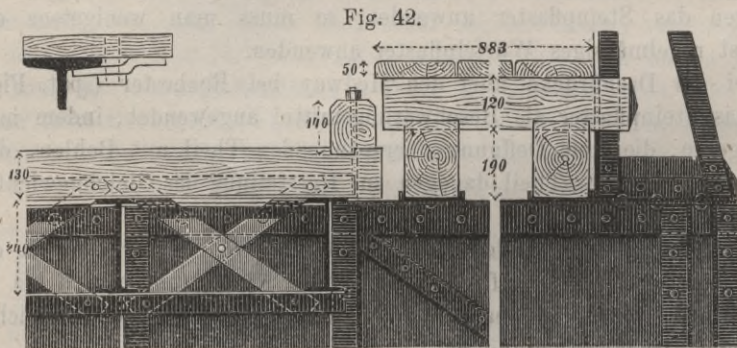
III. Kapitel.

Die Brückentafel der Fahrbahn.

§. 16. **Eintheilung.** Fast kein Konstruktionstheil hat so mannigfache Durchbildung erfahren, als die Brückentafel. Früher wurde bei eisernen Brücken die Brückentafel fast ausschliesslich aus Holz hergestellt; allein die geringe Dauer und die Schwierigkeit einer Auswechslung ohne Verkehrsstörung haben in Verbindung mit dem steigenden Preise des Holzes zur Anwendung dauerhafterer Materialien genöthigt und so finden wir jetzt ausser dem Holze auch Gusseisen, Schmiedeeisen und Stein angewendet. Selbst bei jedem Materiale finden wir sehr verschiedene Konstruktionsweisen. Wir werden im Folgenden eine Haupteintheilung nach dem Materiale treffen.

A. Holz.

§. 17. **Bohlenbelag.** Der Bohlenbelag, welcher gleichzeitig als Brückendecke dient, wurde bereits in §. 10 besprochen. Der Bohlenbelag ist indess auch vielfach angewendet worden, wenn die Brückendecke aus einem zweiten Bohlenbelage, Schotter, Holz- oder Steinpflaster besteht. In allen diesen Fällen kann man zwischen den einzelnen Bohlen Lücken von 1 bis 3^{cm} Weite zum Abflusse des Wassers lassen. Von der Wahl des Holzes wurde bereits in §. 10 gesprochen. Wenn der Bohlenbelag nicht gleichzeitig als Brückendecke dient, so ist es zweckmässig, die



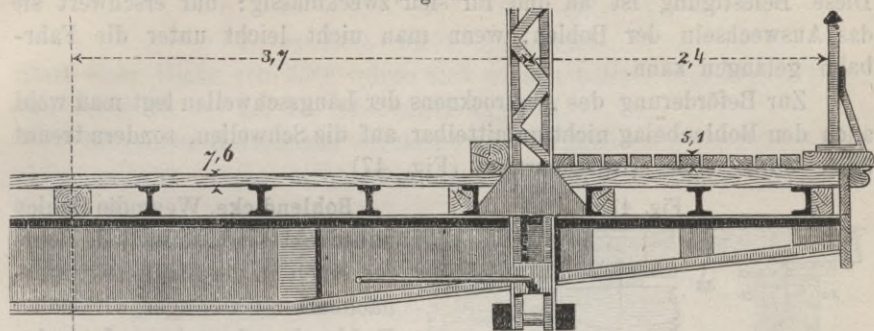
Brücke über die Donau bei Vilsofen. — $\frac{2}{5}$ nat. Gr.

möglichst trockenen Bohlen zu theeren oder sie nach den für Eisenbahnschwellen üblichen Methoden zu imprägniren.

Selbst in dem Falle, wo eine Bedeckung der Bohlen stattfindet, hat man zuweilen einen doppelten Bohlenbelag angewendet (spät. Fig.). Hierzu ist indess nicht zu rathen, da der doppelte Bohlenbelag, selbst wenn man auf hierdurch bewirkte Vertheilung eines Raddruckes auf drei Bohlen

Rücksicht nimmt, eine etwas grössere Gesamtdicke erfordert, als ein einfacher Bohlenbelag.

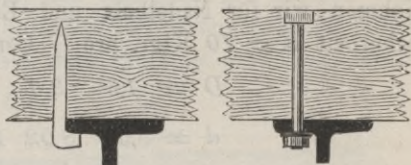
Fig. 43.

Einfache amerikanische Strassenbrücke (Boller). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Die Bohlen liegen auf hölzernen oder eisernen Nebenträgern oder unmittelbar auf den Hauptträgern. Die Befestigung auf hölzernen Trägern erfolgt durch starke Nägel, die Befestigung auf eisernen Trägern in der Regel durch Schraubenbolzen von 15 bis 18^{mm} Dicke, mit oben liegendem versenktem Kopfe (Fig. 45). Hierzu sind die Träger zu durchlochen oder es sind die Schrauben neben die Träger zu legen und ausgleichende Unterlagsblättchen anzuwenden (spät. Fig.). Es ist indess unbequem, die unten liegenden Muttern anzuziehen; auch fallen dieselben leicht herab.

Fig. 44.

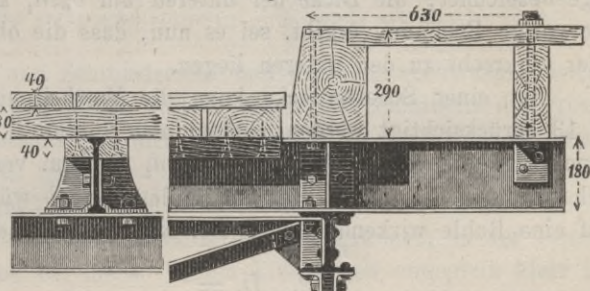
Fig. 45.



Nicht unzweckmässig dürften Hakennägel (Fig. 44) sein, welche in derselben Bohle bei den einzelnen Trägern sämtlich auf einer Seite eingeschlagen werden; sie lassen sich alsdann von oben bei umgekehrter Bohle einschlagen; nur muss alsdann die Bohle an einem Ende durch irgend welche Anordnung am seitlichen Verschieben gehindert werden. Wenn die Bohlen noch bedeckt sind, so genügt es, nur einzelne Bohlen zu befestigen; selbst wenn die Bohlen unbedeckt bleiben, befestigt man häufig nur einzelne Bohlen und hält die übrigen durch am Rande angeschraubte durchlaufende Flach-

Fig. 46.

eisen von etwa 40^{mm} Breite, 5^{mm} Dicke, durch Winkeleisen oder durch Saumschwellen (*le garde pavé* — *the guard timber*), wie in Fig. 42

Bogenbrücke über einen Durchstich an der Marne. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

und 43, nieder. In Fig. 46 sind die Bohlen durch die Rippen der Nebenträger überdeckende und durch Holzschrauben befestigte Leisten festgehalten. Diese Befestigung ist an und für sich zweckmässig; nur erschwert sie das Auswechseln der Bohlen, wenn man nicht leicht unter die Fahrbahn gelangen kann.

Zur Beförderung des Austrocknens der Längsschwellen legt man wohl auch den Bohlenbelag nicht unmittelbar auf die Schwellen, sondern trennt beide durch einen Zwischenraum (Fig. 47).

Fig. 47.

Hängebrücke auf dem Bahnhofe in Gotha. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Bohlendicke. Wenn die Bohlen unbedeckt sind, so ist jede Bohle für einen in der Mitte zweier benachbarter Unterlager wirkenden Raddruck zu berechnen. Ist a der lichte Abstand der Unterlager, b die Breite, d die Dicke der Bohlen, K die zulässige Inanspruchnahme des Holzes, so gibt die Anwendung der bekannten Bruchfestigkeitsformel $KW = Me$: $K \cdot \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{4} Da \cdot \frac{1}{2} d$ und sonach

$$1. \quad d = \sqrt{\frac{3 D a}{2 K b}}$$

Nehmen wir für Nadelholz und Eichenholz bei etwa 10 facher Bruch-sicherheit $K = 70$ Klgr. pro \square Centim. an, so ergibt sich:

$$D = 1,5 \quad 3,0 \quad 5,0 \quad 8,0 \quad \text{Tonnen,}$$

$$d = 5,57 \quad 8,02 \quad 10,35 \quad 13,10 \quad \sqrt{\frac{a}{b}} \quad \text{Centim.}$$

Für $b = 25^{\text{cm}}$ und $a = 60^{\text{cm}}$ erhält man bezüglich $d = 9, 12, 16, 20$ Centim. Wegen der Abnutzung ist je nach der Frequenz etwa 2 bis 4 Centim. zuzuschlagen.

Wenn eine zweite Bohlenlage darüber liegt, so ist zu berücksichtigen, dass dieselbe durch Abnutzung sehr schwach werden kann; oft hat man sie daher bei der Berechnung der Dicke der unteren Lage ganz unberücksichtigt gelassen. Indess kann man sie doch einigermaßen dadurch berücksichtigen, dass man, wenn d_1 die Dicke der oberen Bohlenlage bezeichnet, die Dicke der unteren um $0,2d_1$ kleiner annimmt, als die vorige Rechnung ergibt, sei es nun, dass die oberen Bohlen parallel oder senkrecht zu den unteren liegen.

Bei einer Schotterdecke kann die Vertheilung des Druckes nach §. 13 berücksichtigt werden, indem man annimmt, dass sich der Raddruck auf die Breite $b = 10 + 1,5d_1$ Centim. vertheilt, wenn d_1 die Schotterdicke bezeichnet. Bei der Bohlenbreite b würde demnach als der auf eine Bohle wirkende Druck D_1 , falls $10 + 1,5d_1 > b$ ist:

$$2. \quad D_1 = \frac{D b}{10 + 1,5 d_1}$$

anzunehmen sein. Hiernach ergibt sich beispielsweise für $b = 25\text{cm}$:

$$d_1 = 10, 15, 20, 25 \text{ Centim.}$$

$$b = 25, 32, 40, 47 \quad \text{„}$$

$$D_1 = 1,00, 0,77, 0,63, 0,52 \cdot D.$$

Statt einer Dicke von 16cm würde sich sonach beispielsweise eine Dicke von bezüglich $16, 14, 12, 11$ Centim. ergeben.

Bei einem Holzpflaster erscheint eine Verminderung der Bohlendicke nicht zulässig, wenn nicht etwa eine zweite dünne Bohlenlage aufgebracht wird.

Das Gewicht g des durchnässten Bohlenbelages ist etwa für

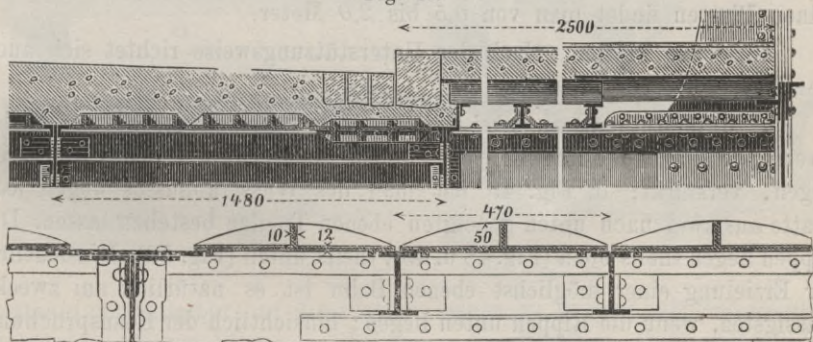
$$3. \begin{cases} \text{Nadelholz} & g = 9 d \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.} \\ \text{Eichen- und Buchenholz} & g = 10 d \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{„} \end{cases}$$

anzunehmen. Das Gewicht der Schrauben und Nägel kann beiläufig zu $0,04 d$ Klgr. pro \square Met. angenommen werden.

B. Gusseisen.

§. 18. **Gusseisenplatten.** Ein Belag durch Gusseisenplatten ist ausserordentlich häufig in Anwendung gekommen, namentlich bei englischen Brücken. In der That bietet das Gusseisen den grossen Vortheil, dass es sich durch Guss leicht in die zur Bedeckung zweckmässigste Form bringen lässt, dass das Gusseisen dem Einflusse der Nässe besser

Fig. 48.



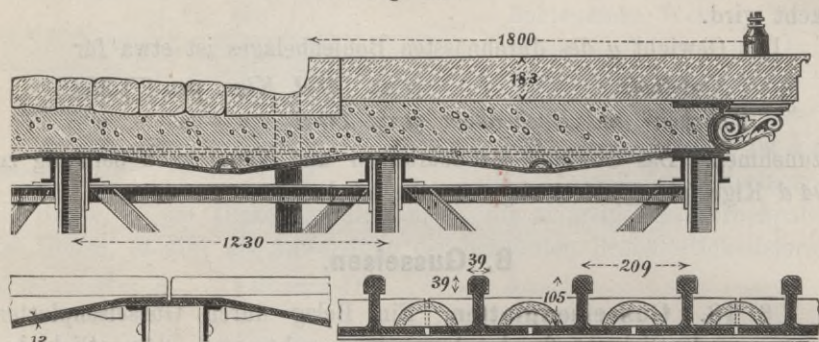
Brücke über die Seine bei Billancourt. — $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

widersteht, als Holz und Schmiedeeisen und dass Auswechslungen leicht möglich sind. Dem gegenüber stehen indess als Nachteile die grosse Sprödigkeit des Gusseisens, die hier, wo Stösse nicht zu vermeiden sind, empfindlich hervortritt. Man fürchtet wohl auch Nachteile in Folge der ungleichen Ausdehnung des Schmiedeeisens und Gusseisens bei Temperaturwechsel; indess ist diese Befürchtung unbegründet, da der Unterschied der Ausdehnung bei diesen beiden Eisensorten ungemein klein ist (die relative Ausdehnung bei 100 Grad ist für Schmiedeeisen $0,000118$,

für Gusseisen 0,000112) und die Bedeckung ja kein fest zusammenhängendes Ganze bildet, sondern durch die Fugen in eine grosse Anzahl kleiner Theile zerlegt ist.

Unterstützung. Die Unterstützung der Platte findet man in zweifacher Konstruktion; entweder sind die rechteckigen Platten nur an zwei parallelen Seiten oder sie sind an allen vier Seiten unterstützt. Die letztere Konstruktion fordert offenbar schwächere Platten, dafür aber

Fig. 49.

Unterspreibrücke in Berlin. — $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

mehr Unterlager; ausserdem ist eine Unterstützung an vier Seiten weniger exakt möglich, als an zwei Seiten. Man hat daher meistentheils die Unterstützung an zwei Seiten gewählt. Die Spannweite der einzelnen Platten findet man von 0,5 bis 2,0 Meter.

Form der Platten. Nach der Unterstützungsweise richtet sich auch die Form der Platten.

a) **Unterstützung an zwei Seiten.** Hier hat man die Platten meist eben gewählt und durch Rippen, welche senkrecht auf den Unterlagen liegen, verstärkt; in Fig. 49 hat man des Wasserabflusses wegen jede Platte aus zwei nach unten geneigten ebenen Theilen bestehen lassen. Die Rippen liegen theils oben (Fig. 48 u. 49), theils unten (Fig. 50). Hinsichtlich der Erzielung einer möglichst ebenen Bahn ist es natürlich am zweckmässigsten, wenn die Rippen unten liegen; hinsichtlich der Beanspruchung ist das umgekehrte wesentlich vortheilhafter, weil die Zugfestigkeit des Gusseisens kleiner ist, als dessen Druckfestigkeit. Aus diesem Grunde hat man die Rippen in der Regel nach oben gelegt. Die Höhe der Rippen lässt man meist von der Mitte nach den Enden hin, der Form konstanter Festigkeit entsprechend, abnehmen. In Fig. 51 haben sie konstante Höhe und sind mit der Platte durch bogenförmige Rippen verbunden. Bei gleichmässiger Vertheilung der Rippen wird die Platte etwas stärker in Anspruch genommen, wenn die Last nahe am Rande wirkt, als wenn sie in der Mitte wirkt; es erscheint daher angemessen, die äusseren Rippen dem Rande etwas näher zu rücken (Fig. 52 und 53).

Man hat auch die Platten tonnengewölbartig nach oben gekrümmt, um das Gusseisen nur auf Druckfestigkeit zu beanspruchen; Verstärkungsrippen werden hierbei indess immer noch nothwendig. Ebenso findet man auch Platten in der Form des Wellenbleches (Fig. 50).

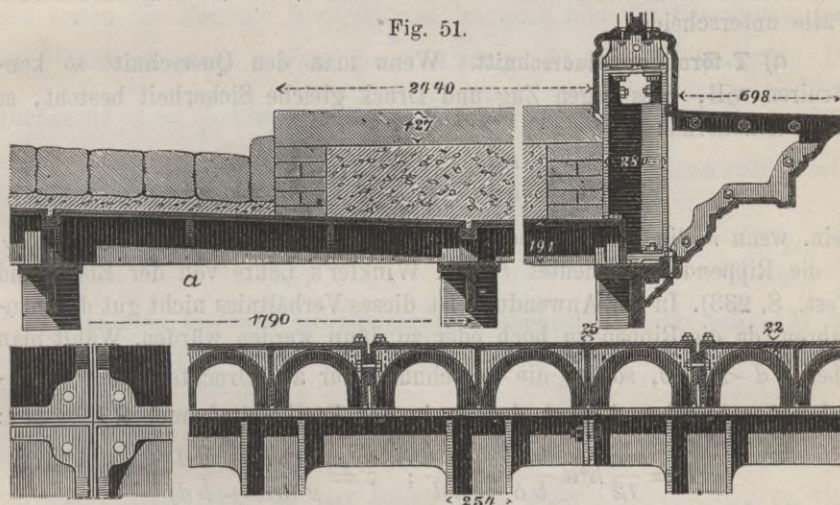


$\frac{1}{5}$ nat. Gr.

b) **Unterstützung an vier Seiten.** Hier hat man die Platten eben gewählt und mit unten oder oben liegenden Rippen nach zwei Richtungen, entweder nur parallel den Seiten oder auch diagonal, versehen, oder man hat die Platten als Gewölbe in der später bei den schmiedeeisernen Buckelplatten zu beschreibenden Form verwendet.

Bedeckung. Die unmittelbare Bedeckung der Platten besteht gewöhnlich aus Sand, Kies, Schotter oder Beton. Jedenfalls erscheint es

Fig. 51.



Brücke über den Medway bei Rochester. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

rathsam, unmittelbar auf die Platten keinen zu groben Schotter, namentlich keine eckigen Steine zu bringen, da dieselben stark konzentrirte Drücke und in Folge der Sprödigkeit des Gusseisens Brüche herbeiführen können.

Entwässerung. Den Abfluss des Wassers bewirkt man gewöhnlich durch Löcher, welche sich in den Platten befinden. Bei der Unterspreerbrücke in Berlin hat man diese Löcher durch kleine aus Thon gebrannte Kugelhauben bedeckt (Fig. 49). Ein Uebereinandergreifen der Plattenränder, um das Wasser an den Fugen nicht durchsickern zu lassen (Fig. 48), ist nur nothwendig, wenn man feineres Material zur Bedeckung anwendet.

§. 19. Berechnung der Gusseisenplatten. Die Platten werden zum Theil auf Zug, zum Theil auf Druck beansprucht. Man kann als zulässige Inanspruchnahme für Zug etwa $K = 240$, für Druck etwa $\mathfrak{R} = 600$ Klgr. pro \square^{cm} annehmen; alsdann wird $\mathfrak{R} = 2,5 K$ (vergl. Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 288). Zu beachten ist bei der Berechnung, dass man mit der Dicke der Platten und Rippen des Gusses halber nicht unter ein gewisses Mass, das je nach der Güte des Gusses etwa 12 bis 15 Millim. beträgt, herabgehen kann.

1. Unterstützung an zwei Seiten. Da die Platten keine sehr grosse Breite haben, so wird man annehmen können, dass sich ein Raddruck auf die ganze Breite vertheilt, so dass bei n Rippen auf einen Theil mit einer Rippe $\frac{1}{n}$ des Raddruckes entfällt. Das Maximalmoment M für die ganze Platte ist bei der freien Spannweite $l = \frac{1}{2} D l$, wenn D den Raddruck, einschliesslich das halbe Gewicht der Platte und der darüber liegenden Brückendecke, bezeichnet. Wir wollen nun die folgenden beiden Fälle unterscheiden.

a) T-förmiger Querschnitt. Wenn man den Querschnitt so konstruiren will, dass gegen Zug und Druck gleiche Sicherheit besteht, so muss annähernd:

$$4. \quad \frac{h d}{b \delta} = \frac{2K}{\mathfrak{R} - K} = \frac{4}{3}$$

sein, wenn h die Höhe, b die Breite eines Elements, δ die Plattendicke, d die Rippendicke bedeutet (vergl. Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 233). In der Anwendung ist dieses Verhältniss nicht gut durchzuführen, da die Rippen zu hoch oder zu dünn werden würden. Wählt man aber $h d < \frac{4}{3} b \delta$, so ist die Berechnung nur auf Druckfestigkeit vorzunehmen. Annähernd wird alsdann in der Festigkeitsformel $\mathfrak{R} I = M c$:

$$I = \frac{n}{12} h^3 d \frac{4 b \delta + h d}{b \delta + h d}; \quad c = \frac{2 b \delta + h d}{2 (b \delta + h d)} h,$$

daher

$$5. \quad \frac{4 b \delta + h d}{2 b \delta + h d} h^2 d = \frac{6 M}{\mathfrak{R} n} = \frac{3 D l}{2 \mathfrak{R} c},$$

aus welcher Gleichung sich bei angenommenem b, h, n und $\frac{\delta}{d}$ die Dicken δ und d oder bei angenommenem b, n, δ und d die Höhe h berechnen lassen. Indess muss man hieran noch eine genauere Berechnung schliessen, wie das unten behandelte Beispiel zeigt.

b) Unsymmetrisch I-förmiger Querschnitt. Bezeichnen wir unter Beibehaltung der vorigen Bezeichnungen noch die Breite und Höhe der oberen Flansche einer Rippe mit b_1 und δ_1 , so wird, wenn für Zug und Druck gleiche Sicherheit bestehen soll, annähernd:

$$6. \begin{cases} b\delta = \frac{M}{Kh} + \frac{\mathfrak{R} - 2K}{6K} dh = \frac{Dl}{960nh} + \frac{1}{12} hd, \\ b_1\delta_1 = \frac{M}{\mathfrak{R}h} - \frac{2\mathfrak{R} - K}{6\mathfrak{R}} hd = \frac{Dl}{2400nh} - \frac{4}{15} hd. \end{cases}$$

(Vergl. Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 227). Hieraus folgt ferner:

$$7. b_1\delta_1 = \frac{K}{\mathfrak{R}} b\delta - \frac{\mathfrak{R} - K}{2\mathfrak{R}} hd = 0,4 b\delta - 0,3 hd.$$

Die gesammte Querschnittsfläche F ergibt sich:

$$8. F = b\delta + b_1\delta_1 + hd = \frac{K - \mathfrak{R}}{K\mathfrak{R}} \left[\frac{M}{h} + \frac{K + \mathfrak{R}}{6} hd \right].$$

Hiernach wird F zu einem Minimum für:

$$9. h = \sqrt{\frac{6M}{(K + \mathfrak{R})d}} = \sqrt{\frac{3Dl}{2(K + \mathfrak{R})nd}}.$$

Muss man aus praktischen Gründen das $b\delta$ grösser wählen, als sich nach der ersten der Formeln 6 ergibt, so ist auch hier die Berechnung nur auf Druckfestigkeit vorzunehmen. Alsdann ist $\frac{I}{c} = \frac{M}{\mathfrak{R}}$ zu setzen. Da

annähernd $I = \frac{1}{12} h^3 d + \frac{1}{4} (b\delta + b_1\delta_1) h^2 - \frac{(b\delta - b_1\delta_1)^2 h^2}{4(b\delta + b_1\delta_1 + hd)}$, $c = \frac{2b\delta + hd}{b\delta + b_1\delta_1 + hd} \frac{h}{2}$ ist (siehe Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 226), so wird:

$$10. \frac{12bb_1\delta\delta_1 + 4bhd + 4b_1h\delta_1d + h^2d^2}{2b\delta + hd} h = \frac{6M}{\mathfrak{R}n} = \frac{3Dl}{2\mathfrak{R}n}.$$

Hat man hiernach die Dimensionen annähernd festgestellt, so ist noch eine genauere Berechnung in der unten in einem Beispiele gezeigten Weise nothwendig.

Die Höhe der Rippen an verschiedenen Punkten kann zwar leicht berechnet werden; es genügt indess, sie kreisförmig zu begrenzen.

2. Unterstützung an vier Seiten. Bei einer Unterstützung an vier Seiten ist zur Zeit eine exakte Berechnung nicht möglich, weil es noch an der theoretischen Behandlung dieses Falles fehlt. Vorläufig wird man sich etwa der folgenden Formel bedienen können:

$$11. \frac{K}{e} \text{ oder } \frac{\mathfrak{R}}{c} = \frac{3}{8} \frac{Dl}{I} \frac{I'l_1^3}{I'l_1^3 + I_1'l^3},$$

wenn l, l_1 die beiden Seitenlängen, wobei $l < l_1$ ist, I, I_1 die mittleren Trägheitsmomente für die horizontalen Schweraxen von Querschnitten, welche parallel zu den Seiten l_1 und l liegen, I das Trägheitsmoment für den zur Seite l_1 parallelen Querschnitt in der Mitte, e und c die Abstände der am meisten gezogenen und gedrückten Faser in diesem Querschnitte von der horizontalen Schweraxe, D die in der Mitte wirkende Last, einschliesslich $\frac{1}{3}$ des Eigengewichtes, bezeichnet. Ist die Platte

von konstanter Dicke und ohne Rippen, so ist bei der Dicke δ : $I = I' = \frac{1}{12} l_1 \delta^3$, $I_1' = \frac{1}{12} l \delta^3$, $e = e = \frac{1}{3} \delta$; da hier nur der Bruch durch Zerreißen in Frage kommt, so wird:

$$12. \quad \delta = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot D l}{4 \cdot K l_1} \frac{l^4}{l^4 + l_1^4}}$$

und wenn $l = l_1$ ist:

$$13. \quad \delta = \sqrt[3]{\frac{9 D}{8 K}}$$

d. i. $\sqrt[3]{0,75} = 0,87$ von der für eine Unterstützung an zwei Seiten nöthigen Dicke.

Wir haben bisher nur die frei aufliegenden Platten in Betracht gezogen. Auf die Berechnung der gewölbformigen Platten mit gegen Verschieben gesichertem Rande wollen wir hier nicht eingehen, indem wir auf das bei den entsprechenden Schmiedeeisen-Konstruktionen zu Sagende verweisen.

Gewicht. Das Gewicht der Gusseisenplatten lässt sich bei einer vorläufigen Gewichtsberechnung ungefähr annehmen zu:

$$14. \quad g = 100 + 13 D' l \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.},$$

wenn der faktische Raddruck D' (ausschliesslich Eigengewicht) in Tonnen und die freie Länge l in Metern eingeführt werden. Hiernach variirt das Gewicht etwa zwischen 120 und 190 Klgr. pro \square Met.

1. Beispiel für Platten mit T-förmigen Elementen (Fig. 52). Die Platte habe eine freie Länge von $l = 100 \text{ cm}$, eine Breite $a = 60 \text{ cm}$; der Raddruck sei 4,8 Tonnen, das Gewicht der Platte einschliesslich Brückendecke = 0,4 Tonnen, also $D = 4,8 + 0,2 = 5$ Tonnen. Setzen wir $d = \delta$, so wird nach Formel 5 annähernd:

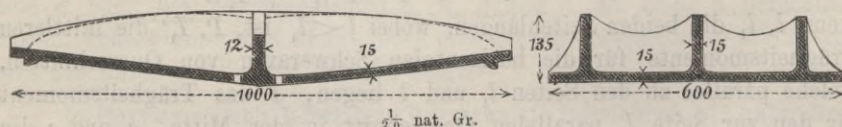
$$d = \frac{1250}{nh^2} \frac{2a + nh}{4a + nh}, \quad F = (a + nh) d.$$

Hiernach ergibt sich für $n = 2, 3$ und 4:

		$h = 10$	12	14	Centim.
$n = 2$	{	$d = 3,36$	2,37	1,82	\square Centim.
		$F = 269$	199	160	\square Centim.
$n = 3$	{	$d = 2,32$	1,64	1,21	Centim.
		$F = 209$	157	123	\square Centim.
$n = 4$	{	$d = 1,79$	1,26	0,95	Centim.
		$F = 179$	136	110	\square Centim.

Wir wählen hiernach $d = \delta = 1,5 \text{ cm}$ und $n = 3$, wofür sich durch Interpolation $h = 12,6 \text{ cm}$ ergibt.

Fig. 52.



Um nun noch eine genauere Berechnung von h anzustellen, wählen wir, indem wir $a = 60$, $b = \frac{1}{3} 60 = 20$, $d = \delta = 1,5$ beibehalten, $h = 12, 13, 14 \text{ cm}$. Es ergibt sich bezüglich $F = 137,3 \ 141,8 \ 146,3$, das statische Moment S in Beziehung auf die

Basis $S = 356,4 \ 442,7 \ 503,4$, also der Abstand y des Schwerpunktes von der Basis $y = \frac{S}{F} = 2,60 \ 3,12 \ 3,44$. Das Trägheitsmoment I_1 für die Basis ergibt sich $I_1 = 2654 \ 3358 \ 4178$, also das Trägheitsmoment I für die Schweraxe $I = I_1 - F y^2 = 1726 \ 1978 \ 2447$. Der Abstand e der gedrücktesten Faser, d. i. $h - x$, ist $9,40 \ 9,88 \ 10,56$, also $\frac{I}{e} = 183,6 \ 200,2 \ 231,7$. Andererseits ist $\frac{M}{\mathfrak{R}} = \frac{D l}{4 \mathfrak{R}} = \frac{5 \cdot 100}{4 \cdot 0,6} = 208,3$. Daher liegt h zwischen 13 und 14 ; die Interpolation gibt $h = 13,26 \text{cm}$, dafür $15,3 \text{cm}$.

Für einen beliebigen Querschnitt im Abstände x vom Ende ist $\frac{M}{\mathfrak{R}} = \frac{D x (l - x)}{\mathfrak{R} l}$; dies $= \frac{I}{e}$ gesetzt, gibt $x^2 - l x + \frac{I \mathfrak{R} l}{D e}$ oder

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{2} l - \sqrt{\frac{1}{4} l^2 + \frac{I \mathfrak{R} l}{D e}} \\ &= 50 - \sqrt{2500 + 12 \frac{I}{e}}. \end{aligned}$$

Nun ergibt sich wie oben für $h = 1,5 \ 5, \ 8 \ 10, \ 12 \text{cm}$ bezüglich $\frac{I}{e} = 25,8 \ 30,1 \ 41,0 \ 118,4 \ 183,6$ und dem entsprechend nach der vorigen Gleichung $x = 3,2 \ 3,8 \ 5,2 \ 17,2 \ 32,6$. Die betreffende Kurve ist in Fig. 52 dargestellt.

Das Volumen der Platte sammt Mittelrippe und Endrippen ist $100 \cdot 60 \cdot 1,5 + 3 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot (13,3 - 1,5) \cdot 1,5 + 0,65 \cdot (60 - 3 \cdot 1,5) 118 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 100 = 13579 \text{Kcm}$, also das Gewicht $= 13579 \cdot 0,0073 = 99,1 \text{Klgr.}$, also pro \square Meter $\frac{99,8}{0,6} = 165 \text{Klgr.}$

2. Beispiel für Platten mit I-förmigen Elementen (Fig. 53). Die Platte habe wieder eine Länge von $l = 100 \text{cm}$, eine Breite $a = 60 \text{cm}$ und in der Mitte eine Last von 5 Tonnen zu tragen. Wir nehmen wieder wie vorhin $d = \delta = 1,5 \text{cm}$, $n = 3$ an. Alsdann wird nach Formel 9 die günstigste Höhe, wenn wir $\mathfrak{R} = 0,60$, $K = 0,24$ Tonnen pro $\square \text{cm}$ setzen:

$$h = \sqrt{\frac{3 \cdot 5 \cdot 100}{2 \cdot 0,84 \cdot 3 \cdot 1,5}} = 14,07 \text{cm.}$$

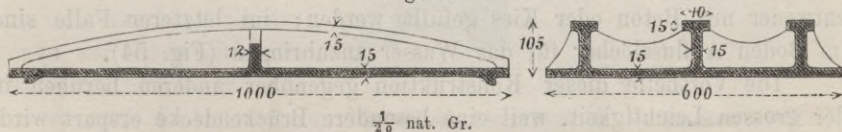
Wir wählen hiernach zunächst $h = 14$. Nach den Formeln 6 wird alsdann:

$$b \delta = \frac{5 \cdot 100}{0,96 \cdot 3 \cdot 14} + \frac{14 \cdot 1,5}{12} = 14,15$$

$$b_1 \delta_1 = \frac{5 \cdot 100}{2,4 \cdot 3 \cdot 14} - \frac{4 \cdot 14 \cdot 1,5}{15} = -0,64.$$

Da sich $b_1 \delta_1$ negativ ergibt, so muss, wenn $d = \delta = 1,5 \text{cm}$ beibehalten werden soll, die Höhe kleiner genommen werden (wie übrigens auch schon aus dem vorigen Beispiele folgt).

Fig. 53.



Nach der ersten der Formeln 6 wird $b \delta = \frac{173,6}{h} + 0,125 h$. Da nun $b \delta$, wenn wir die Minimaldicke von $1,5 \text{cm}$ beibehalten, mindestens $= 30$ sein muss, so wird für das grösste wählbare h : $30 = \frac{173,6}{h} + 0,125 h$ oder $h^2 - 240 h + 1389 = 0$, also $h = 5,9 \text{cm}$.

Da indess eine etwas grössere Höhe zweckmässig erscheint, so ist die Berechnung nur auf Druckfestigkeit nach Formel 10 vorzunehmen. Nach dieser wird, wenn wir $d = \delta = 1,5$, $b = 20$, $l = 100$, $D = 5$, $\mathfrak{R} = 0,6$, $e = 3$ setzen:

$$\frac{240b_1 + 80h + 4b_1h + h^2}{40 + h} h = 277,8 \text{ oder}$$

$$b_1 = \frac{2778 + 69,43h - 20h^2 - 0,25h^3}{(60 + h)h}$$

Hiernach ergibt sich für $h = 7 \ 8 \ 9 \ 10$ bezüglich $b_1 = 4,76 \ 3,52 \ 2,58 \ 1,75$, $F = 142,9 \ 141,8 \ 142,1 \ 142,9$, wonach die günstigste Höhe ungefähr $8,3\text{cm}$ ist.

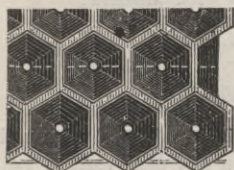
Wir wählen nach dieser vorläufigen Näherungsberechnung die obere Rippe im Ganzen 4cm breit, $1,5\text{cm}$ hoch. Bei genauer Berechnung erhalten wir für die Gesamthöhe $h = 9 \ 10 \ 11$ bezüglich $F = 135,0 \ 139,5 \ 144,0$, das statische Moment für die untere Kante $S = 337,5 \ 391,5 \ 450,0$ daher der Abstand des Schwerpunktes $x = \frac{S}{F} = 2,50 \ 2,81 \ 3,13$; ferner wird das Trägheitsmoment für die untere Kante $I_1 = 1924 \ 2527 \ 3243$, also das Trägheitsmoment für die Schweraxe $I = I_1 - Fx^2 = 1080 \ 1428 \ 1837$. Da $e = h - x = 4,40 \ 5,14 \ 5,86$ ist, so wird $\frac{I}{e} = 166,1 \ 198,5 \ 233,3$.

Da andererseits $\frac{M}{\mathfrak{R}} = 208,3$ ist, so muss h zwischen 10 und 11 liegen; die Interpolation gibt $10,28$, dafür $10,3\text{cm}$.

Das Volumen einer Platte ergibt sich zu 12962kcm , das Gewicht derselben zu $94,6$ Klg., das Gewicht pro \square Meter zu 158 Klg.

§. 20. Zellenplatten. Mehrfach wurde die blosse Anwendung von Gussplatten als Brückendecke und Brückentafel vorgeschlagen, entsprechend dem schon mehrfach versuchten Gusseisenpflaster. Wir erwähnen hier nur die von John und Langer vorgeschlagene Konstruktion mit

Fig. 54.



Zellenplatten von John und Langer. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Zellenplatten (Fig. 54). Dieselbe ist dem amerikanischen Zellenpflaster nachgebildet und unterscheidet sich nur durch die Anwendung einer schmiedeeisernen Bodenplatte. Die Schmiedeeisenplatte wird mit vielen Löchern versehen und so in die Gussform eingelegt, dass eine Vereinigung mit dem Gusseisen erfolgt. Die Zellenplatten sind quadratisch mit etwa $0,6\text{m}$ Seitenlänge, $5,2\text{mm}$ Höhe; die Zellen in Form der Bienenzellen haben etwa 50mm Durchmesser, die Wandungen 5mm Dicke; die Blechtafel hat etwa 20mm Dicke. Die Zellen sollen entweder mit Beton oder Kies gefüllt werden; im letzteren Falle sind im Boden Abflusslöcher für das Wasser anzubringen (Fig. 54).

Die Vortheile dieser Konstruktion gegenüber anderen beruhen in der grossen Leichtigkeit, weil eine besondere Brückendecke erspart wird, dem hübschen Aussehen und gegenüber dem gewöhnlichen Pflaster in der Vermeidung von Stössen beim Fahren. Indess hat diese Konstruktion dennoch bis jetzt keine Verbreitung gefunden, da man sie wahrscheinlich zu unsicher hält, indem man bei direkter Einwirkung der Lasten ein Brechen des Gusseisens fürchtet.

Die Berechnung der Tragfähigkeit kann, wenn man auch den Boden ganz aus Gusseisen bestehend voraussetzt, leicht geschehen, da der Querschnitt aus T-förmigen Elementen besteht. Nimmt man die Zellen zu 50^{mm} im lichten Abstände zweier parallelen Seiten, die Wanddicke zu 5^{mm} , die ganze Höhe zu h (in Centimetern), die Dicke des Bodens zu $0,13 h$ an, so ergibt sich, wenn D die in der Mitte wirkende Last, l die freie Spannweite, b die Breite bezeichnet:

$$15. \quad D = \frac{0,056 h^2 b}{l} \text{ Tonnen.}$$

Bei den Langer'schen Platten ist $h = 5,2$ und $b = l$, also $D = 0,056 \cdot 5,2^2 = 1,51$ Tonnen bei etwa 10 facher Sicherheit. Bei den mit diesen Platten vorgenommenen Versuchen soll sich bei einer Belastung durch 5,6 Tonnen in der Mitte und durch starkes Schlagen mit einem 28 Klgr. schweren Hammer keine Einbiegung gezeigt haben.

Das Volumen ergibt sich pro \square Meter für das Eisen zu $2809 h$, für den Schotter zu $7191 h$, daher das Gewicht etwa pro \square Meter für das Eisen zu $20 h$, für den Schotter zu $13 h$ Klgr. Für $h = 5^m$ ergibt sich für das Eisen 100, für den Schotter 65 Klgr.

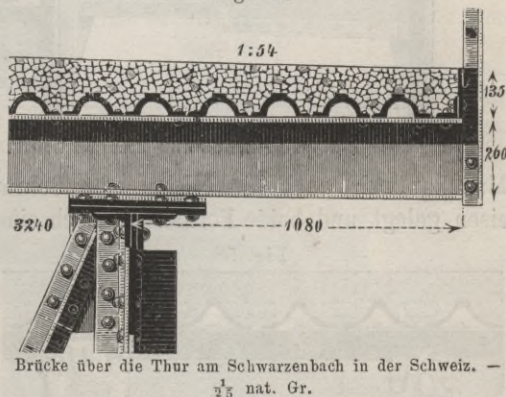
C. Schmiedeeisen.

§. 21. **Abdeckung durch Formeisen.** Neben der noch zu besprechenden Abdeckung durch Bleche in verschiedener Form hat in neuerer Zeit auch eine Abdeckung durch Formeisen vielfach Anwendung gefunden. Sie hat der Ab-

deckung durch Blech gegenüber den Vortheil leichterer Anwendbarkeit, indem die Formeisen in beliebigen Längen angewendet werden und bei geringer Veränderlichkeit des Zwischenraumes alle Breiten damit ausgefüllt werden können, dass man sie überhängend anordnen, auf ihnen leicht Geländer etc. anbringen kann

u. s. w.; auch die Entwässerung durch die zwischen den Formeisen bleibenenden Lücken ist hier eine vollkommenerere. Dagegen ist die Druckvertheilung, weil jedes Formeisen für sich wirkt, d. h. den empfangenen Druck nicht auf die nächsten Formeisen überträgt, etwas ungünstiger. Es wurde zwar vorgeschlagen, die einzelnen Formeisen zum eben genannten Zwecke durch untergenietete Formeisen zu verbinden; indess hat man davon

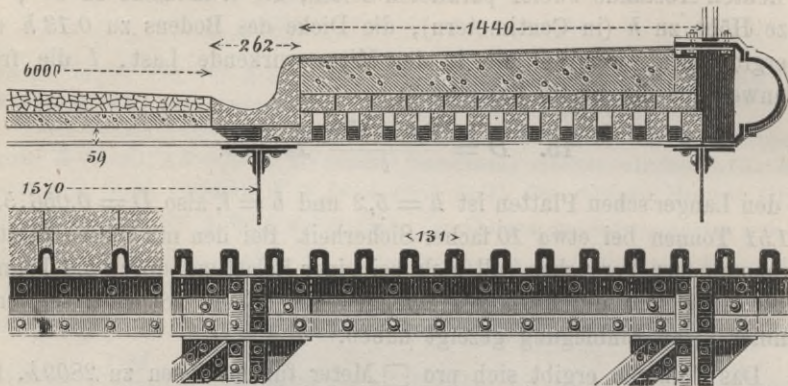
Fig. 55.



Brücke über die Thur am Schwarzenbach in der Schweiz. —
 $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

keinen allgemeineren Gebrauch gemacht, da der hierdurch erzielte Minderbedarf durch den Mehrbedarf an untergenieteten Formeisen wieder aufgehoben wird.

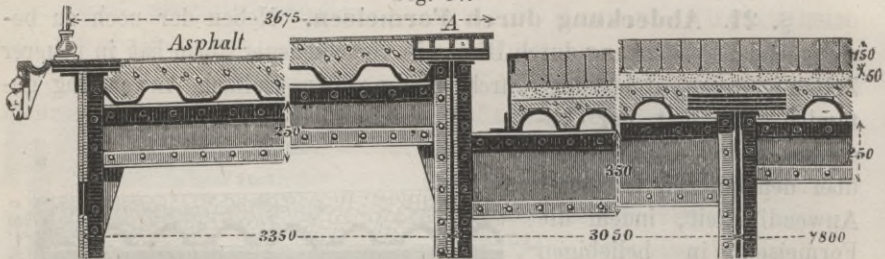
Fig. 56.



Brücke über die Lahn in Ems (Bogenbrücke). — $\frac{3}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Die Formeisen werden entweder der Quere nach direkt auf die Hauptträger oder auf Nebenträger (Fig. 56, 58 und 59) oder der Länge nach auf die Querträger (Fig. 55 und 57) gelegt. Es genügt, jedes Formeisen auf jedem Träger durch einen schwachen Niet zu befestigen.

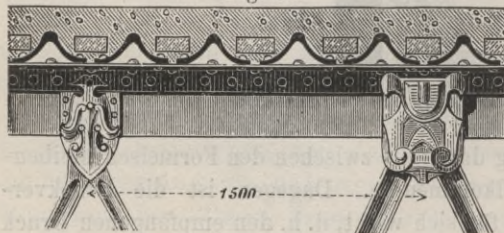
Fig. 57.



Brücke über die Reuss bei Luzern. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Man hat wohl auch die Nieten oder Schrauben zwischen je zwei Formeisen gelegt und beide Formeisen durch ein Deckblättchen niedergehalten.

Fig. 58.



Arcol-Brücke über die Seine in Paris. — $\frac{1}{35}$ nat. Gr.

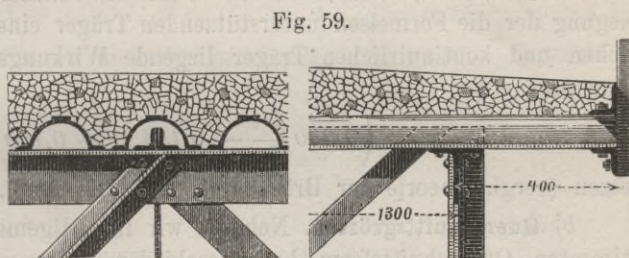
grösseren Abstand von 10 bis 12 Centim. angewendet und alsdann die Zwischenräume durch regelmässige grössere Steine ausgepackt (Fig. 60);

Man gibt den Formeisen gewöhnlich einen Abstand von 2 bis 3 Centim. und überdeckt diese Lücken etwas sorgfältiger durch grössere Steine, um das Durchfallen von feinerem Schotter zu verhüten. Man hat auch mehrfach einen

hier werden natürlich stärkere, etwa 40 Prozent schwerere Formeisen nothwendig; man erspart indess etwa 60 Prozent im Eisenbedarf. Auch durch Flacheisen hat man die Zwischenräume abgedeckt (Falkenstrassenbrücke in Dresden).

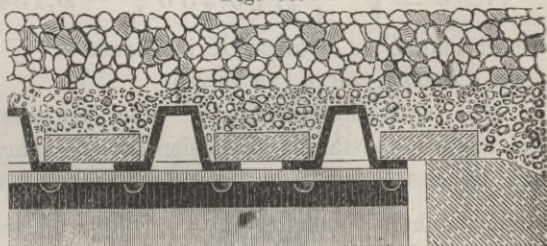
Was nun die Form des Querschnittes anbelangt, so findet man dieselbe ziemlich verschieden. Wichtig ist, dass das Material günstig vertheilt sei, um bei gegebener Tragfähigkeit eine möglichst kleine Querschnittsfläche zu erfordern, dass also das Material von der horizontalen Schweraxe möglichst weit entfernt, dass aber gleichzeitig die Breite möglichst gross sei. Das T-Eisen erfüllt beide Bedingungen zu wenig; bei der Brücke über die Lahn in Ems (Fig. 56) hat man Brückschienen, welche früher mehrfach als Eisenbahnschienen in Anwendung waren,

benützt; aber auch diese erfüllen beide Bedingungen zu wenig. Wesentlich geeigneter sind die z. B. bei der Acolbrücke in Paris angewendeten Barlowschienen (Fig. 58), welche auf kurze Zeit als eiserner Eisenbahnoberbau in Anwendung standen. Am meisten geeignet erscheinen indess die gegenwärtig vielfach in Anwendung kommenden Vautherlin- und Zoreseisen (Fig. 62 und 63), weil hier beide Bedingungen, soweit dies der Walzprozess gestattet, möglichst erfüllt sind. Die ersteren haben ihre eigentliche Bestimmung als Querschwellen der Eisenbahnen; die letzteren werden jetzt vielfach fast lediglich zum Zwecke des Brückenbelages als Belageisen hergestellt. Die gewölbte Form der Zoreseisen entspricht den hier allseitig wirkenden Drücken etwas besser, als die eckige Form der Vautherineisen. Um diese Eisen leicht befestigen zu können und mit ihnen leicht andere Theile, z. B. Geländer, leicht verbinden zu können, gibt man ihnen am besten zwei Füsse und eine ebene Kopfplatte.



Strassenbrücke der Schweizer. Nordostbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Fig. 60.



Chausseebrücke in der preuss. Provinz Ostpreussen. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

wirkenden Drücken etwas besser, als die eckige Form der Vautherineisen. Um diese Eisen leicht befestigen zu können und mit ihnen leicht andere Theile, z. B. Geländer, leicht verbinden zu können, gibt man ihnen am besten zwei Füsse und eine ebene Kopfplatte.

§. 22. Berechnung der Formeisen.

a) **Moment.** Hinsichtlich der Druckvertheilung durch den Schotter kann man die in §. 13 aufgestellte Regel anwenden. Bezeichnen wir

den Abstand zweier Formeisen von Mitte zu Mitte mit b_2 , die Breite, auf welche sich der Druck der Länge und Breite nach vertheilt, mit b_1 , den Raddruck mit D , so ist der auf ein Formeisen kommende Druck $= D \frac{b_2}{b_1}$. Ist das Eigengewicht pro Flächeneinheit der Bahn $= g_1$, so ist die Belastung pro Längeneinheit eines Formeisens $= g_1 b_2$. Fasst man die Formeisen als einfache Träger auf, so wird bei der freien Spannweite l das Maximalmoment

$$M = \frac{1}{8} \left(2 \frac{Dl}{b_1} - D + g_1 l^2 \right) b_2.$$

Fasst man dagegen die Formeisen als kontinuierliche Träger auf, so ergeben sich statt der Koeffizienten $0,250$, $0,125$, $0,125$ für ein Endfeld die Koeffizienten $0,220$, $0,142$, $0,078$. Da mit Rücksicht auf die Durchbiegung der die Formeisen unterstützenden Träger eine zwischen dem einfachen und kontinuierlichen Träger liegende Wirkungsweise entsteht, so kann man etwa

$$16. \quad M = \left(0,230 \frac{Dl}{b_1} - 0,134 D + 0,100 g_1 l^2 \right) b_2$$

setzen (vergl. Theorie der Brücken, I. Heft, II. Aufl., S. 147 und 105).

b) **Querschnittsgrößen.** Nehmen wir im Allgemeinen bei einer bestimmten Querschnittsform bei verschiedenen Dimensionen die Querschnitte als ähnlich an, so kann man das Widerstandsmoment, wenn b die Breite des Formeisens und A einen konstanten, von der Querschnittsform abhängigen Koeffizienten bezeichnet: $\frac{I}{e} = A b^3$ setzen. Setzt man diesen Ausdruck $= \frac{M}{K}$ und das Verhältniss $\frac{b_2}{b} = \beta$, so wird:

$$17. \quad b = \sqrt{\frac{\beta l}{A K} \left(0,230 \frac{D}{b_1} - 0,134 \frac{D}{l} + 0,100 g_1 l \right)}.$$

Nimmt man D in Tonnen, K in Tonnen pro \square Met., l , b , b_2 in Centim., so ist $0,0001 g_1$ für g_1 zu setzen.

Die Querschnittsfläche F eines Formeisens lässt sich, wenn B wieder einen konstanten Koeffizienten bezeichnet, $= B b^2$ setzen. Demnach ist das Gewicht g pro Flächeneinheit, wenn γ das Gewicht der Volumeneinheit bezeichnet, $= \gamma F \frac{1}{b_2} = \frac{\gamma F}{\beta b} = \frac{\gamma B b}{\beta}$, d. i.:

$$18. \quad g = B \gamma \sqrt{\frac{l}{A K \beta} \left(0,230 \frac{D}{b_1} - 0,134 \frac{D}{l} + 0,100 g_1 l \right)}.$$

Um Näherungsregeln zu erhalten, kann man durchschnittlich etwa $0,1 g_1 l = 0,031 \cdot 0,23 \frac{D}{b_1}$, $0,134 \frac{D}{l} = 0,146 \cdot 0,23 \frac{D}{b_1}$ und $\beta = 1,1$ setzen. Setzt man ausserdem noch $K = 0,8$ Tonnen pro \square^{cm} , $\gamma = 0,0078$ Klgr. pro \square^{cm} , so wird:

$$19. \quad b = 0,53 \sqrt{\frac{Dl}{A b_1}} \text{ Centim.},$$

$$20. \quad g = 37,5 B \sqrt{\frac{Dl}{Ab_1}} \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Man kann innerhalb der hier vorkommenden Grenzen annähernd $\sqrt{Dl} = 0,8 + 0,3 Dl$ (l in Met.) = $8 + 0,03 Dl$ (l in Centim.) setzen. Setzt man ausserdem $b_1 = 30 \text{ cm}$, so wird $\sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 1,46 + 0,0055 Dl$.

Wir wollen nun diese Regeln auf einige Querschnittsformen anwenden.

1. **T-Eisen.** Nach den deutschen Normalprofilen (vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, sowie vom deutschen Ingenieurvereine aufgestellt) ist annähernd für breitbasige T-Eisen ($b = 2h$):

$$A = 0,00504, \quad B = 0,120, \quad \sqrt{\frac{1}{A}} = 14,1, \quad \frac{B}{\sqrt{A}} = 1,69, \quad \text{für hochstegige}$$

$$\text{T-Eisen } (b = h): \quad A = 0,0257, \quad B = 0,209, \quad \sqrt{\frac{1}{A}} = 6,24, \quad \frac{B}{\sqrt{A}} = 1,30.$$

Die Näherungsregeln 19 und 20 geben daher für breitbasige T-Eisen:

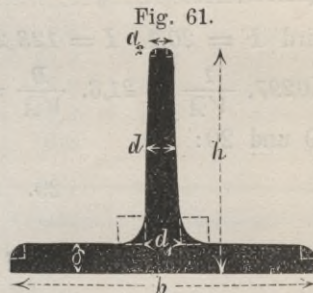
$$21. \quad b = 7,47 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$22. \quad g = 63,4 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 93 + 0,349 Dl$$

und für hochstegige T-Eisen:

$$23. \quad b = 3,31 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$24. \quad g = 48,8 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 59 + 0,268 Dl.$$



2. **Brückschienen.** Bei mittleren Dimensionen (Vorträge über Eisenbahnbau, I. Heft, III. Aufl., S. 72) der früher üblichen Brückschienen (Breite $b = 134$, Höhe $h = 58$, Stegdicke = 17 , Kopfbreite 55 , Stegdicke 17 , Fussdicke 11 mm) wird $F = 32,9 \square \text{ cm}$, $I = 115 \text{ cm}$, $\frac{I}{e} = 35 \text{ cm}$ und hiernach $A = 0,0145$, $B = 0,183$, $\frac{1}{\sqrt{A}} = 8,29$, $\frac{B}{\sqrt{A}} = 1,52$, also nach den Näherungsformeln 19 und 20:

$$25. \quad b = 4,39 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}}.$$

$$26. \quad g = 57,0 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 83 + 0,313 Dl.$$

Bei den oben angegebenen Dimensionen wiegt ein lauf. Met. Schiene $25,7$ Klgr., $1 \square \text{ m}$ Belag 170 Klgr.

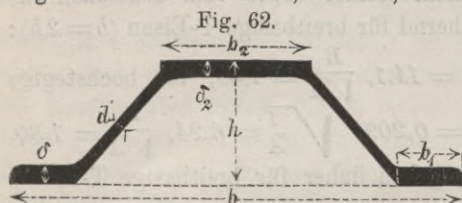
3. **Barlowschienen.** Bei den angewendeten Dimensionen (Vorträge über Eisenbahnbau, I. Heft, III. Aufl., S. 194) der Barlowschienen (Breite 300 , Höhe 145 , Kopfbreite 58 mm) wird $F = 61 \square \text{ cm}$, $I = 1276$, $\frac{I}{e} = 172$, hiernach $A = 0,00640$, $B = 0,068$, $\frac{1}{\sqrt{A}} = 12,5$, $\frac{B}{\sqrt{A}} = 0,847$, also nach den Näherungsformeln 19 und 20:

$$27. \quad b = 6,62 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$28. \quad g = 31,8 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 46 + 0,175 Dl.$$

Bei den angegebenen Dimensionen wiegt ein lauf. Met. Schiene 47,6 Klgr., 1 \square^m Belag 146 Klgr.

4. **Vautherin-Schwellen** (Fig. 62). Bei mittleren Dimensionen (Vorträge über Eisenbahnbau, I. Heft, III. Aufl., S. 187) des jetzt für eiserne



Querschwellen in Anwendung stehenden Vautherin'schen Profiles (Breite 260, Höhe 65, Breite der Füße 40, Breite des Kopfes 80, Dicke der Füße, der Stege und des Kopfes 8 4,5 8mm)

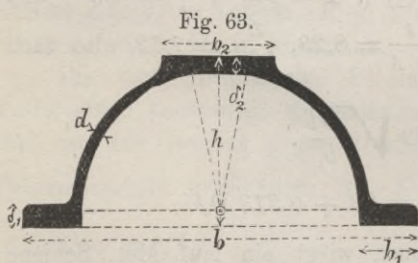
wird $F = 20,1$, $I = 123,2$, $\frac{I}{e} = 37,5$, hiernach $A = 0,00214$, $B = 0,0297$, $\frac{1}{\sqrt{A}} = 21,6$, $\frac{B}{\sqrt{A}} = 0,643$, also nach den Näherungsformeln 19 und 20:

$$29. \quad b = 11,5 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$30. \quad g = 24,1 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 35 + 0,132 Dl.$$

Bei den angegebenen Dimensionen wiegt ein lauf. Met. Schwelle 15,7 Klgr., 1 \square^m Belag 60 Klgr.

5. **Zoreiseisen**. Bei den bisher angewendeten Dimensionen (Fig. 63) ist im Mittel: Höhe $h = 0,38b$, Fussbreite $b_1 = 0,15b$, Kopfbreite $b_2 = 0,30b$,



Fussdicke $\delta_1 = 0,040b$, Kopfdicke $\delta_2 = 0,035b$, Stegdicke $\delta = 0,025b$. Ist noch der Abstand des Mittelpunktes von der Basis $= 0,013b$, so wird $A = 0,00428$, $B = 0,0430$, $\frac{1}{\sqrt{A}} = 15,3$, $\frac{B}{\sqrt{A}} = 0,657$, also nach den Näherungsformeln 19 und 20:

$$31. \quad b = 7,81 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$32. \quad g = 24,6 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} = 36 + 0,135 Dl.$$

Nach den deutschen Normalprofilen (vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, sowie vom deutschen Ingenieurvereine aufgestellt), bei denen $h = 0,42b$ bis $0,46b$ ist (Fig. 64), wird durch-

schnittlich $A = 0,00567$, $B = 0,0453$,

$$\frac{1}{\sqrt{A}} = 13,3, \quad \frac{B}{\sqrt{A}} = 0,602 \text{ und somit}$$

$$33. \quad b = 7,04 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}},$$

$$34. \quad g = 22,6 \sqrt{\frac{Dl}{b_1}} \\ = 33 + 0,124 Dl,$$

somit das Gewicht um 8 Prozent kleiner.

Die deutschen Normalprofile enthalten die folgenden 5 Nummern:

Nummer	h	b	b_1	b_2	d	$d_1 = d_2$	$\frac{2I}{n}$	Gewicht von		
								1 lauf. Meter	1 □ Meter	
5	50	120	21	33	3	5	9,6	5,3	40	
6	60	140	24	38	3,5	6	15,9	7,3	47	
7½	75	170	28,5	48,5	4	7	28,3	10,3	55	
9	90	200	33	53	4,5	8	45,9	13,8	63	
11	110	240	39	63	5	9	76,2	18,6	70	
Millimeter							Centimet.	Kilogramm		

Der Schwerpunkt liegt fast genau in der Mitte der Höhe; $\frac{2I}{h}$ ist daher das Widerstandsmoment.

Hiernach verhalten sich die Gewichte pro □ Meter für Brückschienen, hochstellige T-Eisen, Barlowschienen, Vautherin-Schwellen und Zoreseisen bei gleichem Raddruck und gleicher freier Spannweite ungefähr wie 237 : 200 : 156 : 102 : 100.

Das Gewicht des zur Ausgleichung dienenden Schotters beträgt bei einem spec. Gewicht von 1,9 bei Vautherinschwellen $2,35 b$, bei Zoreseisen $3,17 b$ Klgr. pro □ Met. (b in Centim.), d. i. bei den gewöhnlichen Dimensionen etwa 60 Klgr. pro □ Met., allgemeiner 110 Prozent vom Gewichte des Belageisens. Beton ist ungefähr 30 Prozent schwerer.

Lässt man die Formeisen über die äusseren Träger um a hervorragen (Fig. 59), so würde das Maximalmoment in den vorstehenden Theilen $= D \frac{b_2}{b_1} a + 0,5 g_1 b_2 a^2$. Setzt man dieses Momente 16 gleich, so ergibt sich der grösste zulässige Werth für a . Vernachlässigt man g_1 , so wird:

$$\max a = 0,22 l.$$

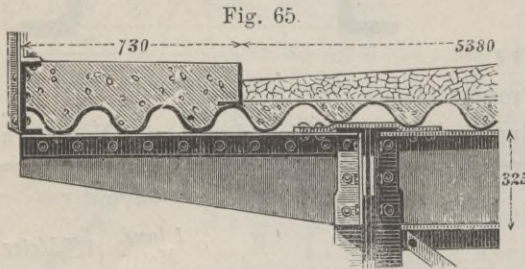
In Formel 19 bis 34: g in Klgr. pro □ Met., D in Tonnen, l , b und b_1 in Centim.

Fig. 64.



Hierbei wurde vorausgesetzt, dass die Fahrbahn bis zum Geländer reiche. Liegen seitlich Fusswege, auf welche keine Räder gelangen können, so kann a natürlich grösser sein.

§. 23. **Wellenblech.** Das Wellenblech oder Wellblech (*la tôle ondulée*, — *the corrugated plate*) hat im Hochbaue zu

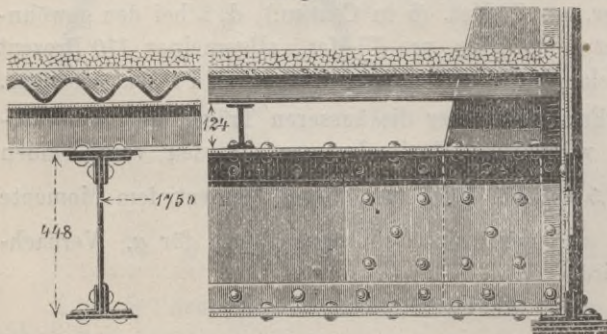


Eisenbahnüberbrückung in der Strasse von Ulm nach Blaubeuren. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

verschiedenen Zwecken schon seit längerer Zeit Anwendung gefunden, jedoch nur in geringen Stärken. Zum Belage der Brückenbahnen ist es indess erst in neuerer Zeit in Anwendung gekommen. Es unterliegt keinem Zweifel, dass sich dieses Blech sehr gut zur Bedeckung eignet, da bei geeigneter Querschnittsform geringe Dicken genügen. Gewöhnlich bilden die Wellen im Querschnitte Kreisbögen von 120 bis 180 Centriwinkel (Fig. 66, 67 und 70); seltener hat man Wellenblech mit mehr trapezförmigen Wellen (Fig. 57) angewendet. Die Wellen haben 130 bis 250^{mm} Breite, 27 bis 125^{mm} Höhe, 1 bis 7^{mm} Dicke.

In neuerer Zeit ist von mehreren Firmen (zuerst Hein, Lehmann & C. in Berlin), das sogenannte Trägerwellblech oder Trägerblech in den Handel gekommen, welches sich von dem bisher angewendeten flachen Wellenblech dadurch unterscheidet, dass das Verhältniss der Wellenhöhe zur Wellenbreite ein viel grösseres ist, indem die Axe des Profils (Fig. 71) aus Halbkreisen und vertikalen Geraden besteht. Die Tragfähigkeit wird hierdurch bei gleicher Höhe und Dicke und unter sonst gleichen Umständen eine grössere. Die Wellen haben hier 70 bis 100^{mm} Breite, 50 bis 130^{mm} Höhe, 1 bis 5^{mm} Dicke.

Fig. 66.



Strassenbrücke über die Müglitz in Sachsen. $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Die Blechtafeln haben 2 bis 6^m Länge und bis zu 1^m Breite. Hiernach kann man je zwei oder drei Felder von 0,7 bis 2,0^m Weite mit einer Tafel bedecken, so dass das Wellenblech als kontinuierlicher Träger wirkt. Man hat auch die Tafeln

in der Längsrichtung ein wenig nach oben gebogen (gewölbt oder bombirtes Wellenblech), um die Tragfähigkeit zu erhöhen (falls der Horizontalschub aufgehoben wird) und dem Wasser einen besseren Abfluss zu verschaffen; hier kann man allerdings die Tafeln nur von Träger zu Träger legen. Der Konstruktion des Fahrbahngerippes entsprechend, wird man die Wellen im Allgemeinen senkrecht zur Brückenrichtung anordnen (Fig. 66 bis 69); in einzelnen Fällen hat man die Wellen in der Längsrichtung angeordnet (Fig. 65). In ersterem Falle ist durch Schieflegen der Bahn leichter eine Entwässerung möglich. Jede Welle pflegt man auf jedem Träger durch einen Niet von geringer Dicke zu befestigen; die Ränder lässt

man auf etwa 0,25 der Wellenbreite über einander greifen und verbindet sie durch einige Nieten (Fig. 67 und 68).

Die Stösse legt man am besten über einen Träger (Fig. 67); indess hat man auch schwebende Stösse (Fig. 68) angewendet, die indess wohl nicht zu empfehlen sind, da die Tragfähigkeit hierdurch vermindert wird oder bei

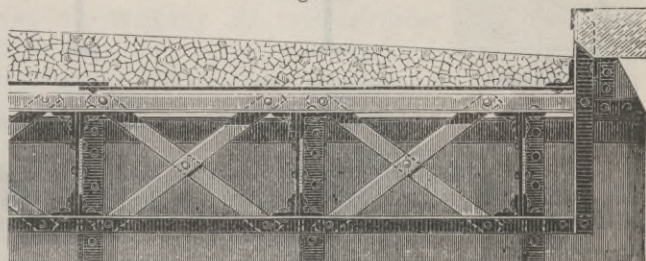
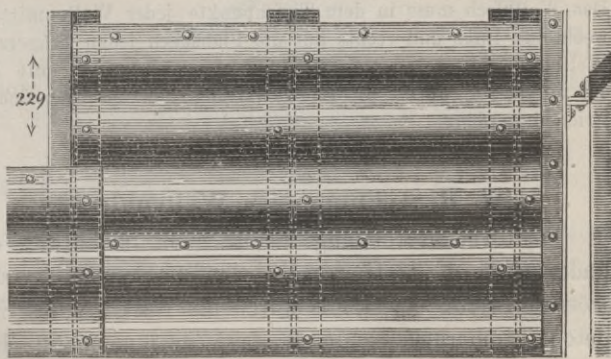


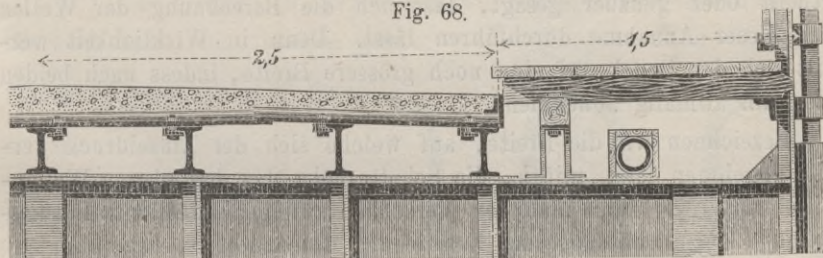
Fig. 67.

Strassenbrücke über den Main bei Eltman in Baiern. (Gerber). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

gegebenen Tragfähigkeit stärkere Bleche erforderlich werden.

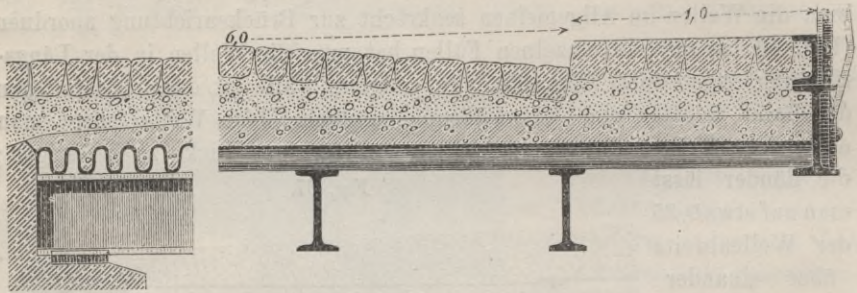
Zur Abführung des Wassers gibt man dem horizontal liegenden Wellenbleche an den tiefsten Stellen oft Löcher, welche indess, da sie nur

Fig. 68.

Brücke über den Inn bei Passau. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

klein sein können, nur unvollkommen wirken. Statt dessen hat man auch die Wellen mit hydraulischem oder Asphaltbeton ausgefüllt. Ersterer erhält indess leicht Risse, durch welche das Wasser bis auf das Blech eindringen kann.

Fig. 69.

Brücke in der Königsberg-Tilsiter Strasse. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Die Vorschriften des bairischen Ministeriums des Innern hinsichtlich der eisernen Strassenbrücken enthalten: Um den Ablauf des durch die Decklage (Schotter) sickern den Wassers zu befördern, ist die Axe der Wellen senkrecht zur Strassenrichtung mit einem Gefälle von 1,5 Prozent nach beiden Seiten zu legen. — Das Wellblech muss in dem Tiefenpunkte jeder Welle mit 16mm starken Nieten abwechselnd links und rechts auf die Flanschen jeden Trägers vernietet werden. — Das Wellblech soll vor der Verwendung allseitig dreimal mit Eisenoxydfarbe und nach der Montirung durch die Bauverwaltung auf der Oberfläche mit Asphalttheer angestrichen werden.

§. 24. Berechnung des Wellenbleches.

a) **Druckvertheilung.** Es ist nicht leicht, die Vertheilungsweise eines Raddruckes zu bestimmen; jedenfalls vertheilt sich derselbe auf eine grössere Breite, einestheils durch die Wirkung des Schotters, Kieses oder Betons, andernteils durch den Zusammenhang der einzelnen Wellen. Versuche von Fränkel, Gilles und Lucq, Lempe etc. haben gezeigt, dass sich bei den gewöhnlichen Dicken und Wellenbreiten bei keiner oder geringer Ueberschüttung ein einzelner Druck auf etwa $1\frac{1}{2}$ bis 2 Wellen, bei einer Ueberschüttung von 0,25m Höhe auf etwa 3 Wellen vertheilt oder genauer gesagt, dass sich die Berechnung der Wellen unter dieser Annahme durchführen lässt. Denn in Wirklichkeit vertheilt sich der Druck auf eine noch grössere Breite, indess nach beiden Seiten hin allmähig abnehmend.

Bezeichnen wir die Breite, auf welche sich der Einzeldruck vertheilt annehmen lässt, mit b_1 , die Schotterhöhe über dem oberen Wellenscheitel mit z , so kann man den Versuchen zufolge, indess mit Berücksichtigung der Abnützung und Erweichung des Schotters, ungefähr:

$$35. \quad b_1 = 30 + 1,5 z \text{ Centim.}$$

annehmen; bei 20^{cm} Wellenbreite würde sich hiernach der Druck für $z = 0$ 10 20 25^{cm} auf $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{4}$, 3 $3\frac{1}{3}$ Wellen vertheilen. Die Länge b_2 , auf welche sich der Druck in Richtung der Wellenaxen vertheilt, lässt sich nach §. 13 bestimmen.

b) **Moment.** Bezeichnen wir nun die freie Spannweite des Wellenbleches mit l , den Raddruck mit D , das Eigengewicht pro Flächeneinheit mit g_1 , die Breite einer Welle mit b , so kann man das Moment M , welches auf die Breite 1 wirkt,

$$36. \quad M = \frac{D(2l - b_2) + g_1 b_1 l^2}{8b_1}$$

setzen, wenn wir von der Wirkung als kontinuierlicher Träger absehen, da zuweilen die Bleche nur von Träger zu Träger reichen. Für l lässt sich indess die lichte Weite zwischen den Trägerkanten einführen.

c) **Querschnittsgrößen.**

Wenn man die Dicke δ als sehr klein gegen die Breite und Höhe voraussetzt, so ergibt sich leicht als Ausdruck für das Trägheitsmoment I des Querschnittes

in Beziehung auf seine horizontale Schweraxe beim flachen Wellenblech (Fig. 70) und für ein Stück des Wellenbleches von der Breite 1:

$$37. \quad I = \frac{2r^3}{b} \operatorname{arc} \alpha \left[1 + 2 \left(1 - \frac{h}{2r} \right)^2 \right] \delta - \frac{3}{2} r^2 \left(1 - \frac{h}{2r} \right) \delta,$$

wenn r den Radius, h die Höhe der Mittellinie des Bleches, α den halben Centriwinkel bezeichnet. Die Bogenlänge s einer Welle ist $s = 4r \operatorname{arc} \alpha$. Hiernach ergibt sich für:

$h = 0,25$	$0,30$	$0,35$	$0,4$	$0,5 \cdot b$
$\alpha = 53^{\circ}8'$	$61^{\circ}58'$	$70^{\circ}2'$	$77^{\circ}20'$	90°
$r = 0,313$	$0,283$	$0,266$	$0,261$	$0,250 \cdot b$
$s = 1,159$	$1,226$	$1,301$	$1,391$	$1,571 \cdot b$
$I = 0,0946$	$0,0143$	$0,0205$	$0,0295$	$0,0491 \cdot b^2 \delta$
$= 0,1514$	$0,1591$	$0,1672$	$0,1769$	$0,1964 h^2 \delta$

Hiernach kann man ziemlich genau:

$$37a. \quad I = \left(0,105 + 0,180 \frac{h}{b} \right) h^2 \delta$$

setzen.

Für das Trägerwellenblech (Fig. 71) wird das Trägheitsmoment für die Schweraxe, wenn a_1, a_2 den äusseren

Fig. 70.

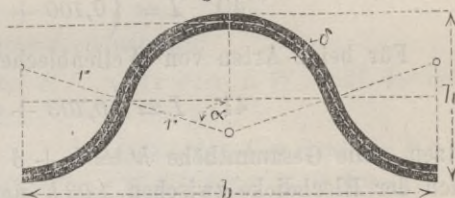
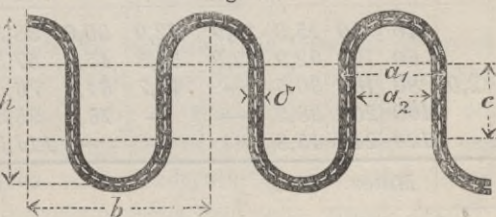


Fig. 71.



und inneren Durchmesser, b die Wellenbreite, c die Höhe des geraden Theiles bezeichnet, genau

$$33. I = \left[\frac{\pi}{64} (a_1^4 - a_2^4) + \frac{1}{6} c (a_1^3 - a_2^3) + \frac{\pi}{16} c^2 (a_1^2 - a_2^2) + \frac{1}{12} c^3 (a_1 - a_2) \right] \frac{1}{b}.$$

Ist a der mittlere Durchmesser, h die mittlere Höhe, δ die Blechdicke, so wird, wenn man die Blechdicke δ gegen a und h sehr klein annimmt,

$$39. I = \frac{1}{48} \frac{\delta}{a} [(9\pi - 28) a^3 - 12(\pi - 3) a^2 h + 6(\pi - 2) a h^2 + 4h^3] \\ = \frac{\delta}{2a} [0,01143 a^3 - 0,0708 a^2 h + 0,2854 a h^2 + 0,1667 h^3].$$

Sehr nahe wird hiernach

$$40. I = \left(0,100 + 0,193 \frac{h}{b} \right) h^2 \delta.$$

Für beide Arten von Wellenblechen lässt sich annähernd

$$41. I = \left(0,103 + 0,186 \frac{h}{b} \right) h^2 \delta$$

setzen. Die Gesamthöhe $h' = h + \delta$ des Wellenbleches schwankt je nach der Blechdicke zwischen $1,03 h$ und $1,07 h$ und lässt sich durchschnittlich zu $1,05 h$ annehmen. Alsdann wird das Widerstandsmoment W für 1 Meter Breite allgemein, wenn man noch $\frac{h}{b} = n$ setzt, in Centimetern:

$$42. W = \frac{2I}{h'} = (19,6 + 35,4n) h \delta.$$

In der folgenden Tabelle sind für die in Anwendung gekommenen (indess zu einer regelmässigen Skala abgeänderten) Dimensionen die Widerstandsmomente W zusammengestellt.

Gattung	$\frac{b}{h}$	b	$\frac{W}{\delta}$	Widerstandsmoment W für 1 Meter Breite und für $\delta =$									
				1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	
Flaches Wellenblech	2,5	20	50	6,6	6,6	9,9	13,2	—	—	—	—	—	—
		40	100	13,8	13,8	21,7	27,6	34,5	41,4	—	—	—	—
		60	150	20,6	—	30,9	41,2	51,5	61,8	82,4	—	—	—
		80	200	27,5	—	—	55,0	68,7	82,5	110,0	138,5	—	—
		100	250	34,4	—	—	—	86,0	103,2	137,6	172,0	206,4	—
		120	300	46,3	—	—	—	—	123,9	165,2	206,5	247,8	289,1
	2,0	40	80	15,3	15,9	22,9	30,6	38,3	—	—	—	—	—
		60	120	22,9	22,3	34,3	45,8	57,3	68,7	—	—	—	—
		80	160	30,5	—	45,7	61,0	76,3	94,5	122,0	—	—	—
		100	200	38,2	—	—	76,4	95,5	114,6	152,8	191,0	—	—
120		240	45,8	—	—	—	114,5	137,9	183,2	229,0	274,8	—	
		Millim.	Cent.										

In den Formeln 42 bis 48 ist l, h, b_1, b_2, δ in Centimetern, W in Centimetern, D in Tonnen, M in Tonnencentimetern, g_1 in Ton. pro \square^m , g_2 in Klgr. pro \square Meter, K in Ton. pro \square^m zu nehmen.

Gattung	$\frac{b}{h}$	h	b	$\frac{W}{\delta}$	Widerstandsmoment W für 1 Meter Breite und für $\delta =$								
					1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7
Trägerwellenblech	1,5	40	60	17,8	17,8	26,7	35,6	—	—	—	—	—	—
		60	90	26,6	26,6	39,9	53,2	66,5	—	—	—	—	—
		80	120	35,5	35,5	53,2	71,0	88,8	106,5	—	—	—	—
		100	150	44,4	—	66,6	88,8	111,0	133,2	177,6	—	—	—
		120	180	53,3	—	—	106,6	133,2	159,9	213,2	266,5	—	—
	1,0	60	60	34,1	34,1	51,1	68,2	—	—	—	—	—	—
		80	80	45,4	45,4	68,1	90,8	113,5	—	—	—	—	—
		100	100	56,9	56,9	85,3	113,8	142,3	170,7	—	—	—	—
		120	120	68,3	—	102,4	136,6	170,8	204,9	273,2	—	—	—
	0,83	120	100	77,5	77,5	116,5	155,0	193,8	232,5	310,0	—	—	—
	Millim. Cent.				Centimeter								

Die Dicke δ ist hierbei in Millimetern zu nehmen.

d) Festigkeit. Setzt man nun $KI = Me$ oder $KW = M$, so ergibt sich nach Formel 36 und 42:

$$43. \quad h\delta = \frac{M}{K(19,6 + 35,4n)} = \frac{D(2l - b_2) + 0,0001g_1 l^2 b_1}{K b_1 (1,57 + 2,83n)}$$

Die Länge s der Axe einer Welle ist für flaches Wellenblech sehr nahe $s = (0,711 + 1,72n)b$. Für Trägerwellenblech ist genau $s = (0,571 + 2n)b$. Hiernach wird das Gewicht g eines \square Meters, wenn man das spezifische Gewicht zu 7,8 annimmt,

$$44. \quad \begin{cases} \text{Flaches Wellenblech:} & g = (55 + 134n)\delta, \\ \text{Trägerwellenblech:} & g = (44 + 156n)\delta. \end{cases}$$

Demnach wird ferner

$$\text{Flaches Wellenblech:} \quad \frac{g}{W} = 2,81 \frac{1 + 2,44 n}{1 + 1,81 n} \frac{1}{h},$$

$$\text{Trägerwellenblech:} \quad \frac{g}{W} = 2,24 \frac{1 + 3,55 n}{1 + 1,81 n} \frac{1}{h}.$$

Hiernach wird innerhalb der vorkommenden Grenzen ziemlich genau allgemein

$$45. \quad \frac{g}{W} = \frac{3,0 + 0,6n}{h}.$$

Bei gegebenem Widerstandsmomente W wird also das Gewicht g um so kleiner, je grösser man die Höhe h wählt. Die Dicke δ nimmt natürlich mit zunehmendem b bei gegebenem n ab; da aber zu kleine Dicken des Rostens und der zu geringen Steifigkeit (leichtere Deformation des Querschnittes) wegen zu verwerfen sind, andernteils eine sehr grosse Höhe auch eine sehr grosse Konstruktionshöhe und sehr grosse Ausfüll-

lungsmasse erfordert, so ist man mit der Wahl der Höhe beschränkt. Was die Wahl des Verhältnisses n anlangt, so wird nach Formel 45 das Gewicht um so kleiner, je kleiner man n , je flacher man also das Wellenblech wählt. Die Dicke wird dann natürlich um so grösser; zu grosse Dicken aber erschweren die Herstellung des Bleches. Sehr flaches Blech aber deformirt seinen Querschnitt leichter, als weniger flaches, so dass man auch hierin beschränkt ist. Man erhält passende Werthe, wenn man ungefähr

$$46. \quad n = 0,003W = 0,003 \frac{M}{K}$$

wählt.

Nach der Formel 36 wird ungefähr, wenn man für g , b_1 , b_2 , l durchschnittliche Werthe einführt, $M = 0,37Dl$ und wenn man $K = 0,8$ Ton. pro \square^{cm} wählt, $\frac{M}{K} = 0,47Dl$, also $n = 0,14Dl$. Die Formeln 44 geben alsdann, wenn man $\delta = 0,5^{cm}$ einführt, für flaches Wellenblech $g = 27,5 + 0,094Dl$, für Trägerwellenblech $g = 22,0 + 0,109Dl$ und im Mittel allgemein

$$47. \quad g = 25 + 0,10Dl \text{ Klgr. pro } \square^m,$$

wonach g etwa zwischen 35 und 90 Klgr. pro \square^m schwankt.

Das Volumen der durch Beton oder Kies bis zur Scheitelhöhe auszufüllenden Zwischenräume ist pro Flächeneinheit $= \frac{1}{2}h$, also das Gewicht g_2 der Füllmasse, wenn wir annähernd h zu $4 + 0,01Dl$ annehmen:

$$48. \quad \begin{cases} \text{für Kies} & g_2 = 9h = 36 + 0,09Dl, \\ \text{" Beton} & g_2 = 12h = 48 + 0,12Dl, \end{cases}$$

d. i. für Kies etwa 108, für Beton etwa 145 Prozent vom Gewichte des Eisens.

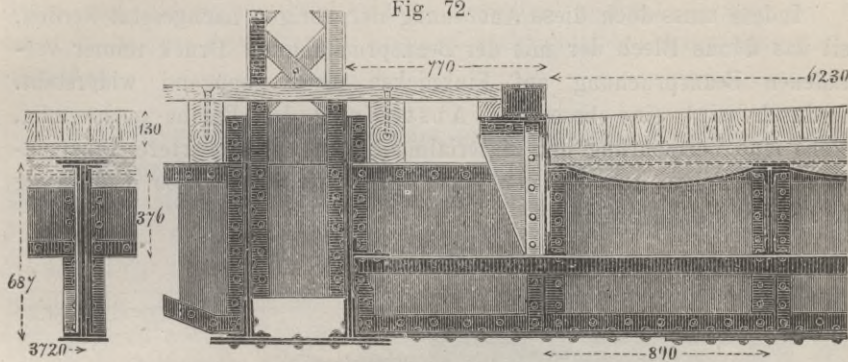
§. 25. Hängebleche. In neuester Zeit hat man mehrfach die Bedeckung durch zylindrisch nach abwärts gekrümmte Bleche vorgenommen, welche man Hängebleche, Muldenbleche, Kalottenbleche oder Kumpelbleche (*the concave curved plate*) nennt (Fig. 72). Dieselben ruhen direkt auf den Hauptträgern, auf Längs- oder Querträgern und sind mit diesen vernietet, so dass sie ähnlich einer Kette, auf Zugfestigkeit beansprucht werden. Die erste Anwendung der Hängebleche wurde wohl von Böhm bei der Brücke über das Pegnitzthal bei Hersbruck (1867) gemacht. Dort sind die Bleche allerdings durch in Abständen von etwa $0,9^m$ aufgenietete Winkel versteift; wenn man, wie es jetzt meist geschieht, eine die höchsten Stellen noch einige Centimeter überdeckende Ausfüllung mit Beton anwendet, so erscheint indess eine derartige Absteifung überflüssig.

Die Hängebleche äussern natürlich auf die Träger einen Horizontalzug; die Träger müssen daher gegenseitig abgesteift werden (Fig. 12, S. 9)

Die Enden lässt man am besten ein wenig (etwa 40mm) übergreifen und verbindet sie durch einige Niete.

Mit der freien Spannweite der Bleche ist man hier bis zu 2 Met. gegangen. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt $0,08$ bis $0,12$ dieser Weite.

Fig. 72.

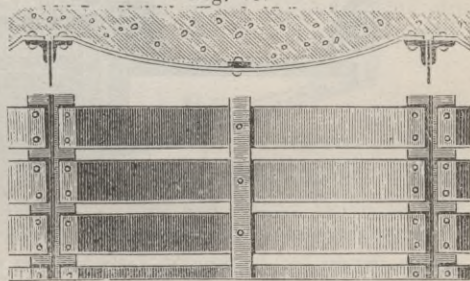
Franz Josefs-Brücke über die Donau bei Wien. (Hornbostel.) — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Zum Zwecke der Entwässerung werden an den tiefsten Stellen Löcher angebracht, die indess sehr wenig wirken werden. Statt dessen ist eine vollständige Ausfüllung der Vertiefungen mit Beton jedenfalls vorzuziehen.

Diese Konstruktion zeichnet sich durch grosse Einfachheit aus. Sie hat gegen die Formeisen und das Wellenblech, sowie die noch zu besprechenden Buckelplatten den Vortheil, dass sie sich überall, auch

wo Formeisen, Wellenblech und Buckelplatten nicht zu haben sind, anwenden lässt. Der Nachtheil liegt in der Nothwendigkeit von Absteifungen gegen den Horizontalzug und gegenüber den Formeisen namentlich in der weniger guten Entwässerung. Auch die Ausfüllung mit Beton ist vielleicht nicht genügend, da der Beton in Folge der nicht unbeträchtlichen Bewegungen der Bleche Risse bekommt, in welche das Wasser eindringt.

Fig. 73.

Projekt. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

wo Formeisen, Wellenblech und Buckelplatten nicht zu haben sind, anwenden lässt. Der Nachtheil liegt in der Nothwendigkeit von Absteifungen gegen den Horizontalzug und gegenüber den Formeisen namentlich in der weniger guten Entwässerung. Auch die Ausfüllung mit Beton ist vielleicht nicht genügend, da der Beton in Folge der nicht unbeträchtlichen Bewegungen der Bleche Risse bekommt, in welche das Wasser eindringt.

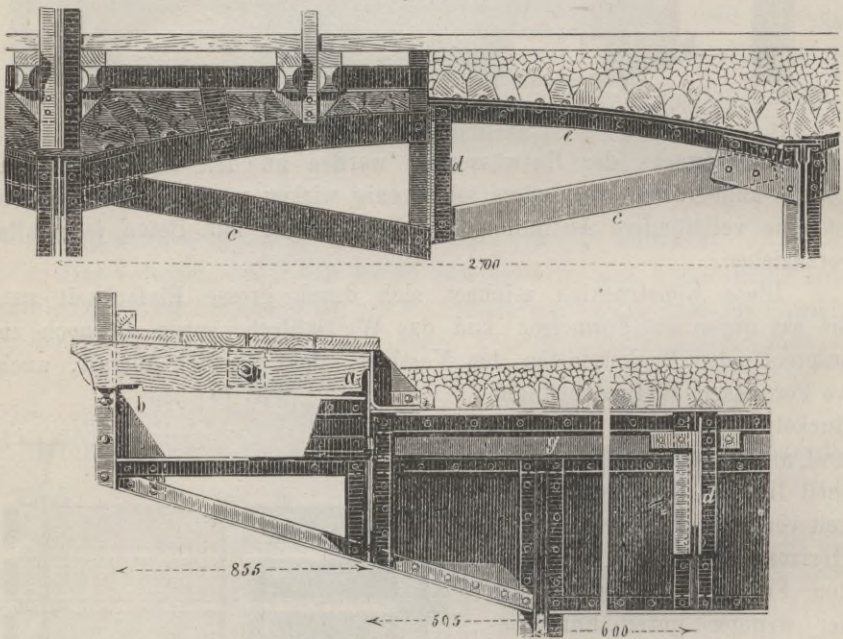
Es wäre vielleicht nicht unzweckmässig, statt der Eisenbleche nur schmale kettenförmig herabhängende Flacheisen in etwa 20 bis 30mm Abstand anzuwenden und diese zum Zwecke der Verbindung durch einzelne Flacheisen zu kreuzen (Fig. 73). Es würde hiermit jedenfalls eine bessere Entwässerung erzielt.

§. 26. **Wölbbleche.** Anstatt die Bleche nach abwärts hängend anzuordnen, hat man ihnen auch die Form von flachen Tonnengewölben

gegeben, so dass sie nicht auf Zug, sondern auf Druck beansprucht werden. Man kann sie in diesem Falle Wölbblech (*the convex curved plate*) nennen. Dem hierdurch entstehenden Horizontalschube muss auch hier durch eine Absteifung der Träger begegnet werden.

Indess muss doch diese Anordnung der vorigen nachgesetzt werden, weil das dünne Blech der mit der Beanspruchung auf Druck immer verbundenen Beanspruchung auf Einknicken nicht genügend widersteht. Hierdurch wird eine besondere Absteifung der Bleche nothwendig, welche eine Vermehrung der Materialmenge und komplizirtere Konstruktionen zur Folge hat. In der That finden wir auch diese Anordnung nur sehr wenig angewendet.

Fig. 74.



Brücke über den Lech bei Schongau, Paulische Träger unter der Bahn. (Gerber). — $\frac{1}{27}$ nat. Gr.

In Fig. 74 ist ein Beispiel (Lechbrücke bei Schongau) dargestellt. Die Blechgewölbe mit $2,7^m$ Spannweite, $\frac{1}{16}$ Stichverhältniss und 6^{mm} Dicke ruhen hier auf den aus Blechträgern bestehenden Querträgern. In Abständen von $1,2^m$ ist das Blech durch Hängewerksträger unterstützt, welche aus einem, resp. zwei nach oben gekrümmten Winkeleisen *e*, zwei Flacheisenzugbändern *c* und einem aus zwei Winkeleisen zusammengesetzten Pfosten *d* bestehen. Im Scheitel wird das Blechgewölbe durch einen sekundären Querträger *g* unterstützt, welcher aus einem Stehbleche und einem Winkeleisen besteht und von den Hängewerksträgern getragen wird. Die Blechgewölbe steigen, der Konvexität der Bahn entspre-

chend, von den Fusswegen nach der Axe hin im Verhältnisse von 1:67 an. Die Blechgewölbe tragen ein Sturzpflaster und dieses den Schotter.

Bei einer Bedeckung mit Beton hat man Blechgewölbe auch ohne weitere Absteifung angewendet, indem man auf die Absteifung durch den Beton und die eigene Tragfähigkeit desselben rechnet. Jedoch ist zu dieser in neuerer Zeit öfters in England vorkommenden Anordnung nicht zu rathen.

§. 27. Berechnung hängender und stehender Zylinderbleche.

1. Hängebleche. a) Blechdicke. Eine genaue Berechnung der Hängebleche stösst auf grosse Schwierigkeiten. Zunächst vertheilt sich ein Raddruck nicht auf die ganze Breite des Bleches (in Richtung der Zylinderaxe); aber auch die Vertheilung in Richtung der Länge oder Spannweite ist eine ungleichförmige, so dass das Blech nicht nur auf Zug, sondern auch auf Biegung beansprucht wird.

Nimmt man an, dass sich der Raddruck D gleichmässig über die Länge l vertheilt, berechnet also das Blech ebenso wie eine Kette für gleichmässige Belastung, so ergeben sich Dicken, welche der Erfahrung zufolge zu klein sind. Würde man dagegen die Berechnung für Einzeldrücke durchführen, so würde man Dicken erhalten, welche der Erfahrung gemäss viel zu gross sind. Leider fehlt es auch noch an Versuchen in dieser Richtung. Vorläufig kann man etwa in folgender Weise vorgehen. Nach der Theorie der Bogenträger ergibt sich für die Beanspruchung durch eine Einzellast D als grösste Spannung, vorausgesetzt, dass sich der Druck D nur in der Richtung der Axe der Zylinder auf die Länge b_1 vertheilt und wenn h die Pfeilhöhe, δ die Blechdicke bedeutet:

$$K = 0,12 \frac{Dl}{b_1 h \delta} + 0,52 \frac{Dl}{b_1 \delta^2}.$$

(Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 311, erste der Formeln 143.) Nun aber vertheilt sich die Last auch in der Richtung der Spannweite, wodurch namentlich die Momente, also das zweite Glied in vorstehender Formel vermindert werden. Bei der Bestimmung der Hebelsarme in der vorstehenden Formel wurde ausserdem eine Deformation nicht vorausgesetzt; indess entsteht auch durch die Deformation bei so kleinen Dicken, wie sie hier Anwendung finden, eine weitere Verminderung der Momente. Statt des Koeffizienten 0,52 ist demnach ein wesentlich kleinerer Koeffizient zu setzen; passende, durch die Erfahrung erprobte Dimensionen erhält man, wenn man 0,05 für 0,52 setzt. Fügen wir noch die durch das Eigengewicht g_1 pro Flächeneinheit erzeugte Spannung $\frac{g_1 l^2}{8 h \delta}$ hinzu, so erhalten wir die Beziehung:

$$48. \quad K b_1 \delta^2 = 0,05 \left(1 + 2,4 \frac{\delta}{h} \right) D l + \frac{g_1 l^2 b_1 \delta}{8 h}.$$

Man kann hierin $K = 0,8$ Ton. pro \square^{cm} und entsprechend der Formel 35

(S. 52) $b_1 = 50 + 1,5z$ setzen, worin z die Dicke der Bedeckung bedeutet. Nehmen wir $z = 15^{cm}$ an, so wird ungefähr $b_1 = 70$ und

$$49. \quad D = \frac{1120 h \delta - 0,018 g_1 l^2 \delta}{h + 2,4 \delta} \frac{\delta}{l}.$$

Hiernach ergibt sich für $h = 0,1l$ und $g_1 = 0,4$ Ton. pro \square^m :

	$\delta = 0,4$	$0,5$	$0,6$	$0,7$	$0,8$	$0,9$	$1,0$	Centim.
$l = 100^{cm}$	$D = 1,60$	$2,47$	$3,50$	$4,65$	$5,98$	$7,41$	$8,97$	Ton.
$l = 150^{cm}$	$D = 1,09$	$1,70$	$2,42$	$3,24$	$4,19$	$5,22$	$6,43$	"
$l = 200^{cm}$	$D = 0,82$	$1,29$	$1,85$	$2,49$	$3,22$	$4,03$	$4,94$	"

Das Gewicht g des Bleches pro \square Met. ist 78δ Klgr. (δ in Centim.). Für eine Vorausberechnung lässt sich dasselbe angenähert durch die Formel:

$$50. \quad g = 25 + 0,059 D l \text{ Klgr. pro } \square^m$$

bestimmen. Hiernach ist $g = 40$ bis 90 Klgr. pro \square Met.

Das Gewicht g_2 der Ausfüllung bis zu den höchsten Punkten mit Beton ist, wenn γ das Gewicht der Volumeneinheit bezeichnet, $= \frac{2}{3} \gamma h$, d. i. etwa

$$51. \quad g_2 = 16 h \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Hiernach wird dieses Gewicht 3 bis 5mal so gross, als das Gewicht des Bleches.

Bei Anwendung einzelner Blechstreifen ist allerdings b_1 kleiner zu wählen, etwa $b_1 = 15 + 1,5z$.

b) **Nieten.** Der auf die Länge b_1 der Bleche entstehende Horizontalzug ist annähernd, wenn sich der in der Mitte wirkende Druck D auf die Breite b vertheilt:

$$H = \left[\left(0,215 - 0,09 \frac{b}{l} \right) D + \frac{g_1 l b_1}{8} \right] \frac{l}{h}.$$

Diesem Horizontalzuge haben die Nieten zu widerstehen. Ist daher K_1 die zulässige Inanspruchnahme gegen Abscheeren, f die Querschnittsfläche eines Nietes, e die Entfernung der Nieten, so wird $He = K_1 f b_1$ oder:

$$52. \quad e = \frac{K_1 f b_1}{H} = \frac{K_1 f b_1 h}{(0,215 l - 0,09 b) D + 0,125 g_1 l^2 b_1}.$$

Zur Aufstellung einer Näherungsregel kann man durchschnittlich $0,215 l - 0,09 b_1 = 0,19 l$, $g_1 l b_1 = 0,16 D$, also $(0,215 l - 0,09 b) D + 0,125 g_1 l^2 b_1 = 0,21 D l$ setzen. Setzen wir ausserdem $K_1 = 0,6$ Ton. pro \square^{cm} , $b_1 = 70^{cm}$, so wird bei der Nietdicke d :

$$53. \quad e = 200 \frac{f h}{D l} = 157 \frac{d^2 h}{D l}.$$

Für $1,8^{cm}$ dicke Nieten und für $h = 0,1l$ ergibt sich hiernach beispielsweise für $D = 2, 3, 4, 5$ Tonnen bezüglich $e = 25, 17, 13, 10$ Centim.

c) **Auflagerrippen.** Das Hängeblech sei auf einer horizontalen Rippe ABC (Fig. 75) eines Winkeleisens oder eines I-Eisens aufgelagert, welche an der Wurzel die Dicke $AB = d$, die Breite $BC = a$ und die Länge b_2 hat. Die Maximalspannung, welche der Horizontalzug H und der Vertikaldruck V erzeugen, ist alsdann:

$$K = \frac{H}{b_2 d} + \frac{6 V a}{b_2 d^2}.$$

Hieraus folgt:

$$54. \quad a = \frac{(K b_2 d - H) d}{6 V}.$$

Da H gegen $K b_2 d$ nur klein ist, so ist diejenige Belastungsweise die ungünstigste, bei welcher V zum Minimum wird, wenn also ein Rad dem Rande sehr nahe liegt. Wenn sich der Druck auf die Breite b vertheilt, kann man $V = D \left(1 - \frac{b}{l}\right) + \frac{1}{2} g b_2 l$ und angenähert $H = \left(0,017 + 0,216 \frac{b}{l}\right) \frac{l}{h} + \frac{g b_2 l^2}{8 h}$ setzen.

Um eine Näherungsregel zu erhalten, kann man $1 - \frac{b}{l} = 0,8$, $0,017 + 0,216 \frac{b}{l} = 0,06$, ferner $\frac{1}{2} g b_2 l = 0,1 D$ und $\frac{1}{8} g b_2 l = 0,025 D$ setzen. Alsdann wird:

$$55. \quad a = \left(0,185 \frac{K b_2 d}{D} - 0,016 \frac{l}{h}\right) d.$$

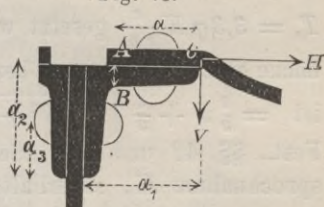
Für $K = 0,8$ Ton. pro $\square\text{cm}$, $b_2 = 150\text{cm}$ $l = 10 h$ wird $a = \left(14,8 \frac{d}{D} - 0,16\right) d$, d. i. für einige Werthe von d und D :

		$d = 10$	12	14	16	18	Millim.
$D = 2$	Ton.	$a = 108$	157	214	280	355	n
$D = 3$	n	$a = 72$	103	142	186	235	n
$D = 4$	n	$a = 52$	76	105	138	175	n
$D = 5$	n	$a = 42$	61	84	109	139	n

Natürlich kann a beliebig kleiner, nicht aber grösser angenommen werden.

Ruhen die Hängebleche auf Winkeleisen, welche mit Nieten von der Dicke d und dem Abstände e befestigt sind, so hat ein Niet eine vertikal wirkende Schubspannung $T = V \frac{e}{f b_2}$ und eine Horizontalspannung $N = \frac{H a_2 + V a_1}{a_3} \frac{e}{f b_2}$ aufzunehmen. Hierzu kommt noch eine Schubspannung T_1 in der Längsrichtung des Trägers, welche wir bei der Behandlung der Blechträger im Allgemeinen bestimmt haben; wir führen

Fig. 75.



hier nur an, dass, wenn der Träger richtig berechnet ist, annähernd $T_1 = 3,3 \varphi K \frac{e}{f b_2}$ gesetzt werden kann, wenn φ die ganze Querschnittsfläche eines Winkel Eisens bezeichnet. Die resultierende ideale Hauptspannung ist $= \frac{1}{3} N + \frac{4}{3} \sqrt{\frac{1}{4} N^2 + T^2 + T_1^2}$ (Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., §§. 42 und 77). Setzen wir dieselbe gleich der zulässigen Inanspruchnahme K , so erhalten wir:

$$56. K = \left[\frac{H a_2 + V a_1}{3 a_3} + \frac{4}{3} \sqrt{\left(\frac{H a_2 + V a_1}{2 a_3} \right)^2 + V^2 + 10,9 \varphi K^2} \right] \frac{e}{f b_2},$$

wodurch e bestimmt ist. Um eine Näherungsregel zu erhalten, setzen wir für $l = 10 h$ und wie oben $H = 0,85 D$, $V = 0,9 D$, $a_1 = a_2 = 2 a_3$. Dies gibt:

$$K f b_2 = \left[1,17 D + 4,4 \varphi K \sqrt{1 + 0,328 \frac{D^2}{\varphi^2 K^2}} \right] e.$$

Nun aber ist unter dem Wurzelzeichen das zweite Glied meistens gegen 1 sehr klein, so dass sich die Näherungsregel $\sqrt{1+x} = 1 + \frac{1}{2}x$ anwenden lässt. Dies gibt:

$$f b_2 = 4,4 \varphi \left(1 + 0,261 \frac{D}{\varphi K} + 0,164 \frac{D^2}{\varphi^2 K^2} \right) e.$$

Da in der Parenthese das zweite und dritte Glied gegen 1 nur klein ist, so wird annähernd:

$$57. e = e_0 \left(1 - 0,261 \frac{D}{\varphi K} - 0,164 \frac{D^2}{\varphi^2 K^2} \right),$$

wenn $e_0 = \frac{f b_2}{4,4 \varphi}$ die Nietentfernung bezeichnet, welche ohne Rücksicht auf die Kräfte H und V nöthig ist. Für $\varphi = 12 \square^{cm}$, $K = 0,8$ Ton. pro \square^{cm} und $D = 2, 3, 4, 5$ Ton. wird bezüglich $e = 0,94 e_0, 0,90 e_0, 0,86 e_0, 0,82 e_0$. Für $\varphi = 12 \square^{cm}$, $h = 3,1 \square^{cm}$ wird $e_0 = 0,059 b_2$.

Ist die Schubkraft T_1 nicht vorhanden, so folgt aus Formel 56 annähernd, wenn man $H = 0,85 D$, $V = 0,90 D$, $a_1 = a_2 = 2 a_3$ setzt:

$$58. e = 0,271 \frac{K f b_2}{D}.$$

Für $K = 0,8$ wird, wenn die Nieten die Dicke d haben:

$$58a. e = 0,17 \frac{d^2}{D} b_2.$$

Für $d = 2^{cm}$ und $D = 2, 3, 4, 5$ Ton. wird beispielsweise bezüglich $e = 0,34 b_2, 0,23 b_2, 0,17 b_2, 0,14 b_2$.

2. Wölbbleche. Die Formel 48 für die Blechstärke ist auch hier beizubehalten; nur ist statt K der Sicherheitskoeffizient \mathfrak{R} für Druck, d. i. etwa 0,6 Ton. pro \square^{cm} einzuführen, vorausgesetzt, dass die genügende Abstufung gegen Einknicken vorhanden ist. Das Gewicht g

wird um etwa 20 Prozent grösser, wenn man die Versteifungen einrechnet, und ist daher statt der Formel 50 zu setzen:

$$59. \quad g = 30 + 0,072 D l \text{ Klgr. pro } \square^{em}.$$

Das Gewicht g_2 der Ausfüllung bis zu den höchsten Punkten mit Beton ist $= \frac{1}{3} \gamma h$, d. i. etwa

$$60. \quad g_2 = 8h \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Hiernach wird dieses Gewicht 1,5- bis 2,2mal so gross, als das des Bleches.

Die Formeln 51 bis 54 für die vertikalen Nieten und die Auflagerrippen bleiben vollkommen gültig. Die Formel 55 für die horizontalen Nieten ist indess insofern zu ändern, als hier die Spannung N ganz entfällt. Diese Gleichung geht daher hier über in:

$$61. \quad K = \frac{4e}{3fb_2} \sqrt{V^2 + 10,9 \varphi^2 K^2}.$$

Die Formel 57 geht hierdurch über in:

$$62. \quad e = e_0 \left(1 - 0,037 \frac{D^2}{\varphi^2 K^2} \right).$$

Ist die Schubkraft T_1 nicht vorhanden, so wird nach 59: $3Kfb_2 = 4Ve$ oder, wenn man annähernd $V = 0,9D$ setzt:

$$63. \quad e = \frac{5Kfb_2}{6D}.$$

In der Regel aber wird diese Entfernung für die praktische Durchführung zu gross sein.

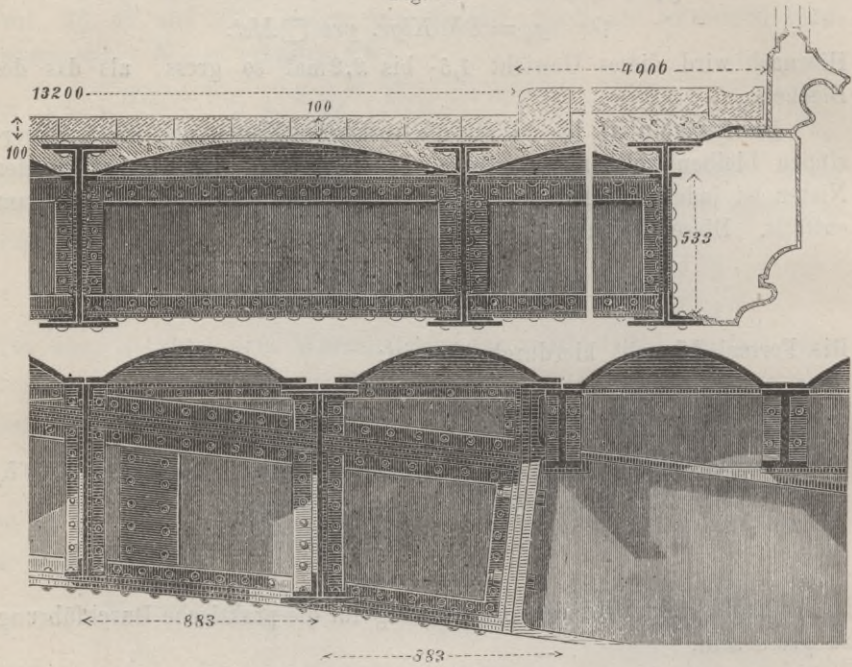
§. 28. **Stehende Buckelplatten.** Etwa seit dem Jahre 1860 sind allerwärts sehr häufig die von Mallet erfundenen, nach oben konvexen Buckelplatten oder Buckelbleche (*la plaque en bosse*, — *the buckled-plate*) in Anwendung gekommen.)

a) **Form.** Diese Blechplatten haben eine rechteckige, häufig quadratische Form von 0,7 bis 1,6 Met. Seitenlänge mit einem ebenen, zum Auflegen der Platte bestimmten Rande (von entsprechender Breite). Die Platte ist durch Pressen in entsprechende Formen nach oben gekrümmt, so dass sie wie ein Gewölbe wirkt. Die Form dieses Gewölbes würde am besten so gewählt, dass das Material nur auf Druck, nicht auf Zug beansprucht wird. Der variablen Lage der Last wegen ist dies jedoch nicht streng möglich. Am besten würde daher die Form wohl derart gewählt, dass bei einer totalen gleichmässigen Belastung nur eine Beanspruchung auf Druck eintritt. Bis jetzt ist indess diese Form noch

In den Formeln 49, 50, 51, 53, 59 und 60 ist l, h, δ, d in Centimetern, D in Tonnen, g_1 in Tonnen, \square^{em} , g und g_2 in Klgr. pro \square Met. einzuführen. In den übrigen Formeln ist die Wahl der Einheit gleichgültig.

nicht theoretisch festgestellt. In der Regel haben die Buckelplatten die Form eines Klostergewölbes, d. h. sie bestehen aus zwei sich durchdringenden Kreiszyllindern (Fig. 80), wobei nur die vier Grade etwas abgerundet sind. Allein es ist wohl besser, die Abrundung so weit zu treiben,

Fig. 76.

Westminster-Brücke über die Themse in London. (Th. Page.) — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

dass eine einzige Fläche entsteht, deren Gleichung für die blosse Beanspruchung auf Druckfestigkeit in den ersten Gliedern:

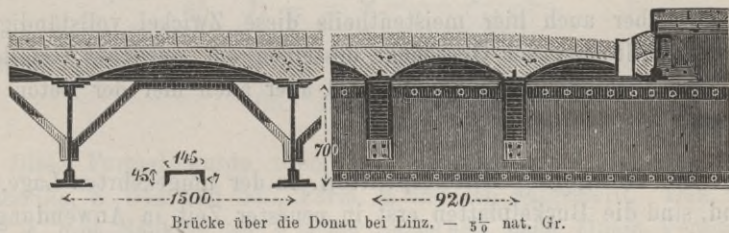
$$64. \quad z = h \left[\left(\frac{x}{a} \right)^2 + \left(\frac{y}{b} \right)^2 - \left(\frac{xy}{ab} \right)^2 \right]$$

ist, wenn man den Scheitel als Koordinatenumfang annimmt, z die vertikale Ordinate, h die Höhe der Fläche, a und b die halben Seitenlängen bezeichnen (Fig. 81). Die Vertikalschnitte parallel zu beiden Seiten werden hiernach Parabeln, die Horizontalschnitte Kurven vierten Grades, welche im Scheitel in eine Ellipse, an der Basis in ein Rechteck übergehen.

Die Höhe h schwankt bei den in Anwendung gekommenen Buckelplatten zwischen $\frac{1}{8}l$ und $\frac{1}{18}l$, wenn l die kleinere der beiden Spannweiten bezeichnet, und beträgt durchschnittlich $\frac{1}{10}l$. Die notwendige Dicke nimmt mit wachsender Höhe bis zu einer gewissen Grenze ab. Jedoch ist diese zweckmässigste Höhe noch nicht festgestellt.

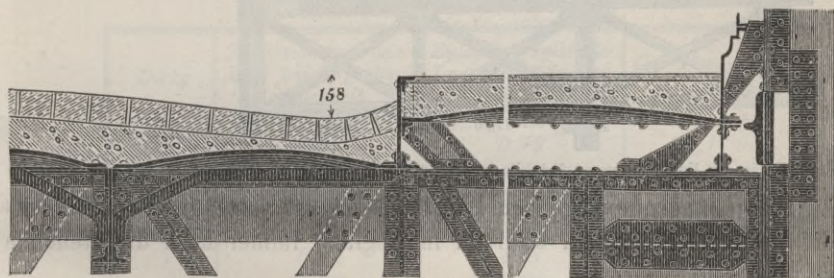
Die Breite des Randes muss so gross sein, dass man denselben mit den Trägern vernieten kann; sie beträgt bei den angewendeten Buckelplatten 40 bis 80 Millim. Eine Breite von 60^{mm} ist selbst für 20^{mm} dicke Nieten genügend.

Fig. 77.



b) **Auflagerung.** Es ist rathsam, die Platten an allen vier Seiten zu vernieten, da vernietete Platten eine etwas geringere Dicke erhalten können, als nicht vernietete. Hierzu ist natürlich eine ebene Auflagerfläche der Träger nöthig. Man hat daher womöglich Träger anzuwenden, bei welchen nicht Lamellen durch vertikale Nieten aufgenietet sind. Es ist zwar zulässig, die Lamelle und die darauf liegende Buckelplatte durch dieselben Nieten zu befestigen (Fig. 78); allein dann können die Träger

Fig. 78.

Reichsstrassenbrücke über die Donau bei Wien. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

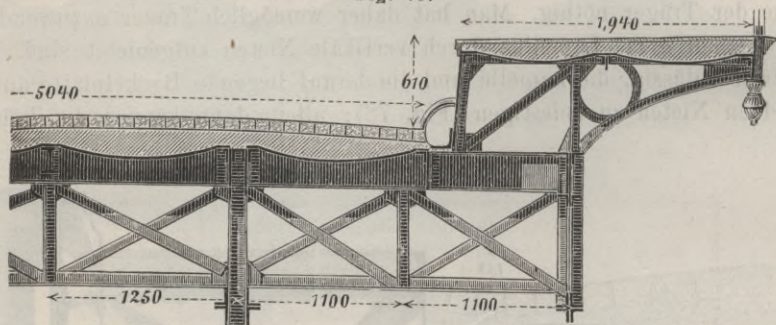
in Hüttenwerke nicht vollständig fertig hergestellt werden. Um diesem Uebelstande aus dem Wege zu gehen und auch zu vermeiden, dass die oberen Flächen der Träger in einer Ebene liegen, was hinsichtlich der Quer- und Längsträger auf Schwierigkeit stösst, hat man auch die Buckelplatten bei der einen Schaar der Träger nicht direkt auf die Obergurte derselben, sondern auf besondere, unter den Gurten angenietete Winkel-eisen gelegt (Fig. 76). In der Regel aber kann man das Aufnieten von Lamellen ganz vermeiden, weil man einen Theil der Buckelplatten mit zu den Gurten der Träger gehörig betrachten und bei der Berechnung der Träger berücksichtigen kann. Häufig hat man die Unterstützung an zwei Rändern durch I-Eisen (Fig. 76) oder durch Sprengwerksträger aus Winkel- oder U-Eisen (Fig. 77 und 78) vorgenommen. Im letzteren

Falle sind die betreffenden Ränder nur theilweise unterstützt (Fig. 77), wenn man nicht noch über die Ränder T-Eisen legt und mit den Rändern vernietet (Fig. 78).

c) **Entwässerung.** Es ist schwierig, das Wasser aus den Rinnen abzuführen, welche sich über den Rändern der Buckelplatten bilden. Man hat daher auch hier meistens diese Zwickel vollständig mit Beton ausgefüllt und der Oberfläche desselben ein seitliches Gefälle gegeben. Einen vollständigen Schutz wird aber auch hier der Beton nicht gewähren.

§. 29. **Hängende Buckelplatten.** In der umgekehrten Lage, also hängend, sind die Buckelplatten erst in neuester Zeit in Anwendung gekommen, obwohl diese Lage der stehenden vielleicht vorzuziehen ist, weil sie schwächere Bleche erfordert. Als Beispiel für diese Anordnung geben wir in Fig. 79 die Darstellung der Kolonnenstrassenbrücke in Berlin.

Fig. 79.



Brücke in der Kolonnenstrasse über die Berlin-Potsdamer Eisenbahn in Berlin. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

Diese hängende Lage der Buckelplatten ist jetzt in Norddeutschland zur Regel geworden, während in England immer noch die stehende Lage vorgezogen wird.

Alles im vorigen Paragrafe hinsichtlich der Form und Auflagerung Gesagte gilt auch hier. Die Entwässerung ist meist durch ein, an der tiefsten Stelle angebrachtes Loch erfolgt; die Platten sind dabei direkt mit Kies überschüttet. Im Uebrigen gilt hinsichtlich der Entwässerung das bei den Hängeblechen Gesagte auch hier.

§. 30. Berechnung der Buckelplatten.

1. **Blechdicke.** a) **Stehende Buckelplatten.** Die Ermittlung einer einigermaßen genauen theoretischen Formel für die Festigkeit der Buckelplatten ist bis jetzt noch nicht gelungen. Eine rohe Regel liefert die Gleichung 11 (S. 39) für rechteckige Platten. Im vorliegenden Falle wird, wenn man die freien Auflagerweiten mit l und l_1 bezeichnet, wobei $l < l_1$ ist, $W' : W_1' = l_1 : l$, daher wird $\frac{W}{c} = \frac{3Dl}{8\delta} \frac{l_1}{l+l_1}$. Ist die

Höhe der Platte h , die Blechdicke $= \delta$, so ergibt sich, wenn man den Querschnitt als Parabel annimmt, $W = \frac{4}{45} l_1 h^2 \delta$, $e = \frac{1}{3} h$, also $\frac{W}{e} = \frac{4}{15} l_1 h \delta$. Sonach wird für eine in der Mitte konzentrierte Last D :

$$65. \quad D = \frac{32}{45} \mathfrak{R} \frac{l_1 h \delta}{l} \frac{l_1^4 + l^4}{l_1^4},$$

und wenn $l_1 = l$ ist:

$$66. \quad D = \frac{64}{45} \mathfrak{R} h \delta.$$

Diese Formel wurde zuerst von Rankine (*A manual of civil engineering*, S. 544 und 545, Form. 6 und 10) aufgestellt. Den Koeffizient \mathfrak{R} gibt Rankine bei 5 facher Sicherheit nach einem Versuche zu 1,52 Ton. pro \square^{cm} an, so dass hiernach für quadratische Platten bei s facher Sicherheit

$$67. \quad D = \frac{10}{s} h \delta \text{ Tonnen}$$

zu setzen sein würde.

Mallet selbst gibt die folgenden Regeln. Für vernietete Platten von 0,91^m und 1,22^m Seitenlänge und 44^{mm} Höhe ist bei gleichmässig über die Platte vertheilter Last:

Dicke	Zulässige ruhende Last bei 4 facher Sicherheit	Zulässige rollende Last bei 6 facher Sicherheit	Gewicht pro \square Met.
3	1,04	0,79	23,1
4	1,45	1,06	26,0
5	3,24	2,25	35,2
6	5,08	3,25	45,9
7	6,29	4,47	53,9
8	7,72	5,86	62,0
9	9,85	7,48	68,7
10	12,00	9,08	77,3
Millim.	Tonnen		Klgr.

Rankine gibt an, dass sich die Tragkraft auf $\frac{5}{8}$ reduziere, wenn die Platte nur an zwei Rändern vernietet ist und dass sich dieselbe auf die Hälfte reduziere, wenn die Platte an keinem Rande vernietet ist. Stahlplatten sollen nach Mallet's Angabe das Doppelte tragen.

Bauschinger fand bei seinen Versuchen mit quadratischen Buckelplatten, mit in der Mitte konzentrirtem Drucke D , wobei l die lichte Weite angibt:

δ	$l = 1060,$ Ränder befest.	$h = 85$ freie Aufl.	$l = 880,$ Ränder befest.	$h = 72$ freie Aufl.
	D'	D'	D'	D'
6	5,6	—	6,2	—
7	7,0	6,3	7,5	—
8	8,4	—	9,0	—
9	9,7	9,3	10,5	—
10	11,0	—	12,0	—
Millim.	Tonnen		Tonnen	

Hierbei ist D' derjenige Druck, bei welchem das Durchschlagen der Platten beginnt. Man ersieht hieraus, dass durch das Nichtbefestigen der Ränder ganz im Widerspruche mit der Mallet'schen Angabe die Tragfähigkeit nur wenig vermindert wird. Versuche mit vertheiltem Drucke wurden nicht gemacht.

Nach diesen Versuchen würde sich für $l = 106$, $h = 8,5$ durchschnittlich $D = 1,21h\delta$, für $l = 88$, $h = 7,2$ dagegen durchschnittlich $D = 1,56h\delta$ ergeben, so dass obige Formeln nur wenig Genauigkeit bieten können.

Spangenberg fand bei drei Versuchen mit $l = 120, 100,5, 101$, $h = 10$, $\delta = 0,7$ bezüglich ungefähr $D' = 4,0 5,8 4,5$, also durchschnittlich $D' = 0,69h\delta$ und zwar für den Beginn des Eintrittes bleibender Einbiegungen.

Fig. 80.

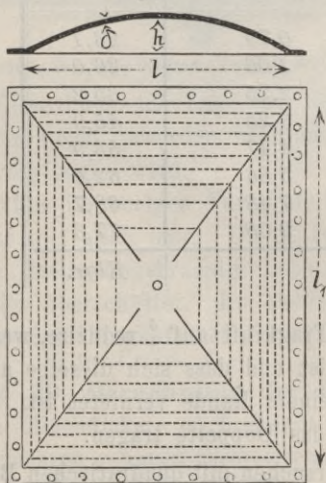
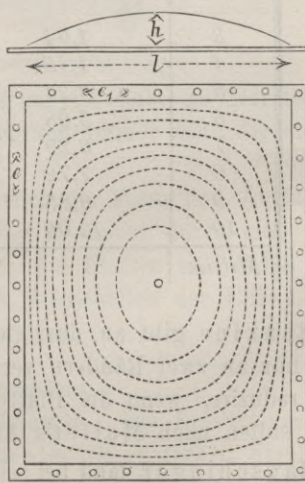


Fig. 81.



Entsprechend der Formel 49 können wir annäherungsweise setzen:

$$68. \quad \mathfrak{R} h \delta = \left[0,3D \left(1 + 0,4 \frac{h}{\delta} \right) + 0,00005 g_1 l l_1 \right] \frac{l}{l_1} \frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4},$$

worin etwa $\mathfrak{R} = 0,6$ Ton. pro \square^{cm} zu setzen ist. Für diesen Werth von \mathfrak{R} und für $l = l_1$ wird:

$$69. \quad D = \frac{10 h \delta - 0,0004 g_1 l^2}{h + 2,5 \delta} \delta.$$

Diese Formel gibt im Allgemeinen die Tragfähigkeit etwas kleiner, als die Mallet'sche Tabelle. Nach den Bauschinger'schen Versuchen würde diese Formel bei konzentrirtem Drucke allerdings nur einer 1,3 bis 1,8-fachen Sicherheit entsprechen; hierbei ist indess zu beachten, dass sich die Tragkraft bei vertheiltem Drucke wesentlich grösser ergibt, als bei konzentrirtem Drucke.

Nach Formel 69 wird, wenn wir $h = 0,1l$ und $g_1 = 0,4$ Ton. pro \square^{cm} setzen:

	$\delta = 0,4$	$0,5$	$0,6$	$0,7$	$0,8$	$0,9$	1 Centim.
$l = 75^{cm}$	$D = 1,37$	$2,08$	$2,94$	$3,90$	$4,98$	$6,15$	$7,41$ Ton.
$l = 100^{cm}$	$D = 1,40$	$2,15$	$3,05$	$4,07$	$5,23$	$6,49$	$7,88$ "
$l = 150^{cm}$	$D = 1,28$	$2,03$	$2,95$	$4,01$	$5,23$	$6,57$	$8,06$ "

Das Gewicht g pro \square Met. ist $= 78 \delta$ Klgr. zu setzen, d. i. ungefähr:

$$70. \quad g = 21 + 8D \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

wonach $g = 35$ bis 60 Klgr. pro \square Met. beträgt.

Das Volumen des bis zu einer tangirenden Horizontalebene auszufüllenden Raumes ist pro Flächeneinheit $= \frac{1}{2} h$, daher das Gewicht g' der Ausfüllung mit Beton ungefähr

$$71. \quad g_2 = 12h \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

b. **Hängende Buckelplatten.** Die für stehende Buckelplatten aufgestellten Formeln gelten hinsichtlich der Form auch hier; jedenfalls aber ist der bei gleicher Belastung eintretenden wesentlich geringeren Formänderung wegen statt des Koeffizienten $0,4$ in Formel 68 ein wesentlich kleinerer Koeffizient und für \mathfrak{R} die zulässige Inanspruchnahme K für Zug zu setzen.

Bei den von Rumschöttel beim Baue der Berliner Stadt-Eisenbahn angestellten Versuchen ergab sich bei drei bis zum Zerreißen getriebenen Versuchen, wobei eine am Rande 10^{cm} hohe Schotterbedeckung vorhanden war und der Druck in der Mitte wirkte, für $l = 149$, $h = 12,4$, $\delta = 0,3$ bis $0,4$ und in Formel 68 $= 0,4$ gesetzte Koeffizient $= 0,053$ bis $0,071$, im Mittel $= 0,062$, wenn man den Festigkeitskoeffizient des Eisens zu $3,5$ Ton. pro \square^{cm} annimmt. Setzen wir, um etwas sicherer zu gehen, $0,1$ statt $0,062$, so erhalten wir

$$72. \quad K h \delta = \left[0,3 D \left(1 + 0,1 \frac{h}{\delta} \right) + 0,0005 g_1 l_1 \right] \frac{h}{l_1} \frac{l_1^4}{l^3 + l_1^4}.$$

Für $l = l_1$, $K = 0,6$ wird

$$73. \quad D = \frac{53 h \delta - 0,0017 g_1 l^2}{h + 10 \delta} \delta.$$

Hiernach ergibt sich für $h = 0,1l$ und $g_1 = 0,4$:

$\delta =$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	Centim.
$l = 75^{cm}$	$D = 3,30$	5,43	7,90	10,5	13,3	16,3	Ton.
$l = 100^{cm}$	$D = 3,53$	5,76	8,67	11,7	15,1	18,6	"
$l = 150^{cm}$	$D = 3,88$	6,60	9,93	13,5	17,6	22,0	"

Hiernach würde die Tragkraft 3,7 bis 4,4 mal so gross, als bei stehenden Buckelplatten.

Das Gewicht g pro \square Met. wird hiernach ungefähr

$$74. \quad g = 17 + 3D \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Das Volumen der Ausfüllung bis zu einer durch die Ränder gelegten Ebene ist ebenso gross, wie bei stehenden Buckelplatten, also nach Formel 71 zu bestimmen.

2. Nieten. Bei einem Hängebleche mit der Spannweite l und Breite b_1 ist der Horizontalzug nach §. 27 annähernd $H = [0,19D + 0,125gll_1] \frac{l}{h}$. Bei der Buckelplatte wird der Horizontalschub oder Horizontalzug in Richtung der Spannweite l annähernd im Verhältnisse $\frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4}$ verkleinert. Da sich aber derselbe mehr nach der Mitte der Seite konzentriert, so setzen wir:

$$H = 2 [0,19D + 0,125gll_1] \frac{l}{h} \frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4}.$$

Ist K_1 die zulässige Inanspruchnahme gegen Abscheeren, f die Querschnittsfläche eines Nietes und e die Entfernung der Nieten auf den Rändern von der Länge l_1 , so ist $He = K_1fl_1$ oder:

$$75. \quad e = \frac{K_1fl_1}{H} = \frac{K_1fh}{0,38D + 0,25gll_1} \frac{l^4 + l_1^4}{ll_1^3}.$$

Ebenso ergibt sich für die Entfernung e_1 der Nieten auf den Rändern mit der Länge l :

$$76a. \quad e_1 = \frac{K_1fh}{0,38D + 0,25gll_1} \frac{l^4 + l_1^4}{l_1^3}.$$

Setzen wir $K_1 = 0,6$ Ton. pro \square^{cm} , $f = \frac{1}{4}\pi d^2$, $0,38D + 0,25gll_1$ annähernd $= 0,42D$, so erhalten wir:

$$77. \quad e = 1,13 \frac{d^2h}{D} \frac{l^4 + l_1^4}{ll_1^3}, \quad e_1 = 1,13 \frac{d^2h}{D} \frac{l^4 + l_1^4}{l_1^3},$$

und wenn $l = l_1$ ist:

$$78. \quad e = e_1 = 2,3 \frac{d^2h}{D}.$$

Hiernach wird beispielsweise für $d = 1,8^{cm}$, $h = 10^{cm}$ und für $D = 2, 3, 4, 5$ Ton. bezüglich $e = 38, 25, 19, 15^{cm}$.

In den Formeln 67 bis 74, 77 und 78: D in Tonnen, g_1 in Ton, pro \square^m , g , g_1 in Klgr. pro \square^m , l , l_1 , h , f , d , e , e_1 in Centimeter, K , \mathfrak{F} in Ton. pro \square^{cm} .

3. Auflagerrippen. Die Formeln 55, 61, 62 und 63 (S. 61 und 63) lassen sich direkt anwenden, wenn man hinsichtlich der Ränder mit der Länge $l_1 : l_1$ für b_2 und hinsichtlich der Ränder mit der Länge $l : l$ für b_2, l_1 für l setzt.

§. 31. Schutz gegen Rosten. Es unterliegt wohl keinem Zweifel, dass der Eisenbelag am meisten geschützt wird, wenn man ihn nicht direkt durch Schotter oder Kies, sondern durch eine wasserdichte Schicht aus Cement-Beton bedeckt, namentlich bei einem Belage, welcher eine direkte Entwässerung nicht leicht zulässt, wie beim Wellenblech, Hängeblech und Buckelblech. Es ist allerdings nicht leicht, die Betondecke dicht zu erhalten; eine Bedeckung des Betons mit Asphalt oder Asphaltfilz erhöht jedenfalls die Wasserdichtheit. Die Oberfläche dieser Decke muss zur Abführung des Wassers eine entsprechende Neigung erhalten.

Mag man nun die Betondecke anwenden oder nicht, so ist doch ein weiterer Schutz des Eisens zu empfehlen. Gewöhnlich erhält das Eisen einen 2 oder 3 maligen Anstrich mit einer geeigneten Oelfarbe, z. B. Bleimennige oder Eisenoxydfarbe. Auf der oberen Fläche ist aber, besonders wenn keine Betondecke angewendet wird, ein Anstrich mit Steinkohlen- oder Asphalttheer zweckmässig. Statt des Oelfarbenanstriches ist auch das Eisen galvanisirt, d. h. verzinkt worden; jedoch findet man diesen Schutz seltener.

Wenn auch die Betondecke einen guten Schutz des Eisens bildet, so hat sie doch auch den Nachtheil, dass für den Fall, dass eine Erneuerung des Anstriches des Eisenbelages nöthig werden sollte, die ganze Betondecke beseitigt werden muss, während bei einer Bedeckung mit Schotter eine Erneuerung des Anstriches auf weniger Schwierigkeiten stösst. Für eine bestimmte Entscheidung sind jedenfalls erst weitere Erfahrungen abzuwarten.

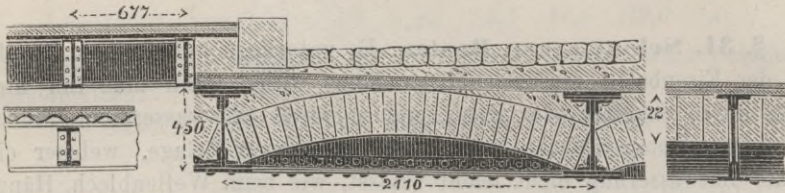
D. Stein.

§. 32. Gewölbe. Die Anwendung von flachen Tonnengewölben, sogenannten Kappengewölben (*le berceau à lunettes*, — *the welshvaul*), in derselben Weise, wie sie bei der Konstruktion von Decken in Gebäuden üblich ist, finden wir zuerst bei englischen gusseisernen Brücken. Am häufigsten aber finden wir sie in Frankreich bei kleineren Strassenbrücken, seltener bei grösseren Brücken; hier ist diese Konstruktion der Brückentafel sogar die gebräuchlichste.

a) **Material.** Als Wölbmaterial eignen sich vor allem Ziegel, die in der Regel hochkantig oder als Binder in einer Steindicke Anwendung finden; selten werden grössere Dicken nöthig. Häufig hat man auch Hohlziegel angewendet. Auch Betongewölbe würden anwendbar sein.

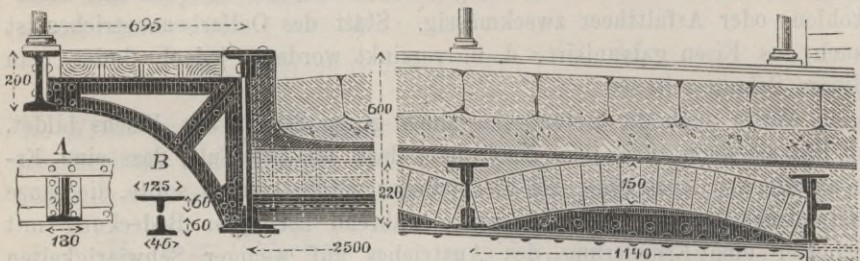
b) Lage der Gewölbe. Die Gewölbe stützen sich entweder auf Querträger, oder auf Längsträger, welche auch Hauptträger sein können. Bei sehr kleinen Spannweiten wird die Anordnung am einfachsten, wenn man

Fig. 82.

Brücke der kaiserlichen Strasse über die Verbindungsbahn von Paris. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

die Gewölbe auf die Hauptträger stützt (Fig. 82); natürlich ist hier eine Verbindung der Hauptträger zur Aufhebung des Horizontalschubes nothwendig. Bei etwas grösseren Spannweiten stützt man die Gewölbe meist auf Querträger (Fig. 83 und 84), da hier die Endquerträger eine direkte Stützung durch das Widerlager finden. In der Regel werden die äusseren Querträger dicht hintermauert. Bei längeren Spannweiten, wo

Fig. 83.

Normalien der Orleansbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

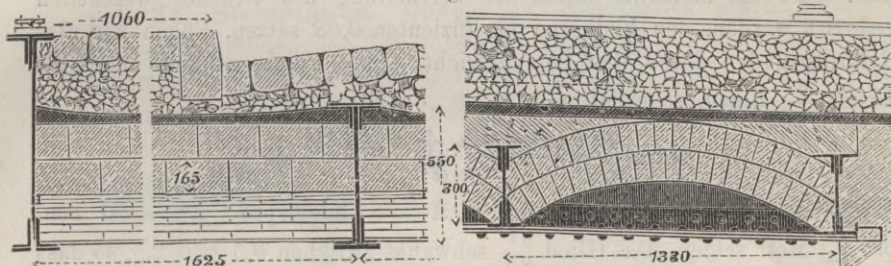
die Längenänderung in Folge der Temperaturänderungen grösser werden können, ist dies indess unzulässig.

c) Abdeckung. Die über den Gewölben liegenden Gewölbzwickel werden entweder ausgemauert oder mit Beton ausgefüllt und zwar meist bis zu einer dicht über den die Gewölbe stützenden Trägern liegenden Ebene. Diese Zwickelausfüllung bedeckt man meist noch mit einer dünnen Cementschicht von 2,5 bis 4^{cm} Dicke oder einer Asfaltschicht von 1,5 bis 2^{cm} Dicke, um das Wasser zurückzuhalten. Die obere Fläche muss eine solche Neigung erhalten, dass das Wasser vom Eisen abgehalten und abgeführt wird. In Fig. 83 und 84 z. B. bilden die Abdeckungen zwischen den einzelnen Hauptträgern Rinnen, welche ein Gefälle nach den Brückenenden haben. Man legt wohl auch die tiefsten Stellen in die Gewölbezwickel und führt das Wasser von hier mittels Röhren durch die Gewölbe, wie z. B. bei der Brücke über die Schelde bei Oudenarde

(spät. Fig.). Ueberhaupt können hier hinsichtlich der Entwässerung dieselben Konstruktionen Anwendung finden, wie bei den steinernen Brücken.

d) **Zweckmässigkeit.** Als Nachteile dieser Konstruktion lassen sich das grosse Gewicht, welches eine nicht ganz unwesentliche Verstärkung der Hauptträger gegenüber leichteren Konstruktionen verlangt, sowie der

Fig. 84.



Normalien der Orleansbahn. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

ungünstige Einfluss der Wärme und der Bewegungen der Träger bezeichnen. Da bei Temperaturänderungen das Eisen seine Länge in grösserem Masse ändert, als der Stein, so müssen natürlich Sprünge entstehen, entweder zwischen den einzelnen Steinen oder zwischen den Gewölben und Trägern, wodurch auch die wasserdichte Abdeckung illusorisch werden kann. Nimmt man den Ausdehnungskoeffizienten für Eisen und Stein zu $0,0000118$ und $0,0000070$ an, so würde der Unterschied in der Längenänderung einer Spannweite von 2 Met. bei 40 Grad Temperaturdifferenz $0,4$ Millim. sein. In der Praxis hat sich indess ein hieraus hervorgehender Nachtheil nicht bemerkbar gemacht. Auch die Durchbiegungen und Schwingungen der Träger müssen ungünstig auf den Zusammenhang des Mauerwerkes einwirken. Ein Einsturz eines Gewölbes wurde indess bisher nicht bekannt. Als Vortheil der Gewölbe ist der Umstand zu bezeichnen, dass der Einfluss der Stösse durch die grosse Masse, welche die Gewölbe entgegensetzen, ein geringerer wird.

§. 33. Dimensionen der Gewölbe. Die Spannweite der Gewölbe variirt bei ausgeführten Brücken zwischen $0,9$ und $2,0$ Met. Das Stichverhältniss oder das Verhältniss der Stichhöhe zur Spannweite variirt zwischen $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{13}$, durchschnittlich ist dasselbe $\frac{1}{10}$. Je grösser man das Verhältniss wählt, desto kleiner ergibt sich die Gewölbstärke, desto höher muss aber die Zwickelausfüllung werden. Man wird womöglich den Scheitel der oberen Wölbfläche in Einklang mit der oberen Begrenzung der Träger bringen.

Für die Bestimmung der Dicke benützen wir die für flache Bogenträger gültige Formel:

$$R = 0,36 \frac{Dl}{b d^2} + 0,15 \frac{Dl}{b h d},$$

(Winkler's Lehre von der Elast. und Fest., S. 335, zweite der Formeln 210.) Hierin bedeutet D den Raddruck, \mathfrak{R} den grössten zulässigen Druck pro Flächeneinheit, l die Spannweite, h die Stichhöhe, d die Gewölbdicke, b die Länge in Richtung der Gewölbaxe, auf welche sich der Raddruck vertheilt. Statt des Koeffizienten $0,36$ können wir in Folge des Umstandes, dass die Momente durch die Vertheilung des Druckes wesentlich reduziert werden, den kleineren Koeffizienten $0,08$ setzen. Fügen wir alsdann noch den durch das Eigengewicht g pro Flächeneinheit erzeugten Druck $\frac{gl^2}{8h}$ hinzu, so erhalten wir:

$$79. \quad \mathfrak{R} = \frac{Dl(0,08h + 0,15d)}{bh d^2} + \frac{gl^2}{8h}.$$

Wir können etwa für feste Ziegel $\mathfrak{R} = 8$ Klgr. pro $\square^{cm} = 80$ Ton. pro \square Met. setzen. Das Glied $\frac{gl^2}{8h}$ schwankt zwischen $0,5$ und $2,5$, so dass es genügt, es konstant zu 2 einzuführen. Alsdann aber wird:

$$80. \quad D = \frac{980bh d^2}{l(h + 2d)},$$

wodurch bei gegebenem D auch d bestimmt ist. Die Länge b , auf welche sich der Raddruck vertheilt, ist etwa nach der im §. 26 angegebenen Regel $b = 30 + 1,5z$ zu bestimmen. Man wird durchschnittlich $b = 0,5$ Met. annehmen können. Setzen wir $b = 0,5$, $h = 0,1l$, so ergeben sich für einige Spannweiten und Dicken folgende Werthe für D :

	$d = 0,05$	$0,10$	$0,15$	$0,20$	$0,25$ Met.
$l = 1,0$ Met.	$D = 0,64$	$1,70$	$2,90$	$4,15$	$5,41$ Ton.
$l = 1,5$ "	$D = 0,50$	$1,46$	$2,57$	$3,75$	$4,97$ "
$l = 2,0$ "	$D = 0,42$	$1,27$	$2,30$	$3,43$	$4,60$ "

Das Gewicht g der Gewölbe sammt Zwickelausfüllung und wasserdichter Abdeckung pro \square Meter ist bei dem Gewichte γ des Steinmaterials pro Kubikmet. $= 1,4d\gamma$ bis $2,0d\gamma$, durchschnittlich $= 1,7d\gamma$. Nehmen wir $\gamma = 1,8$ Ton. an, so wird:

Fig. 85.

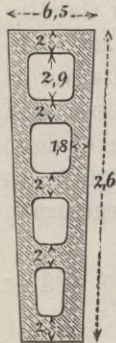
$$81. \quad g = 3000d \text{ Kilogr. pro } \square \text{ Met.}$$

Annähernd lässt sich hiernach das Gewicht g durch die Formel:

$$82. \quad g = 80 + 80D + 40Dl \text{ Kilogr. pro } \square \text{ Met.}$$

bestimmen. Meist schwankt das Gewicht zwischen 500 und 800 Kilogr. pro \square Met.

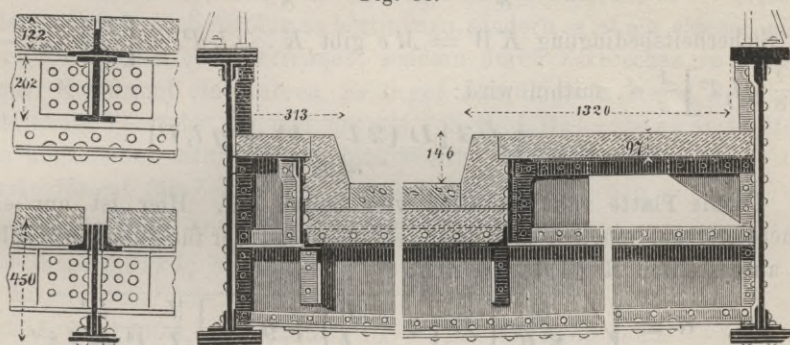
Wendet man Hohlziegel an, so würde sich natürlich die Dicke je nach dem Verhältnisse der Hohlräume ändern. Bei den in Fig. 85 angegebenen Verhältnissen kann man 32 Klgr. statt 80 Klgr., in Formel 77 also 392 statt 980 setzen. Die Dicke d ergibt sich alsdann bei gleichem D , l und h ungefähr 58 Prozent grösser. In Formel 81 ist 2170 statt 3000 zu setzen. Das



Gewicht g ergibt sich alsdann fast ebenso gross, als bei vollen Ziegeln. Eine Ersparniss durch Hohlziegel ergibt sich nur dann, wenn man die Gewölbdicke aus praktischen Rücksichten grösser wählen muss, als es die Rechnung ergibt, wie z. B. für schwach belastete Decken.

§. 34. **Steinplatten.** Obwohl die Steinplatten einen einfachen, leicht auszuführenden und bei gutem Materiale dauerhaften Belag bilden, so hat man doch selten davon Gebrauch gemacht, weil man den freiliegenden Steinplatten mit Rücksicht auf die hier vorkommenden starken

Fig. 86.

Brücke über die Ise bei Gifhorn. (Quantz). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

konzentrirten Drücke und Stösse keine grosse Festigkeit beimisst. Indess ist dieser Belag dort, wo Steinplatten von festem Materiale billig zu haben sind, immerhin mit Vortheil zu verwenden.

Die Steinplatten können entweder nur an zwei Seiten oder an allen vier Seiten aufgelegt werden; im letzteren Falle kann man sie schwächer halten; dafür aber werden mehr Eisenträger nothwendig. Eine Verschiebung der Platten hat man bei der Isebrücke bei Gifhorn (Fig. 86) dadurch verhindert, dass man den Obergurt der Querträger A und sekundären Längsträger B mit nach oben vorstehenden Rippen konstruirte. Indess wird hierdurch das genaue Auflegen der Platten erschwert und es genügt wohl, die Platten möglichst dicht an einander zu stossen und nur die Randplatten gegen Verschiebung zu sichern. Auch können die Platten einen etwas vertieften Auflagerrand erhalten. Bei der Isebrücke bei Gifhorn wurden die Platten auf ein 12^{mm} dickes Bett von Theermörtel ($0,87^{\text{km}}$ Kalkpulver, $0,62^{\text{km}}$ gewaschenen Sand, 140 Klgr. Theer und 140 Klgr. Pech auf 1^{km} Theermörtel) gelegt; auch hat man die Platten auf ein Lager von doppelten, mit heissem Theer getränkten Asfaltfilzstreifen gelegt. Ein derartiges, etwas elastisches Unterlager ist hier zweckmässig und erhöht nach den gemachten Versuchen die Tragfähigkeit der Platten.

§. 35. **Dimensionen der Steinplatten.** Die Grösse der angewendeten Steinplatten liegt etwa zwischen 0,75 und 1,00 Met. im Quadrat.

Die Dicke d ist nach den Regeln der Bruchfestigkeit zu bestimmen. Wir nehmen einen isolirten Druck D an, welcher sich durch den Schotter etc. auf ein Quadrat von der Seitenlänge b vertheilt. Das Eigengewicht, einschll. Schotter etc. sei g pro Flächeneinheit. Der Sicherheitskoeffizient der Bruchfestigkeit sei K .

a) Die Platte ruht nur an zwei Seiten auf. Als grösstes Moment M ergibt sich bei der Spannweite l und Plattenbreite l_1 :

$$M = \frac{1}{8} D (2l - b) + \frac{1}{8} g l_1 l^2.$$

Die Sicherheitsbedingung $KW = Me$ gibt $K \cdot \frac{1}{12} l_1 d^3 = \left[\frac{1}{8} D (2l - b) + \frac{1}{8} g l_1 l^2 \right] \frac{1}{2} d$, mithin wird:

$$83. \quad d = \sqrt[3]{\frac{3 [D (2l - b) + g l_1 l^2]}{4 K l_1}}.$$

b) Die Platte ruht an allen vier Seiten auf. Hier ist nur eine Näherungsregel möglich und zwar, entsprechend der für gusseiserne Platten aufgestellten Regel 12 (S. 40):

$$84. \quad d = \sqrt[3]{\frac{9}{8 K} \left[D \left(2 - \frac{b}{l} \right) + g l l_1 \right] \frac{l}{l_1} \frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4}},$$

worin l, l_1 die beiden Seitenlängen bezeichnen, wobei $l < l_1$ ist. Ist die Platte quadratisch, so wird:

$$85. \quad d = \sqrt[3]{\frac{9}{16 K} \left[D \left(2 - \frac{b}{l} \right) + g l^2 \right]}.$$

Setzt man in Formel 83 und 85 $g = 0$, so ergibt sich, dass sich die Dicken der quadratischen Platte bei einer Unterstützung an vier und zwei Seiten wie $\sqrt[3]{0,75} : 1 = 87 : 100$, und die Tragfähigkeiten bei gleicher Dicke wie 4 : 3 verhalten. Die bei Erbauung der Isebrücke bei Gifhorn gemachten Versuche stimmen hiermit nahe überein.

Bei diesen Versuchen wurde auch gefunden, dass die Tragfähigkeit der an allen vier Seiten aufliegenden Platten um 30 Prozent erhöht wurde, wenn der Druck in der Mitte einer 14,6^{cm} hohen Schotterschicht wirkt, als wenn er direkt auf den Stein in seiner Mitte wirkt. In beiden Fällen wurde der Druck auf eine Fläche von 9^{cm} in Quadrat erzeugt; die Platten hatten 1,1^m Seitenlänge. Auch dieses Resultat stimmt mit obiger Formel nahe überein, wenn man, nahe entsprechend der Formel 7 (S. 30) $b = 9 + 2,0z$ setzt. In der Anwendung wird man entsprechend der Formel 8 (S. 30) $b = 10 + 1,5z$ setzen können.

Um eine erste Näherung zu erhalten, da vor der genauen Bestimmung von d auch g nicht bestimmt ist, kann man $D \left(2 - \frac{b}{l} \right) + g l l_1$ annähernd $= 2D$ setzen und erhält alsdann:

$$86. \quad \begin{cases} 2 \text{ seitig unterstützt: } d = \sqrt{\frac{3 D l}{2 K l_1}} \\ 4 \text{ seitig unterstützt: } d = \sqrt{\frac{9 D l_1}{8 K l}} \end{cases}$$

worin noch unter der Voraussetzung, dass im zweiten Falle die beiden Dimensionen l und l_1 wenig von einander abweichen, annähernd $\frac{l}{l_1} \frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4} = \frac{l_1}{2l}$ gesetzt ist, was nur streng richtig sein würde, wenn l_1 von l unendlich wenig abweicht.

Was nun die zulässige Inanspruchnahme K anlangt, so ist dieselbe weder für Druck, noch für Zug zu bestimmen, sondern es ist ein eigener, nicht durch Zerdrücken oder Zerreißen, sondern durch Zerbrechen zu bestimmender Koeffizient einzuführen. Es liegen allerdings in dieser Beziehung noch wenig Versuche vor und nur die von Prof. Bauschinger in München angestellten haben allgemeinen Werth. Bezeichnet man den Festigkeitskoeffizient für Zerreißen, Zerdrücken und Zerbrechen mit k , k_1 , k_2 , so ist nach diesen Versuchen bei den meisten Steinen:

$$k = 0,027 k_1 \text{ bis } 0,063 k_1, \text{ im Mittel} = 0,038 k_1 = \frac{1}{26} k_1$$

$$k_2 = 0,100 k_1 \text{ n } 0,280 k_1 \text{ n } \text{ n } = 0,160 k_1 = \frac{1}{6} k_1.$$

Hiernach besteht zwischen den Koeffizienten k , k_1 und k_2 eine grosse Verschiedenheit. In folgender Tabelle sind Mittelwerthe der Koeffizienten in Kilogr. pro \square Centim. nach den Versuchen Bauschinger's zusammengestellt:

Bezeichnung	k	k_1	k_2	Spez. G.
Buntsandstein.....	16	656	86	2,2
Diorit.....	?	1410	217	—
Dolomit.....	17	1070	51	—
Glimmerschiefer.....	?	910	256	—
Granit.....	29	1160	175	2,8
Grünsandstein.....	14	330	58	2,0
Grünstein.....	50	1550	275	—
Jurakalk.....	?	400	77	—
Keupersandstein.....	4	290	30	2,3
Konglomerat (Wien).....	?	320	55	—
Leithakalk (Wöllersdorf).....	?	780	107	—
Molassesandstein.....	?	580	60	2,6
Muschelkalk.....	27	440	69	—
Perlmoser Cement.....	12	190	28	—
Trachit.....	?	580	118	2,4
Tuffstein.....	?	132	95	1,2

Bei den bei der Erbauung der Isebrücke bei Gifhorn angestellten Versuchen mit Platten von der wirklich anzuwendenden Grösse ergab sich für Sandstein $k_2 = 49$ bis 114 , im Mittel $= 61$, für Dolomit $k_2 = 24$ bis 54 , im Mittel $= 38$.

Versuche, welche in Alsfeld mit Basaltsäulen angestellt wurden, gaben für Basalt $k_2 = 130$ bis 294 , im Mittel $= 200$.

Die zulässige Inanspruchnahme K kann man etwa $= 0,1k_2$ annehmen, so dass K bei den anwendbaren Steinen zwischen 6 und 25 Klgr. pro \square^{cm} schwanken würde. Für $K = 6, 10$ und 25 Klgr. ergibt sich nach der ersten der Näherungsregel 83, wenn $l = l_1$ ist.

	$D = 1$	2	3	4	5	Tonnen
$K = 6 \cdot d =$	$13,6$	$19,3$	$23,6$	$27,3$	$30,5$	Centim.
$K = 10 \cdot d =$	$10,6$	$15,0$	$18,4$	$21,2$	$23,7$	"
$K = 25 \cdot d =$	$6,7$	$9,5$	$11,6$	$13,4$	$15,0$	"

Nehmen wir das spezifische Gewicht für die wenig festen Steine zu $2,0$, für die sehr festen Steine $2,8$ an, so lässt sich das Gewicht g (D in Tonnen) ungefähr ausdrücken durch:

87. $g = 140 + 56D$ bis $200 + 82D$ Kilogr. pro \square Met.
so dass g etwa zwischen 200 und 400 Kilogr. pro \square Met. schwankt.

IV. Kapitel.

Fusswege der Strassenbrücken.

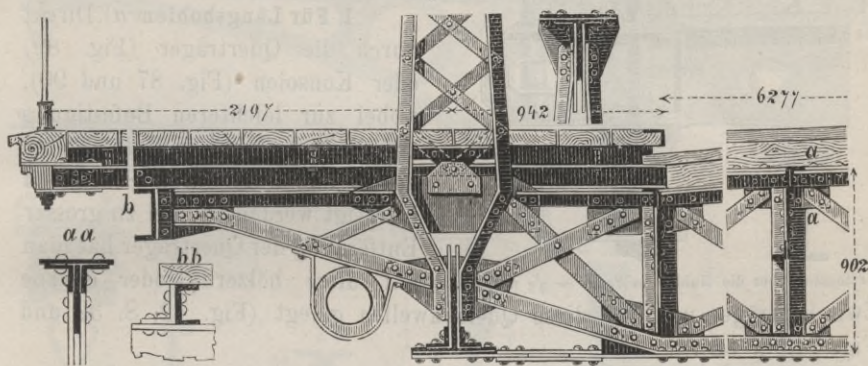
§. 36. **Allgemeines.** Bei schmalen, insbesondere von Fussgängern weniger frequentirten Brücken pflegt man keine Trennung zwischen Fussweg und Fahrbahn vorzunehmen. Bei grösserer Frequenz, namentlich in Städten, ist indess eine Trennung zweckmässig, wobei man die Fusswege ein wenig über die Fahrbahn erhöht. Hierdurch entsteht der Vortheil, dass das von der Fahrbahn ablaufende Wasser nicht über die Fusswege läuft und die Wagen nicht auf die Fusswege gelangen können. Im Folgenden haben wir natürlich nur die getrennten Fusswege zu besprechen. Liegen die Fusswege ausserhalb der Träger, so erfolgt bereits durch letztere eine Trennung.

Ueber die verschiedenen Anordnungen hinsichtlich der Unterstützung wurde bereits in §. 5 gesprochen. Die Konstruktion der Fusswegträger, Konsolen etc. werden wir erst später in Gemeinschaft mit denen für Eisenbahnbrücken besprechen.

Die Konstruktion der Fusswege hinsichtlich der Brückentafel und Brückendecke ist im Allgemeinen dieselbe, wie für die Fahrbahn. Nur lässt die Belastung durch Menschengedränge hier meist eine leichtere Konstruktion zu, als die Belastung durch die Räder schwerer Wagen. Wir können uns daher auf das früher Gesagte beziehen und haben nur Weniges hinzuzufügen.

§. 37. **Bohlenbelag.** Am häufigsten finden wir einen Bohlenbelag und selbst in den Fällen, wo für die Fahrbahn Eisen angewendet

Fig. 87.

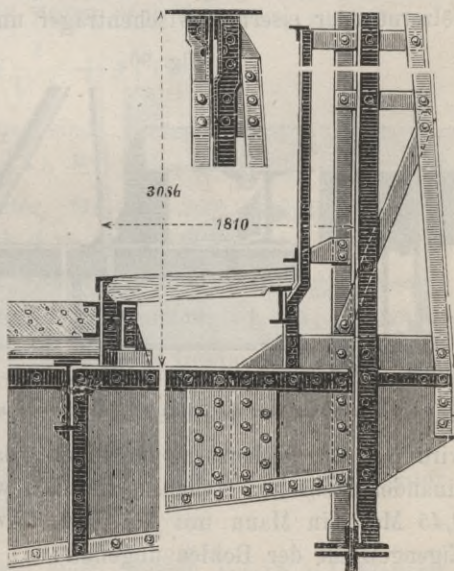
Brücke über die Brahe bei Bronberg. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

wurde. Meist hat man hier nur einen einfachen Bohlenbelag angewendet (Fig. 87, 88 und 90), obwohl wir bei starker Frequenz auch zuweilen einen doppelten Bohlenbelag finden (Fig. 89 und 91). Hinsichtlich der Lage der Bohlen ist es hier gleichgiltig, ob sie der Länge oder der Quere nach gelegt werden; man macht dies lediglich von der Unterstützungsweise der Bohlen,

Fig. 88.

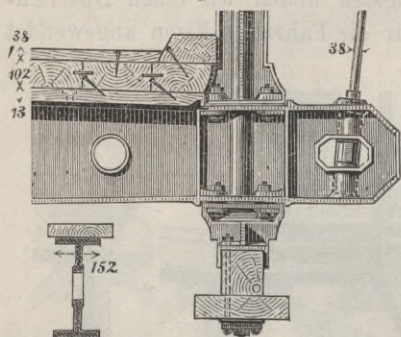
welche sich in dem betreffenden Falle als die geeignetste ergibt, abhängig.

Die Wasserabführung bewirkt man durch eine geringe Neigung des Belages von etwa 0,015 bis 0,03 oder, wenn man eine horizontale Bahn vorzieht (Fig. 87), durch einen geringen Abstand der Bohlen von etwa 0,5^{cm}. Um

Donaubrücke bei Passau. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

einen möglichst ebenen Boden zu erhalten, muss man allerdings die Bohlen dicht zusammen stossen und durch hölzerne oder eiserne Federn verbinden (Fig. 27, S. 24 und Fig. 89). In Fig. 90 hat man den Bohlen einen Abstand gegeben, aber, um sie vor dem Krümmen zu schützen, die Befestigungsschrauben zwischen je zwei Bohlen angeordnet und denselben hakenförmige, über beide Bohlen greifende Köpfe gegeben.

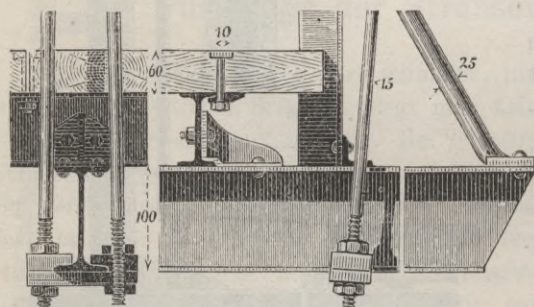
Fig. 89.

Kettensteg über die Moldau in Prag. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Zwischenträger und auf diese Querschwellen gelegt (Fig. 42, S. 32 und Fig. 74, S. 58).

2. Für Querbohlen. *a)* Bei Stegen liegen die Bohlen zuweilen direkt auf den Hauptträgern. *b)* Die Bohlen liegen einerseits direkt auf dem Hauptträger, andererseits auf einem besonderen Fusswegträger (Fig. 20, S. 14). *c)* Meist liegen auf den Querträgern oder Konsolen schwache hölzerne oder eiserne Zwischenträger und auf diesen die Bohlen (Fig. 3,

Fig. 90.

Drahtsteg über die Donau bei Passau. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

S. 3, Fig. 22, S. 16, Fig. 88, 90, 94 und spät. Fig.); bei der Mannheimer Rheinbrücke (spät. Fig.) hat man zur leichteren Befestigung der Bohlen neben die eisernen Träger noch Holzträger gelegt.

Bei der Berechnung der Bohlendicke d

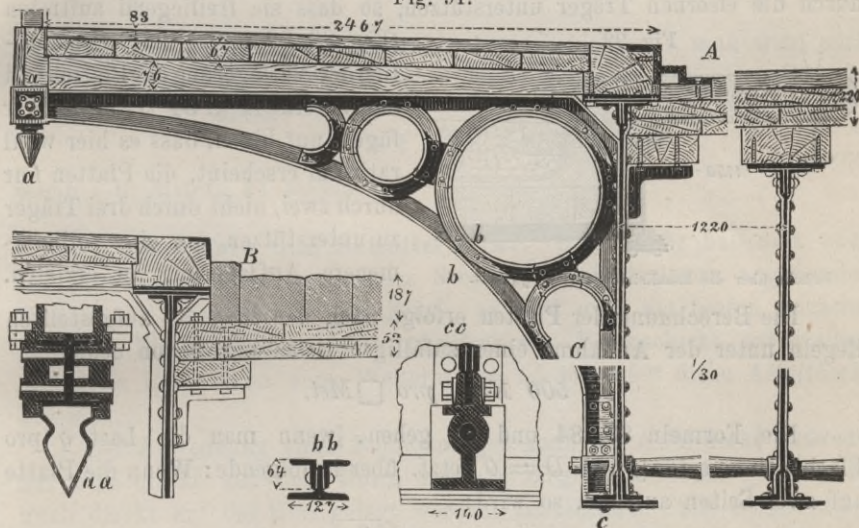
wird man am sichersten annehmen, dass auf einer Bohle dicht neben einander Menschen stehen. Hiernach würde etwa auf eine Länge von 0,45 Met. ein Mann mit 70 Klgr. Gewicht kommen; dies gibt einschl. Eigengewicht der Bohlen ungefähr:

170 Klgr. pro lauf. Met.

Bezeichnen wir diese Last pro Längeneinheit mit q , die Breite der Bohle mit b , die freie Länge mit l , die zulässige Inanspruchnahme mit K , so wird $K \cdot \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{8} q l^2 \cdot \frac{1}{2} d$ oder

$$1. \quad d = l \sqrt{\frac{3q}{4Kb}}$$

Fig. 91.

Rochester Drehbrücke. — $\frac{1}{15}$ ($\frac{1}{15}$) nat. Gr.

Setzen wir $K = 65$ Klgr. pro \square^{cm} und $q = 1,7$ Klgr. pro lauf. Centim., so wird, wenn man der Abnützung wegen noch 1 Centim. zuschlägt:

$$2. \quad d = \left(0,14 \frac{l}{\sqrt{b}} + 1 \right) \text{Centim.},$$

wobei l und b in Centim. zu nehmen sind. Hiernach wird z. B. für:

$$b = 20^{cm}, \quad d = 0,031l + 1; \quad b = 25^{cm}, \quad d = 0,028l + 1.$$

Sonach würde für $l = 1, 2, 3$ Meter, für $b = 20^{cm}$ bezüglich $d = 4, 7, 10^{cm}$ und für $b = 25^{cm}$ bezüglich $d = 3,5, 6,5, 9,5^{cm}$.

Beim doppelten Bohlenbelage wird die Dicke jedes einzelnen nur $\frac{1}{2} \sqrt{2} = 0,71$ von der des einfachen, wenn man annimmt, dass sich hier dieselbe Last auf zwei Bohlen vertheilt, also die Gesamtdicke:

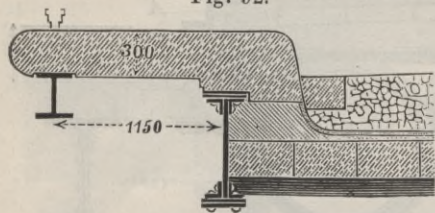
$$3. \quad d = \left(0,20 \frac{l}{\sqrt{b}} + 1 \right) \text{Centim.}$$

Soll die Bahn mit Karren befahren werden dürfen, so kann unter Umständen eine grössere Dicke nöthig werden.

§. 38. **Steindecke.** Wenn man einen grossen Werth auf Eleganz legt, so sind Steinplatten aus hartem Materiale, welches keine grosse Glätte

annimmt, am geeignetsten zum Belegen der Fusswege. Wenn man nur kleinere natürliche Platten haben kann oder künstliche Cement- oder Thonplatten oder Mosaiksteine anwenden will, so legt man dieselbe auf eine Kies- oder Betonbedeckung, welche von einer hölzernen oder besser eisernen Brückentafel getragen wird (Fig. 49, S. 36 und Fig. 51, S. 37). Platten in der genügenden Grösse und Festigkeit kann man indess direkt durch die eisernen Träger unterstützen, so dass sie freiliegend auftreten

Fig. 92.

Brücke über die kanalisirte Saar. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

(Fig. 86, 92 u. Fig. 98). Hinsichtlich der Auflagerung der Platten gilt das bereits in §. 34 Gesagte. Wir fügen nur hinzu, dass es hier wohl rathsam erscheint, die Platten nur durch zwei, nicht durch drei Träger zu unterstützen, um eine vollkommene Auflagerung zu erzielen.

Die Berechnung der Platten erfolgt nach den in §. 35 aufgestellten Regeln unter der Annahme einer zufälligen Belastung p von etwa:

$$500 \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Die Formeln 83, 84 und 85 gehen, wenn man die Last q pro Flächeneinheit für g und $D = 0$ setzt, über in folgende: Wenn die Platte auf zwei Seiten aufruhrt, so wird:

$$4. \quad d = l \sqrt{\frac{3q}{4K}}$$

Wenn die Platte auf vier Seiten aufruhrt, so wird:

$$5. \quad d = l \sqrt{\frac{3q}{4K} \frac{l^4}{l^4 + l_t^4}}$$

und bei quadratischer Platte:

$$6. \quad d = l \sqrt{\frac{3q}{8K}}$$

Zur Bestimmung von q kann man entweder das Eigengewicht der Platten vorläufig annehmen oder man kann $q = p + \gamma d$ setzen, wenn γ das Gewicht der Volumeneinheit bezeichnet. Reduzirt man für den ersten Fall (Formel 4) alsdann auf d , so erhält man:

$$7. \quad \frac{d}{l} = \frac{3l\gamma}{8K} + \sqrt{\frac{9l^2\gamma^2}{64K^2} + \frac{3p}{4K}}$$

Setzt man hierin $K = 6, 10, 25 \square \text{cm}$, $\gamma = 0,0020, 0,0024, 0,0028$, $p = 0,050 \text{ Klgr. pro } \square \text{cm}$, so erhält man:

l	$\frac{d}{l}$			g		
	$K = 6$	$K = 10$	$K = 25$	$K = 6$	$K = 10$	$K = 25$
100	0,093	0,071	0,043	186	170	120
150	0,098	0,076	0,046	294	274	193
200	0,108	0,082	0,048	432	394	269

Hiernach würde die Dicke etwa 4 bis 15^{cm}; jedoch wird man wohl auch bei sehr festem Steine nicht unter 8^{cm} herabgehen können. Das Gewicht ist hiernach annähernd:

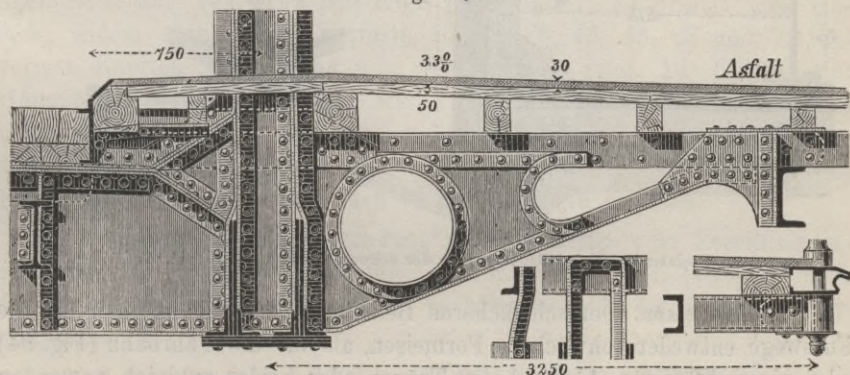
$$8. \quad g = 170 \text{ l Klgr. pro } \square \text{ Met.},$$

worin l in Metern zu nehmen ist.

§. 39. **Asfalt- und Schotterdecke.** Sehr häufig hat man auch bei Brücken, ebenso wie in den Strassen, Asfalttrottoirs angewendet. Besteht die Brückentafel aus Eisen, so wird man am besten zunächst eine das Eisen etwa 2 Centim. überdeckende Betonschicht aufbringen; auf diese kann dann ohne Weiteres die 1,5 bis 2,5^{cm} dicke Asfaltdecke kommen.

Bei Anwendung eines Bohlenbelages kann die Asfaltdecke entweder auf eine direkt auf dem Holze ruhende Ziegelflachschiebt gelegt oder auch direkt auf das Holz gelegt werden. Im letzteren Falle ist allerdings

Fig. 93.



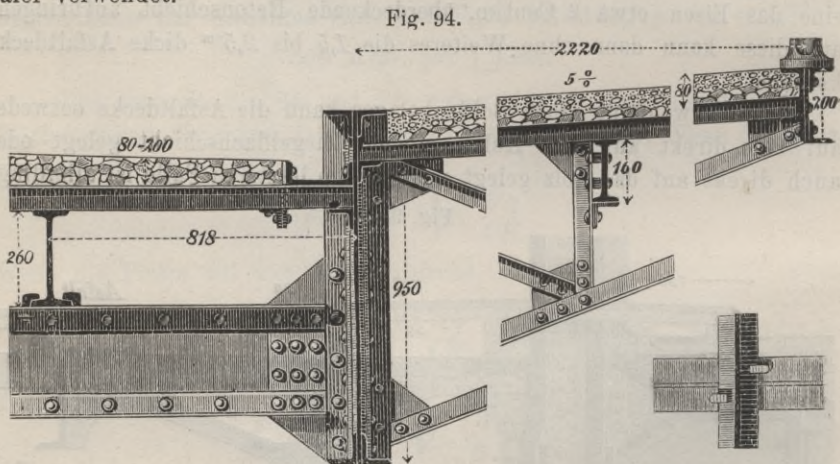
Kaiserbrücke über die Weser in Bremen (Böttcher). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

das Zusammentrocknen und Werfen des Holzes störend. Bei der Kaiserbrücke über die Weser in Bremen ist zur Verhütung des Werfens der Belag aus 5^{cm} dicken und aus 6^{cm} breiten Eichenhölzern, welche unter sich durch horizontale, 10^{cm} lange Drahtstifte in 0,3^m Entfernung verbunden sind, zusammengesetzt; über diese Holzdecke ist Leinwand (Rappin) gespannt und dann erst eine 1,2^{cm} dicke Lage von Limmer-Asfalt und sodann eine 1,8^{cm} dicke Lage von Seyssel-Asfalt aufgebracht (Fig. 93).

Eine blosse Schotter- oder Kiesdecke findet man bei getrennten Fusswegen selten und nur da, wo auch die Fahrbahn boschottert ist. Ein Beispiel bietet Fig. 94.

§. 40. **Eisen als Brückentafel.** Sämtliche in §. 18 bis 31 besprochene Konstruktionen der Fahrbahntafel hat man auch für die Fusswegtafel angewendet, oft nur mit entsprechenden Modifikationen. Zu dem früher bereits Gesagten haben wir indess nur noch wenig hinzuzufügen.

1. **Gusseisenplatten** sind jedenfalls für die Fusswege der wesentlich geringeren Stösse wegen noch eher geeignet, als für die Fahrbahn. Wenn man für die Fahrbahn Gussplatten anwendet, so wendet man solche gewöhnlich auch für die Fusswege in gleicher Konstruktion an; so z. B. zeigen die Figuren 49, S. 36 und 51, S. 37 keinen Unterschied in der Konstruktion der Brückentafel für Fahrbahn und Fusswege. In einzelnen Fällen, wo eine Dekoration der unteren Fläche erwünscht erschien, hat man hierzu Gussplatten in kassettenartiger Form als Brückentafel verwendet.



Seedammbrücke bei Rapperswyl in der Schweiz (Probst). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

2. **Formeisen.** Der schwächeren Belastung wegen kann man für die Fusswege entweder schwächere Formeisen, als für die Fahrbahn (Fig. 94) oder einen grösseren Abstand der Träger oder beides zugleich anwenden oder man kann, um kein neues Kaliber anwenden zu müssen, jedes zweite oder dritte Formeisen der Fahrbahn für den Fussweg verlängern, wie dies z. B. bei der Lahnbrücke in Ems geschehen ist (Fig. 56, S. 44). Hier sind die so entstehenden grösseren Zwischenräume durch Steine bedeckt.

3. **Wellenblech.** Das Wellenblech ist vielfach als Fusswegtafel in Anwendung gekommen, selbst da, wo für die Fahrbahn eine andere Konstruktion angewendet wurde, z. B. bei der Seinebrücke bei Billan-

court (Fig. 48, S. 35), wo für die Fahrbahn Gussplatten und bei der Reussbrücke bei Luzern (Fig. 57, S. 44), wo für die Fahrbahn Zoresisen verwendet wurden. Es ist hier wohl am besten, für die Fusswege eine geringere Wellenhöhe und kleinere Blechdicke zu verwenden, wie für die Fahrbahn.

4. Hängebleche wurden gleichzeitig für Fahrbahn und Fusswege beispielsweise verwendet bei der Tegetthoffbrücke über den Wienfluss in Wien (Fig. 12, Seite 9).

5. Wölbbleche würden ebenso in Anwendung kommen können; jedoch sind dieselben, wie bereits in §. 27 bemerkt, weniger zu empfehlen.

6. Buckelplatten wurden in vielen Fällen, wo sie für die Fahrbahn in Anwendung kamen, auch für die Fusswege angewendet, so z. B. bei der Westminsterbrücke in London (Fig. 76, S. 64), der Reichsstrassenbrücke bei Wien (Fig. 78, S. 65) und der Elbebrücke bei Meissen (Fig. 11, S. 8); in allen drei Fällen haben die Buckelplatten unter den Fusswegen eine grössere Breite erhalten, als unter der Fahrbahn. Mehrfach aber finden wir für die Fusswege Hänge- und Wölbbleche verwendet, wenn für die Fahrbahn hängende oder stehende Buckelplatten angewendet wurden.

Die Berechnung der Fusswegtafel kann nach den im vorigen Kapitel aufgestellten Regeln erfolgen, indess nicht unter der Voraussetzung von Einzeldrücken, sondern einer gleichmässig vertheilten zufälligen Belastung von etwa 550 Klgr. pro \square Met. Es erfolgt dies einfach, indem man in den Formeln 16, 17, 36, 43, 48, 68 und 72 des vorigen Kapitels $D = 0$ und $q = g + p$ für g , setzt. Die Formeln für Hängebleche und Buckelplatten wären allerdings mit Rücksicht auf die ungünstigste Belastungsweise zu modifiziren. Auf eine weitere Spezialisirung der Formeln wollen wir hier nicht näher eingehen, indess im Folgenden noch die resultirenden Näherungsregeln angeben.

a) **Formeisen.** Bei Anwendung von Vautherin- oder Zoresisen ergibt sich für $q = 800$ Klgr. pro \square^m , $K = 800$ Klgr. pro \square^{cm} nach den auf S. 48 und 49 angegebenen Verhältnissen für die deutschen Normalprofile (b , l in Centim.):

$$\beta = 1,1: \quad b = 0,049l, \quad g = 0,16l \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

$$\beta = 2,7: \quad b = 0,078l, \quad g = 0,10l \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad \text{ "}$$

Hiernach ergeben sich indess meist zu kleine Dimensionen. Nimmt man das kleinste Profil an, so wird das Eisengewicht bei dichtem Belag 36, bei einer Trennung durch Ziegel etwa 15 Klgr. pro \square Met.

b) **Wellenblech.** Nach den auf Seite 53 bis 56 aufgestellten Regeln ergibt sich für $q = 800$ Klgr. pro \square^m , $K = 800$ Klgr. pro \square^{cm} und $h = 0,4b$:

$$h \delta = 0,000037l^2, \quad g = 109 \delta \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Wählt man die kleinste zulässige Dicke $\delta = 0,3\text{cm}$, so wird $h = 0,00019\text{ l}^2$; indess wird es rätlich sein, die Höhe grösser anzunehmen, etwa 3 bis 4^{cm}. Das Gewicht wird für $\delta = 0,3\text{cm}$:

$$g = 33 \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

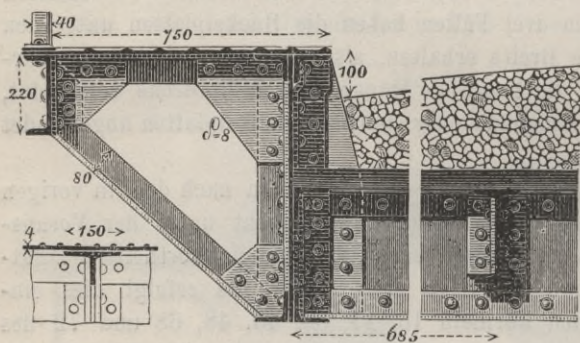
c) **Hängebleche, Blechgewölbe, Buckelplatten.** Die Berechnung ergibt auch hier für die praktische Ausführung zu geringe Dicken. Man wird hier mit der Dicke nicht wohl unter 4^{mm} gehen können und wird alsdann das Eisengewicht

$$g = 32 \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

§. 41. **Eisen als Brückendecke.** In wenigen Fällen finden wir Gusseisenplatten in der vereinigten Funktion als Tafel und Decke; die Oberfläche muss dann geriffelt oder irgend wie gemustert sein, um dem Ausgleiten vor-

zubeugen. Auch ebenes geriffeltes Eisenblech ist in Anwendung gekommen (Fig. 95); dasselbe gestattet indess nur eine geringe freie Spannweite. Bei einer Belastung von 500 Kilogr. pro \square^m (einschliesslich Eigengewicht) und einer zulässigen Inanspruch-

Fig. 95.



Französische Strassenbrücke über einen Vizinalweg. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

nahme von 800 Kilogr. pro \square^m ergibt sich die Dicke

$$\delta = 0,0075\text{l},$$

falls die Platte nur an zwei Seiten aufliegt. Die Durchbiegung ergibt sich in diesem Falle allerdings ziemlich gross, nämlich nahezu $y = 0,01\text{l}$. Macht man dagegen $\delta = n \cdot 0,0075\text{l}$, so wird die Durchbiegung nur $y = \frac{1}{n^3} 0,01\text{l}$. Ist z. B. $l = 60\text{cm}$, so würde $\delta = 0,45\text{cm}$, $y = 0,6\text{cm}$; macht man dagegen $\delta = 2 \cdot 0,45\text{cm} = 0,9\text{cm}$, so wird y nur $= \frac{0,6}{8} = 0,08\text{cm}$.

§. 42. **Trennung der Fusswege von der Fahrbahn.** Wie bereits früher bemerkt, wird der Fussweg gewöhnlich von der Fahrbahn durch eine höhere Lage oder durch die zwischen beiden Theilen liegenden Träger getrennt. Die Erhöhung des Fussweges gegen die Fahrbahn beträgt 12 bis 20 Centim., so dass man leicht von einem Theile auf den anderen übertreten kann. Die in Fig. 79 (S. 66) angewendete bedeutende Erhöhung von 61 Centim. hat dort den speziellen Zweck, die Fusswege so hoch zu legen, dass die Pferde von der Fahrbahn aus die unterhalb der Brücke

verkehrenden Eisenbahnzüge nicht sehen können. In der Regel hat man indess diese Vorsicht gegen das Scheuwerden der Pferde nicht befolgt.

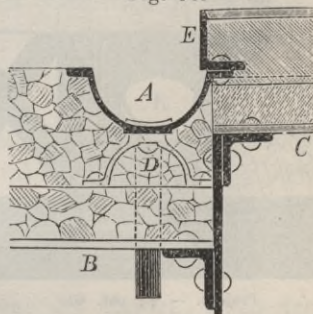
Meistentheils wird an der Trennungsstelle gleichzeitig die Abführung des Regenwassers von der Fahrbahn und den Fusswegen zu bewirken sein. Die spezielle Durchführung der Trennung kann in verschiedener Weise erfolgen:

1. Bei Anwendung von Pflaster oder Schotter lässt man die Oberfläche der Fahrbahn oft direkt gegen die den Fussweg begrenzende, mehr oder weniger vertikale Fläche stossen, so dass hier in Folge der Neigung der Fahrbahn eine, wenn auch wenig ausgebildete Rinne entsteht (Fig. 48, S. 35, Fig. 51, S. 37, Fig. 65, S. 50, Fig. 69, S. 52, Fig. 84, S. 72 und Fig. 93, S. 83). Bei Anwendung einer Schotterbahn pflastert man wohl auch einen schmalen Streifen neben dem Fusswege zur besseren Erhaltung der Rinne (Fig. 48, S. 35, Fig. 51, S. 37). Bei längeren Brücken, wo das Wasser nicht vollständig über die Enden hinweg abgeleitet, sondern durch einzelne Abfallrinnen abgeführt werden muss, ist die Pflasterung eines Streifens jedenfalls rathsam.

2. Man bildet neben dem Fusswege eine muldenförmige Rinne entweder durch die Pflastersteine (Fig. 77 und Fig. 78, S. 65) durch Aussparen in der Betonfahrbahn (spät. Fig.) oder durch einen besonderen Rinnstein (*le chéneau*, — *the gutter*) (Fig. 49, S. 36 und Fig. 56, S. 44), auch wohl aus Guss- oder Schmiedeeisen. Wendet man Zoresisen oder Vautherineisen als Brückenbelag an, so können dieselben in umgekehrter Lage auch als Rinnen verwendet werden (Fig. 96 und 97). Auch U-Eisen ist vielfach für diese Rinnen angewendet worden (Fig. 94). Hinsichtlich der Wasserabführung ist diese Anordnung der vorigen vorzuziehen; es lässt sich ihr indess vorwerfen, dass die Räder leicht in die Rinne, aber schwer wieder heraus gelangen und dass auch Fussgänger, wenn sie vom Fusswege auf die Fahrbahn treten, leicht in die Rinne gerathen. Das erstere könnte man zwar durch Radabweiser hindern (Fig. 79, S. 66); besser ist es indess, die Rinne entweder sehr flach zu halten (Fig. 78, S. 65) oder dieselbe durch den Fussweg derart zu überdecken (Fig. 97), dass nur ein schmaler Streifen zum Einlaufen des Wassers und zum Reinigen der Rinne verbleibt.

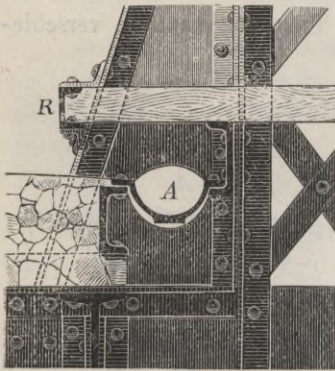
3. Man trennt den Fussweg und die Fahrbahn derart von einander, dass sich zwischen beiden ein Spalt bildet, durch welchen das Wasser direkt nach unten ablaufen kann (Fig. 27, S. 24, Fig. 40, S. 28, Fig. 46, S. 33, Fig. 57, S. 44, Fig. 74, S. 58, Fig. 87 und 88, S. 79 und Fig. 98).

Fig. 96.

Projekt. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Diese Anordnung ist jedenfalls die zweckmässigste, wenn überhaupt die direkte Abführung des Wassers mit Rücksicht auf den etwa unter der Brücke stattfindenden Verkehr gestattet ist. Natürlich muss der Spalt in horizontaler Projektion vollständig oder fast vollständig vom Fusswege überdeckt sein, um das Hineingerathen von Rädern und Füßen zu verhüten.

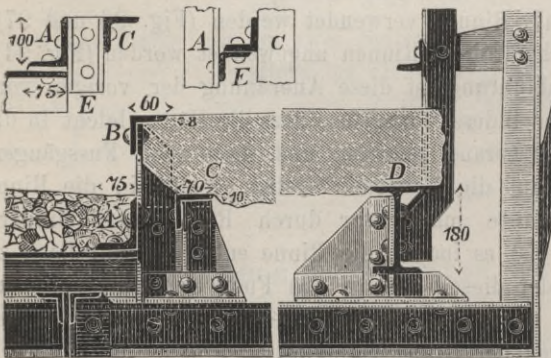
Fig. 97.

Projekt. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

fortlaufenden Spalt (Fig. 27, S. 24, Fig. 46, S. 33 und Fig. 87, S. 79).

5. Wenn die Fusswege von der Fahrbahn durch Träger getrennt sind, so muss man bei der Abführung des Wassers und Kothes besonders dafür sorgen, dass der Träger nicht verunreinigt wird; namentlich ist es bei Trägern mit Doppelgurten wichtig, das Wasser und den Koth nicht in den Gurt gelangen zu lassen. Bei Anwendung eines Bohlenbelages genügt eine einfache Abdeckung des Gurtes durch Bohlen. Bei der Elbebrücke bei Aussig (Fig. 26, S. 23) hat man den oberen Bohlenbelag der Fahrbahn über den Gurt hinweg als Fusswegbelag erweitert. Wenn die Fahrbahn in der Mitte eine Ueberhöhung erhält, so legt man

Fig. 98.

Brücke über den Main bei Eltmann. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

am besten unmittelbar neben den Träger eine Rinne, wie unter Nr. 2. Das Hineingerathen der Räder ist durch Radabweiser zu hindern.

Bei der Verbindung der Haupt- und Querträger durch Eckversteifungen kann man die hierdurch beanspruchte Breite gleichzeitig für die Rinne ausnutzen (Fig. 97).

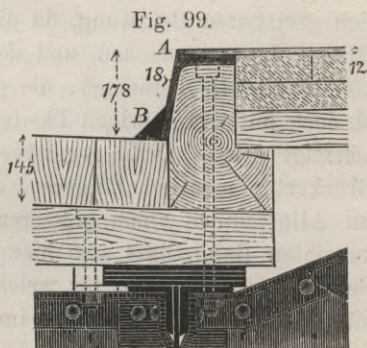
Die seitliche Begrenzung der aus Schotter, Beton oder Pflaster gebildeten Fahrbahn erfolgt entweder durch hölzerne Saumschwellen (Fig. 40, S. 28), durch Saumsteine, die zugleich Rinnsteine sein

können (Fig. 48, S. 35, Fig. 51, S. 37 und Fig. 56, S. 44) oder durch Saumeisen in Form von Winkeleisen, U-Eisen oder mit Winkeleisen gesäumten Blechen. In Fig. 65 (S. 50), Fig. 67 (S. 51) u. Fig. 74 (S. 58) sind blosse Winkeleisen verwendet; in Fig. 57 (S. 44) u. Fig. 78 (S. 65) sind Bleche, welche oben und unten durch Winkeleisen gesäumt sind, benützt. Das Saumeisen *A* der Mainbrücke bei Eltmann (Fig. 67, S. 51) ist in Fig. 98 besonders in Verbindung mit den Saumeisen *B* des Fussweges und den Trägern *C* und *D* des Fussweges dargestellt, um die Befestigungsweise zu zeigen.

§. 43. **Radabweiser.** Den Fussweg säumt man ebenfalls häufig durch Saumeisen, meist in Form von Winkeleisen (Fig. 27, S. 24, Fig. 65, S. 50, Fig. 67, S. 51, Fig. 87, S. 79, Fig. 88, S. 79, Fig. 97 und Fig. 98), einestheils, um eine Beschädigung durch das Anstreifen der Räder zu verhüten, andernteils zur Festhaltung der Bedielung des Fussweges oder zur Verhinderung des Abtretens der Kanten, wenn der Fussweg mit Asphalt oder Beton bedeckt ist. Wenn die Bahn ein Längsgefälle hat, so lassen die Fuhrleute gerne die Räder am Saumeisen streifen, um hierdurch eine Bremsung zu bewirken. Natürlich wird hierdurch das Saumeisen bald ruiniert. In Fig. 99 ist zur Verhinderung des Anstreichens vor dem Winkelstücke *A* aus Gusseisen eine schmiedeeiserne dreieckige Schiene *B* befestigt; in Fig. 91 (S. 81) ist zu demselben Zwecke im gepflasterten Theile ein Steinbord *B* vorgestreckt; während im nicht gepflasterten Theile das gegossene, geriefte Saumeisen eine entsprechende Stufe besitzt.

Radabweiser in Form von einzelnen hornartigen Steinen oder Gussstücken, wie man sie mehrfach findet (Fig. 79, S. 66), erscheinen im Allgemeinen als nicht zweckmässig, weil sie Gelegenheit zum Anstossen der Wagen, zum Fallen etc. geben. Zweckmässiger sind die fortlaufenden Radabweiser.

Zweckmässig ist es, derartige Radabweiser oder Borde neben den Trägern und Geländern anzubringen und zwar genügt ein Horizontalabstand des Bordrandes von den am weitesten vorspringenden Theilen von **0,35 bis 0,45** Met. Diese Borde werden in Form von Holzschwellen, Steinen (Fig. 86, S. 75, links) oder Formeisen (Fig. 87, S. 79 und Fig. 97) angeordnet. Wenn die Fusswege innerhalb der Träger liegen, so wird der Bord gleichzeitig durch die Erhöhung der Fusswege gebildet. Liegen die Fusswege ausserhalb der Träger, so ist es zweckmässig, die Fusswege



Weserbrücke in Bremen. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

zum angedeuteten Zwecke durch die Träger hindurch fortzusetzen; man erreicht hierdurch den Nebenzweck einer Abdeckung der Untergurte der Träger. Zuweilen hat man den Fussweg soweit nach innen fortgesetzt, dass der erhöhte Weg von den Fuhrleuten zum Begehen benützt werden kann, wozu 0,45 bis 0,50^m Breite allenfalls ausreichen. Besondere Saumschwellen (Fig. 43, S. 33) findet man selten.

V. Kapitel.

Die Bahn der Eisenbahnbrücken.

§. 44. **Auflagerung der Schienen auf Holzschwellen.** Die Eisenbahnschienen werden meistentheils auf Holzschwellen gelagert; seltener hat man sie mit gänzlicher Vermeidung des Holzes direkt auf die Hauptträger, auf sekundäre Längsträger, auf die entsprechend nahe gerückten Querträger oder auf eiserne Querschwellen gelegt. Die direkte Auflagerung auf Holz bietet den Vortheil, dass die Stösse mehr gemässigt werden, dass die Befestigung der Schienen in derselben Weise erfolgt, wie auf der kurrenten Bahn, also die Ueberwachung und Instandhaltung leicht von demselben Personale erfolgen kann und dass eine Regulirung der Höhenlage der Schienen leichter durchzuführen ist. Dagegen bietet die Vermeidung des Holzes den Vortheil einer wesentlich geringeren Belastung, da die Holzschwellen 3 bis 4 Prozent der zufälligen Last ausmachen, und den Vortheil der grösseren Sicherheit. Man könnte allerdings meinen, die grössere Sicherheit sei ohne Belang, weil ja doch auf dem übrigen Theile der Bahn die Schienen auf Holzschwellen befestigt seien. Dem gegenüber lässt sich indess anführen, dass auf Brücken, namentlich längeren, eine mangelhafte Befestigung der Schiene im Allgemeinen einen grösseren Schaden herbeiführen kann, als auf der kurrenten Bahn, dass also hier eine sicherere Befestigung erwünscht ist. Bei kleineren Brücken, für welche es sich nicht lohnt, besondere Brückenwärter anzustellen, dürfte es immerhin rathsam sein, der Gleichförmigkeit mit der kurrenten Bahn halber, Holzschwellen zu wählen; auch bei den meisten der bestehenden grösseren Brücken hat man sich zu Holzschwellen entschlossen.

Bei Anwendung von Holz kann man entweder Querschwellen (*la traverse*, — *the traverse-sleeper*, *the cross beam*, *the cross-sleeper*) oder Langschwellen (*la longrine* — *the longitudinal sleeper*, *the floor beam*) wählen. Die Querschwellen bieten den Vortheil, dass bei niederen Trägern mit oben liegender Bahn eine grössere Einfachheit entsteht, in-

dem sich die Querswellen auch bei etwas grösserem Trägerabstande direkt auf die Hauptträger legen lassen und auch die Fusswege und Geländer aufnehmen können, dass die Spurweite ohne besondere Mittel sicherer erhalten wird, dass eine grössere Gleichartigkeit mit der kurrenten Bahn erreicht wird und dass das häufig beobachtete Windschiefwerden der Schwellen bei den Querswellen weniger stört, als bei den Langschwellen. Die Langschwellen bieten im Allgemeinen den Vortheil einer etwas geringeren Belastung der Brücke, indem die Langschwellen 5 bis 60 Prozent weniger Material erfordern; wenn die Bahn am Untergrunde oder zwischen den Gurten liegt, so erfordern Querswellen auch die Anordnung von Schwellenträgern, während sich die Langschwellen bei hinreichend nahe liegenden Querträgern direkt auf diese legen lassen.

In neuerer Zeit findet man in den meisten Fällen unter allen Umständen Querswellen.

§. 45. Vertheilung der Querswellen. Auf der kurrenten Bahn sind entweder ruhende Stösse oder schwebende Stösse üblich; in neuerer Zeit hat man meist die letzteren gewählt. Der Hauptzweck der schwebenden Stösse, die durch die Lücken zwischen den Schienen veranlasseten Stösse zu mässigen, verliert bei den eisernen Brücken zwar an Wichtigkeit, weil es hier möglich ist, die Schienen dicht an einander zu stossen; immerhin aber dürften auch hier noch die schwebenden Stösse Vortheile gewähren. Meist findet man auf Brücken allerdings ruhende Stösse.

In der Regel wird man eine gegen die Knotenpunkte oder Querträger regelmässige Eintheilung wünschen. Wenn man die Schienenlänge so wählt, dass die Entfernung der Knotenpunkte oder Querträger in der Schienenlänge aufgeht oder umgekehrt, so ist eine regelmässige Anordnung ganz gut möglich, trotzdem, dass die Stossschwellen eine kleinere Entfernung zu erhalten haben, als die Mittelschwellen. In der Regel aber hat man es vorgezogen, die Entfernung der Schwellen durchgehends so klein zu wählen (0,65 bis 0,85 Met.), dass die Schienen am Stosse die nöthige Tragfähigkeit behalten; man erreicht hierdurch allerdings den Vortheil einer vollkommen gleichmässigen Schwellenvertheilung.

Wir finden dies auch bei kleineren Brücken befolgt; hier dürfte es indess wohl am rathsamsten sein, die Schwellenvertheilung ganz ohne Rücksicht auf die Schienenstösse durchzuführen und beim Legen der Schienen nöthigenfalls an denjenigen Stellen, an welche zufällig die Schienenstösse fallen, neue Schwellen einzuschalten. Hierdurch entsteht der Vortheil, dass das Legen der Schienen ganz unabhängig von der Brücke und ohne Schienen von ungewöhnlicher Länge zu bedürfen, erfolgen kann.

In Amerika werden die Schwellen meist sehr dicht gelegt, bis zu Entfernungen von 0,3^m von Mitte zu Mitte herab, so dass nur Lücken von etwa 0,1^m verbleiben, also der Bohlenbelag erspart werden kann.

Auch bei uns hat man bisweilen die Querswellen dicht neben einander gelegt oder zur Beförderung des Wasserabflusses nur Zwischenräume von 1 bis 3^{cm} gelassen. Als Vortheile dieser Anordnung gegen die gewöhnliche sind zu bezeichnen die Ersparung des Bohlenbelages und die Sicherheit gegen Durchbrechen bei etwaigen Entgleisungen. Trotz der Ersparung des Bohlenbelages wird der Holzbedarf dennoch ungefähr 30 Prozent grösser, als bei der gewöhnlichen Anordnung. Die Oberflächen der Schwellen liegen hier entweder in gleicher Höhe oder man hält diejenigen Querswellen, auf denen die Schienen befestigt werden, etwa 1^{cm} höher, als die übrigen.

§. 46. Dimensionen der Querswellen.

a) **Abstehende Querswellen.** Wir wollen nur den Fall voraussetzen, dass die Querswellen auf zwei Trägern ruhen. Der Druck auf eine Querschwelle an jeder Schiene kann gleich dem Maximaldrucke G eines Lokomotivrades angenommen werden. Bezeichnet man den Abstand der Schienenmitten von der inneren Kante der Träger mit a , so ist das auf die Schwelle wirkende Moment $= Ga$. Die Festigkeitsbedingung $KW = Me$ gibt bei der Breite b und der Höhe h also $\frac{1}{12} K b h^3 = \frac{1}{2} G a h$ oder:

$$K b h^2 = 6 G a.$$

Die Breite b nimmt man am besten an und zwar bei Hauptbahnen zu 22 bis 28^{cm}, im Mittel zu 25^{cm}. Die vorige Formel gibt alsdann, wenn man für Nadelholz $K = 65$, für Eichenholz $K = 70$ Klgr. pro □^{cm} setzt (etwa 10 fache Sicherheit) und wenn man des Einschnittes für die Schienen und der Nagellöcher wegen zur theoretisch bestimmten Höhe 2^{cm} zuschlägt.

$$1. \begin{cases} \text{Nadelholz: } h = 0,03 \sqrt{\frac{G a}{b}} + 2 \text{ Centim.} \\ \text{Eichenholz: } h = 0,29 \sqrt{\frac{G a}{b}} + 2 \text{ Centim.} \end{cases}$$

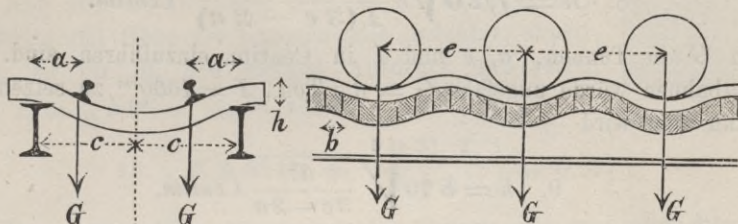
Hiernach ergibt sich für $G = 6500$ Klgr., für $b = 25^{\text{cm}}$ und für $a = 5, 10, 15, 20, 25^{\text{cm}}$ bezüglich für Nadelholz $h = 13, 18, 21, 24, 27^{\text{cm}}$ und für Eichenholz $h = 12, 17, 20, 23, 26^{\text{cm}}$. Unter 16^{cm} geht man indess bei Hauptbahnen mit der Höhe nicht herab.

b) **Dichte Querswellen.** Wir wollen jetzt voraussetzen, dass die Schwellen ziemlich dicht liegen. Der Einzeldruck G der Räder wird durch die Schienen stetig über die Querswellen vertheilt, indess ungleichmässig. An einer beliebigen Stelle sei der Druck der Schienen auf die Schwellen pro Längeneinheit q , also der Druck auf die Schwelle mit der Breite b und Höhe $h = (1 + n) qb$, wenn der Zwischenraum zwischen je zwei Schwellen $= nb$ ist. Ist y die Durchbiegung dieser Schwelle unter der Schiene, E_1 der Elastizitätskoeffizient, I_1 das Träg-

heitsmoment des Querschnittes der Schwelle, c der halbe Abstand der Schwellenträger, a der Abstand der Schienen von den Schwellenträgern, so ergibt sich leicht

$$2. \quad y = \frac{(1+n) q b a^2 (3c-2a)}{3 E_1 I_1} = \frac{4(1+n) a^2 (3c-2a)}{E_1 h^3} q.$$

Fig. 100.



Wir bezeichnen in dieser Formel den Factor von q mit $\frac{1}{x}$; ferner den Elastizitätskoeffizienten der Schienen mit E , das Trägheitsmoment ihres Querschnittes mit I . Alsdann ist die Differenzialgleichung für die Formänderung der Schienen

$$3. \quad EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -xy \quad \text{oder} \quad \frac{d^4 y}{dx^4} = -k^4 y,$$

wenn wir zur Abkürzung

$$4. \quad k = \sqrt[4]{\frac{x}{4EI}} = \frac{1}{2} \sqrt[4]{\frac{E_1 h^3}{(1+n) E I a^2 (3c-2a)}}$$

setzen. Diese Gleichung lässt sich in der Form $y = A e^{ax} + B e^{bx} + C e^{cx} + D e^{dx}$ integrieren, wenn a, b, c, d die vier Wurzeln der Gleichung $x^4 = -4k^4$ bedeuten. Hinsichtlich der weiteren Behandlung verweisen wir auf: Winkler, Lehre von der Elastizität und Festigkeit, S. 182 und Winkler, Eisenbahnbau, I. Heft, III. Aufl., S. 265. Hiernach ergibt sich unter der Annahme, dass die Einzellasten eine konstante Entfernung e haben, für den Maximaldruck q_1 pro Längeneinheit der Ausdruck

$$5. \quad y_1 = \frac{Gk}{2} \frac{e^{ke} - e^{-ke} + 2 \sin ke}{e^{ke} + e^{-ke} - 2 \cos ke}.$$

Der Factor von $\frac{1}{2} Gk$ ergibt sich für $ke = 1, 2, 3, 4$ bezüglich $= 1,997, 1,078, 0,998, 0,949$. Bei den üblichen Dimensionen wird aber ke stets > 1 , so dass wir hinreichend genau den Factor von $\frac{1}{2} Gk = 1$ setzen können. Daher wird

$$6. \quad y_1 = \frac{1}{2} Gk = \frac{1}{2} G \sqrt[4]{\frac{E_1 h^3}{(1+n) E I a^2 (3c-2a)}}$$

Der Maximaldruck auf eine Schwelle ist also $(1+n) q_1 b$; sonach ist zu setzen $K \cdot \frac{1}{12} b h^3 = (1+n) q_1 b a \cdot \frac{h}{2}$ oder $K h^2 = 6(1+n) q_1 a$. Setzt man den Ausdruck für q_1 ein und reduziert auf h , so wird

$$7. \quad h = \sqrt[5]{\frac{81(1+n)^3 E_1 G^4 a^2}{16 E K^4 I (3c - 2a)}}.$$

Setzen wir hierin $E_1 = 114$, $E = 2000$, $K = 0,067$ Ton. pro \square^{cm} , $n = 0,1$, so wird

$$8. \quad h = 7,20 \sqrt[5]{\frac{G^4 a^2}{I (3c - 2a)}} \text{ Centim.}$$

worin G in Tonnen, a , c und I in Centim. einzuführen sind. Für Hauptbahnen würde ungefähr $G = 6,5$ Ton., $I = 1000^{cm}$ zu setzen sein; alsdann aber wird

$$9. \quad h = 8,10 \sqrt[5]{\frac{a^2}{3c - 2a}} \text{ Centim.}$$

Hiernach ergibt sich für $2c = 180 \ 190 \ 200 \ 210 \ 220 \ 230^{cm}$, $a = c - 75$ bezüglich $h = 8,0 \ 8,9 \ 9,7 \ 10,4 \ 11,0 \ 11,6^{cm}$ und wenn man der Kappung und Nagelung halber ungefähr 2^{cm} zuschlägt, $h = 10 \ 11 \ 12 \ 13 \ 14^{cm}$. Der Nagelung halber kann indess h nicht wohl kleiner als 13 bis 15^{cm} gewählt werden.

Der Minimaldruck q_0 pro Längeneinheit zwischen Schiene und Schwellen ist annähernd

$$10. \quad q_0 = \frac{1}{2} G k e^{-\frac{1}{2} k l} \left(\sin \frac{1}{2} k e + \cos \frac{1}{2} k e \right).$$

Hiernach wird q_0 positiv, wenn $\sin \frac{1}{2} k e > + \cos \frac{1}{2} k e > 0$, d. i. $\tan \frac{1}{2} k e > 1$ oder $\frac{1}{2} k e < \frac{3}{4} \pi$, also $k e < \frac{3}{2} \pi$ ist, d. i.

$$11. \quad h < \sqrt[3]{\frac{81 \pi^4 (1+n) E I a^2 (3c - 2a)}{E_1 e^4}}.$$

Für $E = 2000$, $E = 114$, $I = 1000$, $e = 130$ wird

$$12. \quad h < 0,485 \sqrt[3]{a^2 (3c - 2a)}.$$

Für $2c = 180 \ 190 \ 200 \ 210 \ 220 \ 230$ ergibt sich hiernach bezüglich $h < 18 \ 22 \ 26 \ 30 \ 33 \ 36^{cm}$. Würde man h grösser wählen, so würde q_0 negativ, d. h. die Schiene würde sich von den Schwellen zum Theil abheben und dann würden auch die Formeln 5 bis 9 unrichtig werden.

§. 47. Dimensionen der Langschwellen. Wir setzen zunächst den Fall voraus, dass die Langschwellen nicht durch Schwellenträger unterstützt sind (Fig. 101). Das auf Schiene und Schwelle wirkende Maximalmoment M zerlegt sich in zwei Theile, von denen das eine M_1 auf die Schwelle, das andere M_2 auf die Schiene wirkt. Die Trägheitsmomente der Querschnitte beider Theile seien I_1 und I_2 , die Elastizitätskoeffizienten E_1 , E_2 und der gemeinschaftliche Krümmungsradius bei der Durchbiegung ϱ . Alsdann ist $\frac{1}{\varrho} = \frac{M_1}{E_1 I_1}$, $\frac{1}{\varrho} = \frac{M_2}{E_2 I_2}$, also:

$$E_2 I_2 M_1 = E_1 I_1 M_2.$$

Ausserdem ist $M_1 + M_2 = M$. Aus diesen beiden Gleichungen folgt:

$$M_1 = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M.$$

Nun aber ist zu setzen $6 M_1 = K b h^2$, wenn b , h die Breite und Höhe der Langschwelle bedeutet; substituieren wir für M_1 den vorigen Ausdruck und setzen dabei $I_2 = \frac{1}{12} b h^3$, so ergibt sich:

$$13. \quad K b h^2 \left(1 + \frac{12 E_2 I_2}{E_1 b h^3} \right) = 6 M.$$

Das grösste Moment ist nach der Theorie der kontinuierlichen Träger zu bestimmen (siehe Theorie der Brücken, I. Heft, S. 131 bis 157). Bis zu Spannweiten der Schwellen von etwa 2 Met. findet in jedem Felde nur eine Last Platz und dabei ist das grösste Moment, welches der Raddruck G erzeugt, $= 0,214 G l$ (siehe das zitierte Werk, S. 144, Formel 166). Fügen wir das vom Eigengewicht g pro Längeneinheit erzeugte Moment $0,078 g l^2$ hinzu, so können wir also $M = 0,214 G l + 0,078 g l^2 = 0,214 (G + 0,364 g l) l$ setzen. Alsdann gibt die Gleichung 13:

$$14. \quad l = 0,779 \frac{K b h^2 \left(1 + \frac{12 E_2 W_2}{E_1 b h^3} \right)}{G + 0,364 g l}.$$

Hierbei ist gewöhnlich l gegeben; nimmt man b an, so ergibt sich für h eine kubische Gleichung. Am besten ist es aber, für einige gewählte b und h das zugehörige l zu berechnen (wobei das g und l im Gliede $0,364 g l$ der Kleinheit dieses Gliedes gegen G wegen angenommen werden kann) und nun das dem gegebenen l entsprechende b und h durch Interpolation zu bestimmen.

Wir setzen $E_2 = 2000000$, für Nadelholz $E_1 = 12000$, $K = 65$ Klgr. pro \square^{cm} , für Eichenholz $E_1 = 13000$, $K = 70$ Klgr. pro \square^{cm} und für Hauptbahnen $I_2 = 1000$ Centim., $G = 6500$ Klgr. Nehmen wir im Mittel $g = 90$ Klgr. pro Met., $l = 1,6^m$, also $g l = 144$ Klgr. an, so wird $G + 0,364 g l = 6552$ Klgr. Dies eingesetzt, gibt:

$$15. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Nadelholz: } l = 0,00773 b h^2 + \frac{1540}{h} \\ \text{Eichenholz: } l = 0,00833 b h^2 + \frac{1540}{h} \end{array} \right\} \text{Centim.}$$

Hiernach ergeben sich folgende Werthe für l :

Fig. 101.



h	l für Nadelholz und für b =					l für Eichenholz und für b =				
	24	26	28	30	32	24	26	28	30	32
24	171	189	210	231	254	180	190	221	244	269
26	175	195	217	240	265	184	196	228	253	281
28	178	202	225	250	277	190	208	238	265	294
30	181	208	233	260	289	195	220	247	276	307
32	183	215	242	271	302	205	228	257	288	351

Cent.

Centimeter

Centimeter

Wenn die Langschwelen durch Schwellenträger unterstützt sind, so kann man sie wesentlich niedriger halten und bei Hauptbahnen bis zu 16^{cm} herabgehen; die Breite würde mit 25^{cm} genügen.

§. 48. **Befestigung der Querschwelen.** Die Schwelen werden auf den Haupt- oder Schwellenträgern gewöhnlich durch Schrauben befestigt.

Fig. 101.

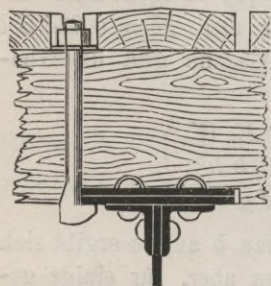
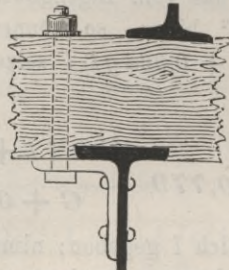
 $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Fig. 102.

Blechbrücke der Venlo-Hamburger Bahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Häufig befestigt man jede Schwelle an jedem Träger durch zwei Schrauben; es genügt indess die Befestigung durch nur eine Schraube. Diese Schrauben führt man häufig durch Löcher in den Gurten der Träger; man spart hierzu wohl auch Nietlöcher aus. Allein bei dieser Anordnung ist man mit der Vertheilung der Schwelen an die Niettheilung gebunden und man muss bereits bei der Herstellung der Träger auf die Austheilung der Schwelen Rücksicht nehmen; ausserdem ist das Fehlen einzelner Nieten oft ein Mangel und wenn man die Bolzenlöcher zwischen den Nieten anbringt, so entsteht oft eine zu starke Schwächung. Besser eignet sich die Befestigung durch Hakensrauben, d. s. Schrauben, welche unten mit Haken versehen sind (Fig. 101). Hier

Fig. 103.

 $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

ist die Verhinderung eines Drehens besonders nothwendig, zu welchem Zwecke man den Bolzen mit einer Achsel in das Holz eingreifen lassen kann (Fig. 103). Statt dessen hat man auch gusseiserne Unterlagsplatten angewendet, welche einerseits das Holz, andererseits das Eisen überdecken (Fig. 104); zur Verhinderung einer Drehung sind die Platten in das Holz einzulassen oder mit Ansätzen zu versehen, welche sich selbst

in das Holz eindrücken (Fig. 104). Auch hat man besondere Winkel (Fig. 102) oder Blechplatten an die Träger genietet, welche die Schraubenlöcher enthalten.

Rathsam ist es auf jeden Fall, die Muttern nach oben zu verlegen, um eine Kontrolle und ein Anziehen der Muttern zu erleichtern und ein Herunterfallen zu verhüten. Es ist zwar sehr leicht, die Schraubenbolzen am Drehen zu hindern, wenn die Muttern unten liegen, indem man einfach die viereckigen Köpfe in das Holz einlässt; man erhält hierdurch zugleich oben eine ebene Fläche, während für die oben liegenden Muttern in die Schwellen oder Bohlen Löcher einzuschneiden sind; immerhin aber ist diese Anordnung weniger zu empfehlen. Die Schraubenbolzen erhalten eine Dicke von 18 bis 22 Millim.

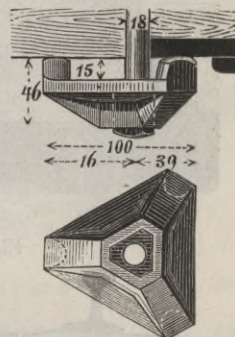
Für die Nieten werden mit einem eigenen Bohrer Höhlungen ausgearbeitet; der besseren Schwellenauflege wegen versenkte Nietköpfe anzuwenden, ist nicht unbedingt nothwendig.

Weniger zu empfehlen ist die zuweilen angewendete Befestigung der Schwellen durch horizontale Schrauben an Winkeleisen, welche an die Haupt- oder Schwellenträger angenietet werden. Zuweilen hat man die Querschwellen zwischen Winkeleisenstücke gelegt, welche mit den Trägern vernietet sind, wie dies für Langschwellen üblich ist (spät. Fig.); diese Anordnung ist indess noch weniger zweckmässig.

Trotz der Befestigung durch Schrauben ist es zur Verhütung seitlicher Verschiebungen rathsam, die Träger in die Schwellen um 1 bis 3 Centim. einzulassen; durch verschieden tiefe Einschnitte ist es möglich, der etwaigen unebenen Oberfläche der Träger Rechnung zu tragen und selbst eine geringe Schienenüberhöhung für Brücken in Kurven herzustellen.

§. 49. Befestigung der Langschwellen. Die Langschwellen sind gegen eine Verschiebung und gegen ein Umkanten zu sichern. Die Sicherung gegen Verschieben kann, auch wenn die Schwellen auf Schwelenträgern ruhen, nur auf den Querträgern erfolgen. Sehr oft wird auf den Querträgern auf jeder Seite der Schwelle ein Winkeleisenstück befestigt und durch alle drei Theile eine Schraube gezogen und diese Befestigung auch für das Umkanten genügend erachtet. Allein diese Konstruktion ist mangelhaft, da man durch Anziehen der Schraube den festen Anschluss der Schwelle an die Winkeleisen nicht erhöhen kann, so dass dieser allein von dem genauen Einpassen des Holzes zwischen

Fig. 104.



Brücken der bairischen Staatsbahn (Gerber). — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

die Winkeleisen abhängt und durch Zusammentrocknen des Holzes verloren geht, während andererseits das Kanten nicht vollständig gehindert wird. Besser ist es, aussen ein hohes

Fig. 105.

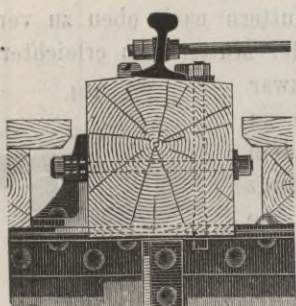
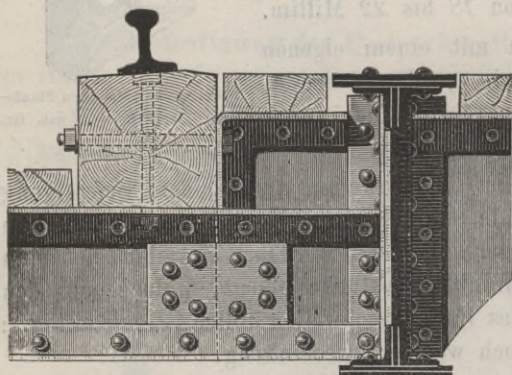
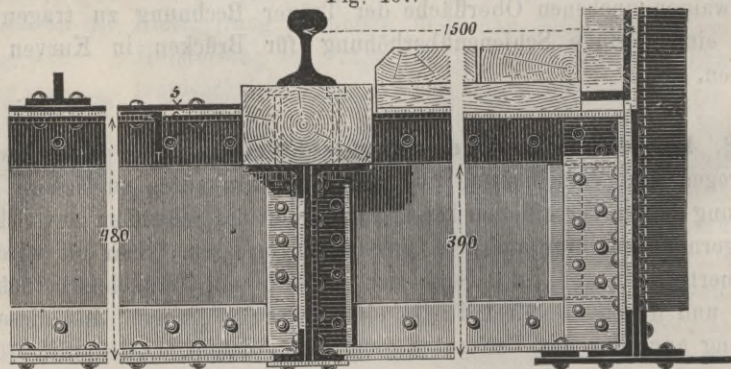
 $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Fig. 106.

Normalien der österr. Südbahn (Pressel). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Schienen durch Spurbolzen (Fig. 105).

Fig. 107.

Italienische Südbahn (Cail & C.). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Wenn die Langschwelen noch auf Schwellenträgern aufrufen, so verbindet man sie auch mit diesen durch Schrauben etwa in Abständen

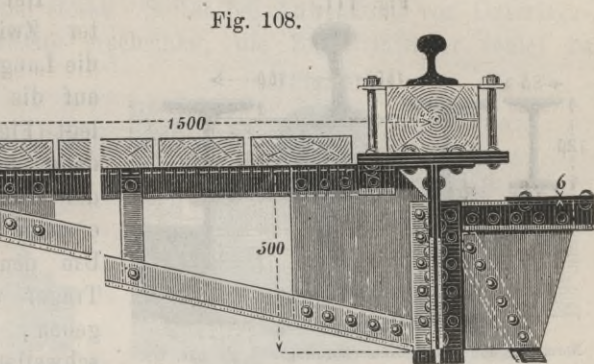
von 1 Meter. Auch hierzu können Hakenschrauben verwendet werden. Gewöhnlich trifft man die Anordnung so, dass die Schwellen über die Querträger hinweg ohne Unterbrechung durchgehen können. Zur Erzielung einer möglichst

geringen Konstruktionshöhe hat man indess auch die Schwellenträger tiefer gelegt und als dann die Langschwellen an jedem Querträger unterbrochen (Fig. 107),

so dass hier die Schiene auf ein kurzes Stück freitragend liegt, was recht wohl zulässig erscheint.

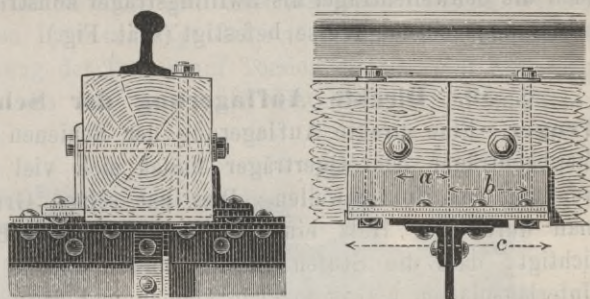
Auf italienischen Brücken hat man die Langschwellen auf den Schwellenträgern oder auch direkt auf den Hauptträgern (Fig. 108) nur durch vertikale Schrauben befestigt. Uns scheint diese Befestigungsweise eine zu geringe Sicherheit gegen Spurveränderungen zu bieten, wenn nicht mindestens Spurbolzen vorhanden sind.

Die Stösse in den Langschwellen ordnet man am besten stumpf und über Querträgern an. Wenn keine Schwellenträger vorhanden sind, so pflegt man zur Vergrößerung der Auflagerfläche eine Blechplatte von etwa 300mm Länge aufzulegen; dieselbe Länge gibt man auch den Winkeln zur Festhaltung der Schwellen. Den Abstand der Schrauben (Fig. 109) kann man etwa wählen:



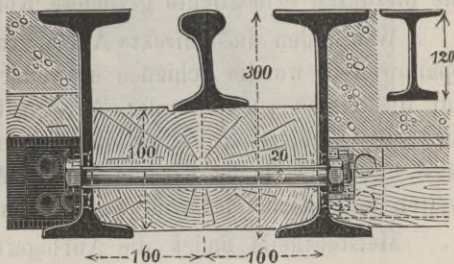
Brücke über den Cervaro in der italienischen Südbahn (Cail & C.). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 109.



$\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Fig. 110.

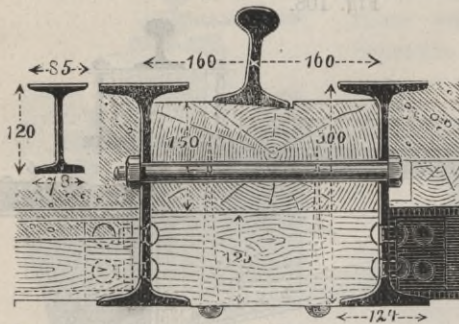


Normalien der Orleansbahn (Nördling). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

$$a = 0,25 c, \quad b = 0,38 c.$$

Häufig hat man derartige Platten, aber nur von einer der Gurtbreite entsprechenden Länge, auch auf die übrigen Querträger mit versenkten Nieten aufgenietet.

Fig. 111.

Normalien der Orleansbahn (Nördling). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Bei Anwendung sogenannter Zwillingsträger hat man die Langschwellen häufig direkt auf die unteren Flanschen gelegt (Fig. 110); es genügt alsdann ein Zusammenhalten beider Theile des Trägers durch einzelne horizontale Schrauben. Um den Schienen gegen die Träger eine höhere Lage zu geben, ohne zu hohe Langschwellen anwenden zu müssen, hat man unter die Langschwellen einzelne Holzstücke gelegt (Fig. 111) oder, wenn die Träger Blechträger sind, die unteren inneren Winkel-eisen verkehrt angeordnet. Bei italienischen Brücken hat man sehr häufig auch die Schwellenträger als Zwillingsträger konstruirt und die Schwellen in der angegebenen Weise befestigt (spät. Fig.).

§. 50. Direkte Auflagerung der Schienen auf eiserne Träger. Eine direkte Auflagerung der Schienen auf die Hauptträger, Zwischenträger oder Querträger findet sich viel seltener, als die Anwendung von Holzschwellen. Dies hat seinen Grund wohl darin, dass man durch das Holz eine Verminderung der Erschütterungen beabsichtigt, dass die Stufen in der oberen Fläche der Gurte besondere Unterlagsplatten nöthig machen können und dass ein genauer Anschluss der Schienen an die Träger in Folge kleiner Arbeitsmängel viel weniger leicht zu bewirken ist, als bei Anwendung von Holz. Dem gegenüber steht allerdings die Ersparniss von Holz und besonders unter Umständen die hierdurch ermöglichte geringere Konstruktionshöhe.

Wir finden diese direkte Auflagerung am häufigsten bei sehr kleinen Spannweiten, wo die Schienen entweder direkt auf die Hauptträger oder auf die eisernen Stühle der Zwillingsträger aufgelagert sind, da sich hier eine kleinere Konstruktionshöhe in anderer Weise nicht erreichen lässt. Seltener finden wir die direkte Auflagerung bei grösseren Spannweiten und hierbei fast nur auf Zwischenträger.

Meistentheils findet die Auflagerung mit Hilfe von Unterlagsplatten (*la platine*, — *the bed-plate*) statt; sehr selten findet sich eine unmittelbare Auflagerung, weil hierbei ein genauer Anschluss der Schienen an die Längsträger viel schwieriger zu ermöglichen ist und weil die Träger nicht die den Schienen zu gebende geneigte Lage besitzen.

Bei Anwendung von Zwischenträgern liesse sich indess die geneigte Lage der oberen Fläche des Trägers herstellen, indem man dem ganzen Zwischenträger eine geneigte Lage gibt (spät. Fig.), was auf keine besondere Schwierigkeiten stösst. Selbst bei Anwendung von Unterlagsplatten könnte es rathsam erscheinen, die Zwischenträger schief zu

Fig. 112.

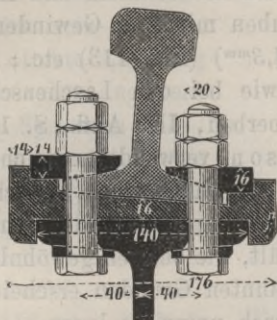
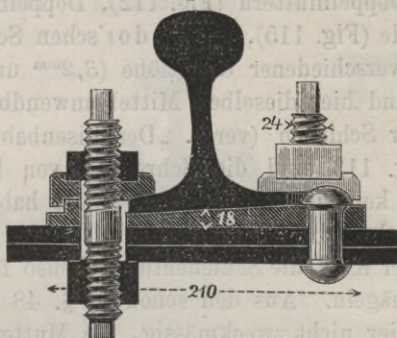
Salzburg-Tiroler Bahn (Fink). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Fig. 113.

Breslau-Mittelwalder Bahn. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

stellen, da alsdann keine keilförmigen Unterlagsplatten nöthig werden und bei einer vertikalen Lage in Folge des schief wirkenden Raddruckes eine kleine Beanspruchung der Träger auf Torsion eintritt. Zur Erzielung eines besseren Anschlusses hat man auch Unterlagsplatten aus Blei angewendet.

Fig. 114.

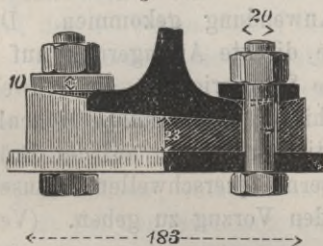
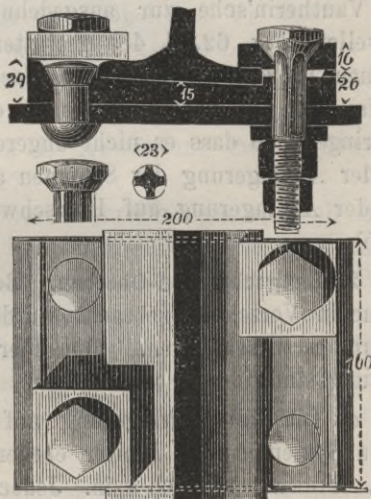
Bergisch-Märkische Bahn. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Fig. 115.

Bairische Staatsbahn (Gerber). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Bei Anwendung von Unterlagsplatten erfolgt die Befestigung in der Regel an jeder Platte durch zwei Schrauben. Häufig ist gegen seitliche Verschiebung keine weitere Vorsorge getroffen (Fig. 114); es ist

indess rathsam, die Platte ausserdem durch zwei Nieten zu befestigen (Fig. 113 und 115), wenn sie nicht durch Rippen am Verschieben gehindert ist. Meistentheils äussert die Schraube den Druck auf ein Deckblättchen, welches den Schienenfuss und die seitliche Rippe der Unterlagsplatte überdeckt. Zur Sicherung gegen Lockerung durch die Erschütterungen hat man verschiedene Mittel angewendet, wie gewöhnliche Doppelmuttern (Fig. 112), Doppelmuttern mit rechtem und linkem Gewinde (Fig. 115), die Tudor'schen Schrauben mit zwei Gewinden mit etwas verschiedener Ganghöhe ($3,2^{mm}$ und $4,3^{mm}$) (Fig. 113) etc.; übrigens sind hier dieselben Mittel anwendbar, wie bei den Laschenschrauben der Schienen (vergl. „Der Eisenbahn-Oberbau, III. Aufl., S. 107“). In Fig. 113 sind die Schrauben von Parson verwendet, welche im Bolzen keinen grösseren Querschnitt haben, als im Gewinde. Auch hat man Hakenschrauben mit untenliegender Mutter angewendet, deren hakenförmiger Kopf die Schienenfüsse ebenso festhält, wie bei den gewöhnlichen Hakennägeln. Aus den schon in §. 48 erwähnten Gründen erscheint es auch hier nicht zweckmässig, die Muttern nach unten zu legen.

Die Dicke der Schraubenbolzen ist bei der Schienenhöhe h etwa $0,16h$ zu wählen.

§. 51. Auflagerung des eisernen Oberbaues.

1. **Querschwellen-Oberbau.** Von den verschiedenen in Vorschlag gebrachten Querschwellen-Konstruktionen in Schmiedeeisen ist fast nur der Vautherin'sche zur ausgedehnten Anwendung gekommen. Diese Schwellen (Fig. 62, S. 48) gestatten eine direkte Auflagerung auf die eisernen Träger. Es hat indess doch seine Schwierigkeit, die Schwellen in die zum genauen Anschluss an die Schienen erforderliche Höhenlage zu bringen, so dass es nicht ungerechtfertigt erscheint, auf der Brücke vor der Auflagerung der Schienen auf eiserne Querschwellen abzusehen und der Auflagerung auf Holzschwellen den Vorzug zu geben. (Vergl. §. 55).

2. **Langschwellen-Oberbau.** Bei der grossen Menge von Systemen, welche in Vorschlag gebracht wurden, müssen wir uns auf einige Andeutungen beschränken. Die hier etwa möglichen Arten der Auflagerung sind:

a) Die freie Auflagerung auf eiserne Querträger würde bei einzelnen Systemen mit breiter ebener Basis (wie System Scheffler, Hartwich, Winkler) möglich sein. Jedoch erscheint dies unzweckmässig, weil die Querträger zu dicht liegen müssten, da sich diese Konstruktionen nur $1,0$ bis $1,6^m$ weit frei tragen. Wollte man eiserne Querschwellen unterlegen, so würde man wieder auf den unter 1. angeführten Uebelstand stossen.

b) Dagegen bietet sich bei allen Langschwelen-Oberbauen die Auflagerung auf hölzerne Querschwelen als zweckmässige Anordnung dar und in der That ist diese bisher meist gewählt worden. Der den Querschwelen zu gebende grösste Abstand ist je nach dem Systeme sehr verschieden und beträgt etwa z. B. bei Heusinger $0,30^m$, Hilf $0,75^m$, Hohenegger $0,9$ bis $1,0^m$ u. s. w. Die spezielle Lagerung des Oberbaues auf die Querschwelen wird natürlich je nach dem Systeme ebenfalls verschieden sein müssen.

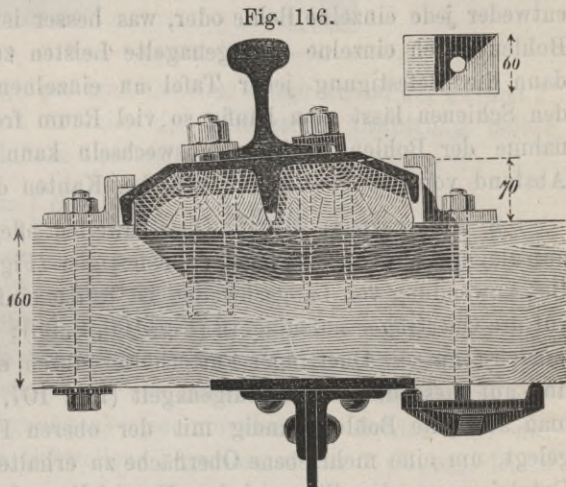
Eine direkte Lagerung ist bei den angewendeten Systemen meist nicht gut möglich, sie wird vielmehr mittels untergelegter, dem Profile angepasster, Holzklötze erfolgen müssen. Fig. 116 zeigt die beim Hilf'schen Systeme angewendete Auflagerung; die Klötze sind hier auf den Schwelen durch Holzschrauben befestigt; die eisernen

Langschwelen werden durch eiserne Winkel festgehalten; es ist der Abstand der Schwelen $1,00^m$, die Länge der Klötze $0,25$ bis $0,30^m$.

c) Ebenso ist die Unterstützung durch hölzerne Langschwelen leicht durchführbar; nöthigenfalls sind dieselben noch durch einfache oder Zwillings-Zwischenträger zu unterstützen. Beim Hilf'schen Systeme empfiehlt sich der Mittelrippe wegen die Anwendung zweier Schwelen für jede Schiene, entsprechend der Fig. 116.

d) Bei den Systemen mit gesonderter breitbasiger oder als Brückschiene konstruirter Oberschiene, wie beim Systeme Haarmann, Heusinger, v. Waldegg, Hilf, Hohenegger u. s. w. kann man auch auf der Brücke die eiserne Schwelle oder Unterschiene weglassen und die Oberschiene allein durch hölzerne Quer- oder Langschwelen unterstützen. Da die Fussbreite dieser Schienen meist klein gehalten ist, so wird es zur Erhöhung der Stabilität rathsam sein, zahlreiche Unterlagsplatten anzuwenden.

§. 52. **Bohlenbelag.** In den meisten Fällen, wo nicht hinreichend dicht liegende Schwelen dies unnöthig machen, hat man die Brücke in ihrer ganzen Breite mit Bohlen belegt, um ein Begehen ohne Gefahr möglich zu machen. Wir haben diesen Belag hinsichtlich der folgenden Punkte zu besprechen:

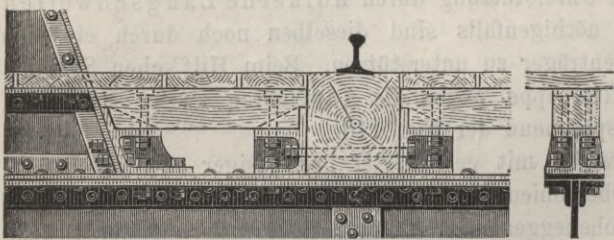


Brücke über die Rösau bei Eisenfels. (Gerber). $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

1. Form. Die Bohlen erhalten in der Regel einen kleinen Abstand von etwa 2 Centim., um ein Abfließen des Wassers zu ermöglichen. Zu demselben Zwecke erhält die obere Fläche jeder Bohle oft eine Neigung nach beiden Seiten von etwa $\frac{1}{20}$ (Fig. 101); statt dessen faast man wohl auch nur die Kanten ab. Die Bohlen müssen natürlich befestigt werden, um sie gegen Verschiebungen durch Erschütterungen, gegen Abheben durch den Wind und gegen Stehlen zu sichern. Man befestigt entweder jede einzelne Bohle oder, was besser ist, man verbindet mehrere Bohlen durch einzelne untergenagelte Leisten zu Tafeln, so dass alsdann die Befestigung jeder Tafel an einzelnen Stellen genügt. Neben den Schienen lässt man häufig so viel Raum frei, dass man ohne Wegnahme der Bohlen Schienen auswechseln kann. Es genügt hierzu ein Abstand von etwa 6 Centim. von den Kanten des Schienenfusses.

2. Auflagerung. Auf die Querschwellen pflegt man die Bohlen direkt aufzulagern und durch Nägel zu befestigen (Fig. 139, 153, 159 u. s. w.). Bei Anwendung von Langschwellen ist es das einfachste, die Bohlen direkt auf die Querträger aufzulagern (Fig. 106, S. 98); gewöhnlich hat man aber zunächst auf die Querträger Futterhölzer durch einige Schrauben befestigt und auf diese die Bohlen aufgenagelt (Fig. 107, S. 98). Häufig aber hat man auch die Bohlen bündig mit der oberen Fläche der Langschwellen gelegt, um eine mehr ebene Oberfläche zu erhalten und damit bei etwaigen Entgleisungen die Stöße beim Herabfallen der Räder weniger heftig werden. Man kann dies ebenfalls dadurch erreichen, dass man auf die Querträger in der Längsrichtung derselben entsprechend hohe Futterhölzer

Fig. 117.

Gitterbrücke der Kreuz-Küstrin-Frankfurter Bahn. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

befestigt und auf diese die Längsbohlen legt; man hat wohl auch dünnere Futterhölzer auf gusseiserne Stühle (Fig. 117), welche gleichzeitig zur Befestigung der Langschwellen dienen, oder auf Holzklötze gelegt. Gewöhnlich aber hat man auf die Querträger ziemlich dicht neben die Langschwellen Langhölzer und auf diese Querbohlen gelegt (spät. Fig.); man erreicht hierdurch nebenbei den Vortheil, dass diese Langschwellen gleichzeitig gegen das Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen schützen.

Wenn die Schienen direkt auf die eisernen Träger gelegt werden, so kann man die Bohlen auf die Querträger oder Querverbindungen auflagern. In Fig. 118 sind die Zwischenträger noch zwischen den Querträgern in Abständen von $0,89^m$ durch T-Eisen verbunden (vielleicht

zur besseren Erhaltung der Spurweite) und auf diese mittels Futterhölzern die Bohlen befestigt.

3. Dimensionen.

Hinsichtlich der Stärken der Bohlen gilt das in §. 37 für Strassenbrücken Gesagte. Hiernach wird für $K = 65$ Klgr.

pro \square^{cm} und $g = 1,7$ Klgr. pro lauf. Centim. entsprechend der Formel 2, wenn wir den Zuschlag von 1^{cm} hier der geringeren Abnutzung halber auf $0,5^{cm}$ reduzieren (l und b in Centim.):

$$16. \quad d = \left(0,14 \frac{l}{\sqrt{b}} + 0,5 \right) \text{ Centim.}$$

Hieraus ergibt sich für $l = 1, 2, 3$ Met., für $b = 20^{cm}$ bezüglich $d = 4, 7, 10$ Centim. und für $b = 25^{cm}$ bezüglich $d = 3,5, 6,0, 9,0$ Centim. Bei Anwendung von Querschwellen würden also Bohlen von etwa 4 Centim. Dicke genügen. Wenn die Schwellen, wie dies häufig der Fall ist, abwechselnd kurz und lang sind (weil zur Befestigung des Geländers einzelne lange Querschwellen genügen), so müssten alle Bohlen oder nur die ausserhalb der kurzen Schwellen liegenden 6 bis 7 Centim. Dicke erhalten.

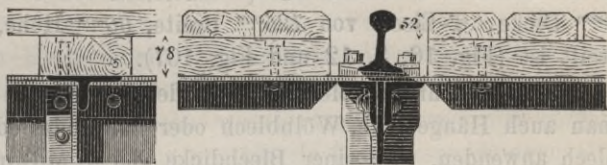
§. 53. Sicherung gegen Feuerfangen. Obwohl man bei uns in den weitaus meisten Fällen keine Sicherung gegen das Feuerfangen des Holzes durch das Auswerfen von Funken aus dem Schornsteine und durch das Herausfallen glühender Kohlen aus dem Aschenkasten angeordnet hat und den Erfahrungen gemäss eine solche Sicherung im Allgemeinen auch nicht unbedingt geboten erscheint, so hat man doch in manchen Fällen solche Sicherungen durchgeführt. Als solche sind zu nennen:

1. **Bedeckung des Bohlenbelages durch eine dünne Kiesschicht.** (Fig. 23, S. 17, Fig. 110 und 111.) Zuweilen hat man auch nur den zwischen den Schienen liegenden Theil, welcher dem Feuerfangen mehr ausgesetzt ist, bedeckt. Diese Bedeckung bietet allerdings den Nachtheil, dass die Befestigung der Schienen schwieriger kontrollirt werden kann und dass man beim Einziehen neuer Schienen oder Schwellen auf Hindernisse stösst.

2. **Abdeckung mit Blech** anstatt mit Holz und zwar entweder durchaus oder nur zwischen den Schienen. Hierbei können folgende Konstruktionen angewendet werden:

a) **Ebenes Blech**, welches durch aufgenietete Winkel- oder T-Eisen verstärkt ist. So finden wir auf italienischen Brücken vielfach zwischen den Schienen eine Abdeckung durch Blech von 4 oder 5^{mm} Dicke, wel-

Fig. 118.



Bergisch-Märkische Bahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

ches auf den Querträgern aufruhrt und bei Entfernungen der letzteren von 1,7 bis 3,3 Met. durch ein T-Eisen oder zwei Winkeleisen oder ein T-Eisen und zwei Winkeleisen (Winkeleisen von 60^{mm} Breite, 80^{mm} Höhe, 9^{mm} Dicke, T-Eisen von 125^{mm} Breite, 60^{mm} Höhe, 10^{mm} Dicke) abgesteift ist (Fig. 16, S. 12 und Fig. 107).

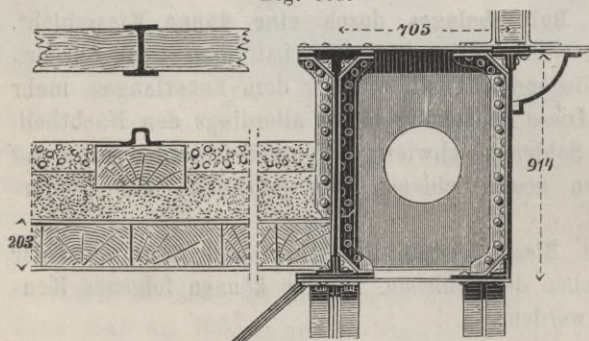
b) **Gekrümmtes Blech.** Statt der besonderen Absteifungen kann man auch Hängeblech, Wölbblech oder hängendes oder stehendes Buckelblech anwenden. Bei einer Blechdicke von 4 Millim. genügt eine Pfeilhöhe von etwa $\frac{1}{50}$ der Spannweite.

c) **Wellenblech** ist wohl am meisten in Anwendung gekommen. Damit das Begehen nicht zu unbequem wird, darf die Wellenbreite nicht zu gross sein, etwa 80 bis 100 Millim. Hinsichtlich der Dicke und des Gewichtes gilt das in §. 39 Gesagte.

Des bequemeren Begehens wegen bedeckt man das gekrümmte und Wellenblech auch wohl mit einer dünnen Kiesschicht.

§. 54. **Schotterbettung.** Bei englischen, auch französischen Brücken hat man nicht selten die Schwellen, auf welchen die Schienen ruhen, in eine Schotterbettung gelegt, ebenso, wie auf der kurrenten Strecke. Unter der Schotterbettung ist alsdann eine Brückentafel anzuordnen, welche ebenso zu konstruiren ist, wie bei den Strassenbrücken. Die Vorzüge dieser Anordnung gegenüber der gewöhnlichen sind: 1. Gleichartigkeit des Oberbaues der ganzen Bahn; 2. Mässigung der Erschütterungen, einestheils durch das grössere Gewicht, welches hierdurch die Brücke erhält, andernteils durch die weniger direkte Uebertragung der Stösse; 3. Sicherung gegen Zündungen; 4. Sicherung gegen Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen; 5. Möglichkeit einer Gleisverschiebung und die Möglichkeit des Einlegens von Weichen bei zureichender Breite, was in der Nähe von Bahnhöfen zuweilen entscheidend für die Wahl der

Fig. 119.



Viktoribrücke über die Themse bei London (J. Fowler). — $\frac{3}{8}$ nat. Gr.

Kiesbettung sein kann. Dem gegenüber steht allerdings das beträchtlich grössere Gewicht, welches stärkere Träger erfordert. Bei einer eingleisigen Brücke wird die Bahn mindestens um 1,5 Tonnen pro laufenden Met. schwerer.

Nimmt man bei Berechnung der Träger die gewöhnliche zulässige Inanspruchnahme an, so würden die Träger bei 10, 50, 100, 150 Met.

Spannweite nicht weniger als 20, 21, 18, 14 Prozent schwerer werden. Es erscheint indess vollkommen zulässig, der Mässigung der Stösse halber hier die zulässige Inanspruchnahme grösser zu wählen; aber immerhin werden die Träger bezüglich etwa 10, 11, 9, 7 Prozent mehr Material beanspruchen. Dieser Umstand gibt jedenfalls im Allgemeinen den Ausschlag zu Gunsten der gewöhnlichen Konstruktion ohne Schotter.

Die Brückentafel ist hier ebenso verschiedenartig konstruiert worden, wie bei den Strassenbrücken. Ohne uns hier in Detailbesprechungen einlassen zu wollen, erwähnen wir als angewendete Konstruktionen:

1. Bohlenbelag: Viktoria - Brücke über die Themse bei London (Fig. 119), Brücken der Severn - Thal - Bahn in England, Saltashbrücke, Chepstowbrücke, Brücke von Ars u. s. w.

2. Gusseisenplatten: Brücke von Taraskon, Scheldebrücke der Bahn

London - Birmingham, Brücke von Charenton, Brücke von Villeneuve St. George, Brücke über den Mühlgraben bei Weissenfels etc.

3. Ziegelgewölbe auf eisernen Trägern: Scheldebrücke bei Oudenarde (Fig. 120), Rhonebrücke bei Lyon u. s. w.

4. Beim Ilkstone-Viadukt in Derbyshire wurde von Johnson eine aus Blech und Winkeleisen gebildete Konstruktion (Fig. 121) angewendet, deren Profil dem durch dichtes Belegen mit Vautherin-Schwellen ent-

Fig. 120.

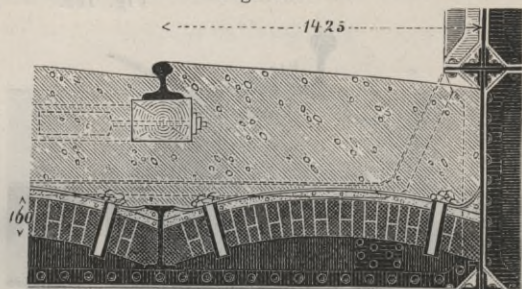
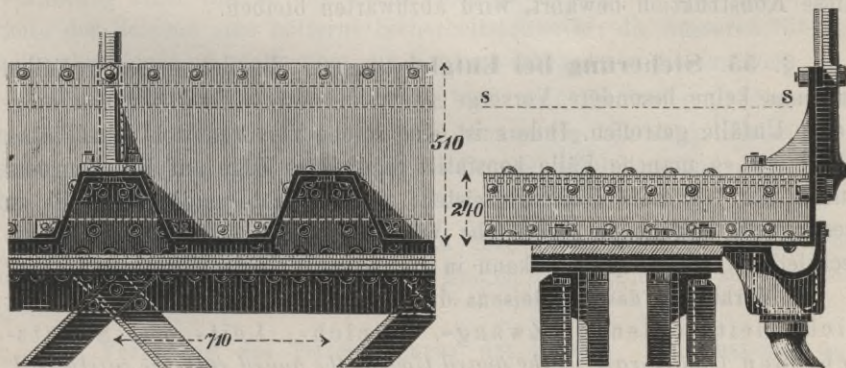
Brücke über die Schelde bei Oudenarde (Dalbot). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Fig. 121.

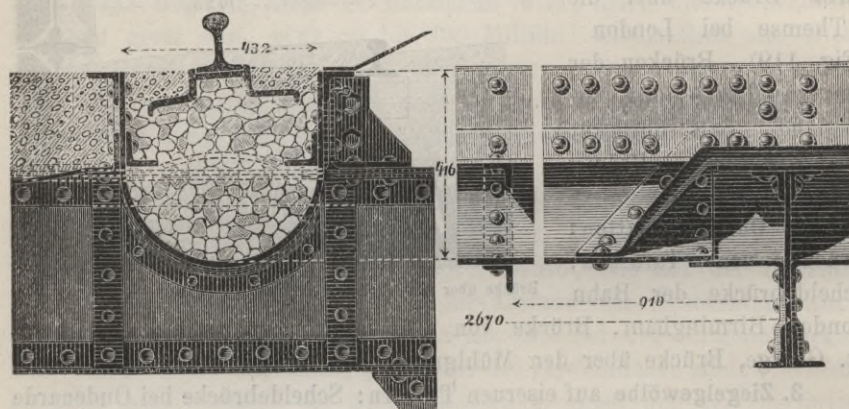
Ilkstone-Viadukt der grossen Nordbahn, Derbyshire (ss: Schienenoberkante). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

stehenden gleicht; jedoch ist hier die Höhe wesentlich grösser. Ueber jeder der so gebildeten Rinnen liegt eine Schwelle. Das angesammelte Wasser wird von einer Traufe aufgenommen. Zwischen diesem Belage

und den Querplatten liegen eichene Bretter von 25^{mm} Dicke. Als Vortheil dieser Konstruktion wird angeführt, dass sie bei einem Minimum an Schotterbedarf in sich die Querträger, den Belag und die Windverstrebung vereinige.

5. Eine ähnliche Konstruktion für das Langschwellensystem ist bei der Berliner Stadtbahn angewendet worden. Hier liegt das die eisernen Langschwellen unterstützende Schotterprisma in einer aus Blech gebildeten Rinne von nur 0,32^m Breite, 0,42^m Höhe, mit halbcylindrischem Boden (Fig. 122). Da der Boden tiefer liegt, als die obere Fläche der Quer-

Fig. 122.

Berliner Stadteisenbahn. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

träger, so wurde die Höhe dieser Rinnen an dem Querträger auf nur 0,21^m reduziert; den Uebergang zeigt Fig. 122. Das eindringende Wasser kann durch kleine Oeffnungen in besondere Rinnen abtropfen. Wie sich diese Konstruktion bewährt, wird abzuwarten bleiben.

§. 55. **Sicherung bei Entgleisungen.** In den meisten Fällen hat man keine besondere Vorsorge gegen die durch Entgleisungen möglichen Unfälle getroffen. Indess ist eine solche Vorsorge wohl am Platze, da bereits so manche Fälle konstatiert sind, dass Züge auf Brücken oder unmittelbar vor denselben entgleisten; es erscheint somit auch die in Oesterreich bestehende gesetzliche Vorschrift (siehe Anmerkung) als gerechtfertigt. Diese Vorsorge kann in dreifacher Weise erfolgen, und zwar:

1. **Verhütung des Entgleisens durch Sicherheitsschwellen oder Sicherheitsschienen, Zwang-, Streich-, Leit- oder Schutzschienen** (*contre-rail*, — *the guard timber, the guard rail, the safety-rail, the cheek-rail*), welche neben den Fahrschienen inner- oder ausserhalb, am besten entschieden innerhalb des Gleises befestigt werden. Wir finden indess dieses Mittel bei uns fast nirgends, weil das Normalprofil des lichten Raumes, der Schneepflüge wegen, keine Erhöhung der Sicherheits-

schwollen über den Schienenkopf zulässt. Indess würden die Schneepflüge recht wohl eine Erhöhung von etwa 40 Millim. über den Schienenkopf zu lassen, womit schon eine bedeutende Wirkung erzielt werden könnte. Der Horizontalabstand der Sicherheitsschwelle oder Schiene vom Schienenkopfe würde für Hauptbahnen etwa 70 Millim. anzunehmen sein; er könnte zwar bis auf etwa 52 Millim. herabgehen; jedoch ist es der leichteren Reinigung der Spurkranzrinne vom Schnee halber rathsam, ihn grösser anzunehmen. Die von Scheffler, sowie von Scharowsky vorgeschlagenen Konstruktionen von Sicherheitsschienen zeigen die Figuren 123 und 124. In England finden wir, z. B. bei der von der

Fig. 123.

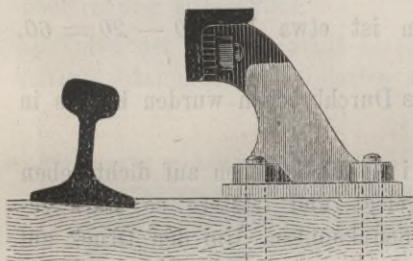
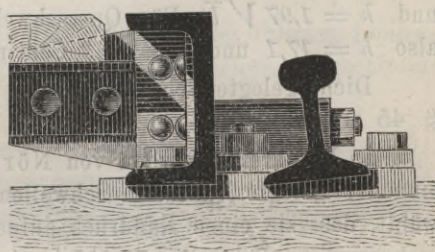
Sicherheitsschiene von Scheffler. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Fig. 124.

Sicherheitsschiene von Scharowsky. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

bekanntesten Katastrophe ereilten Tay-Brücke, zwei Stuhlschienen in denselben Schienenstühlen befestigt.

Bei Zwillingsträgern können die Träger selbst so angeordnet werden, dass der eine oder beide als Sicherheitsschiene wirken (Fig. 110, S. 99).

Bei den Säuleneisenbahnen in New-York, welche der Vermeidung starker Lichtabspernung wegen keinen Bohlenbelag haben, so dass die Verhütung einer Entgleisung um so nöthiger erscheint, liegt auf jeder Seite der Schiene eine hölzerne Sicherheitsschwelle; die äusseren Sicherheitsschwellen sind mehr über die Schiene erhöht, als die inneren.

Die Sicherheitsschwellen müssten sich natürlich auf eine Länge von mindestens 40 Met. über die Brücke hinaus im kurrenten Gleise fortsetzen, da ein Zug unmittelbar vor der Brücke entgleisen und dann noch bis auf die Brücke laufen könnte.

In den meisten Fällen hat man eine Verhütung des Entgleisens nicht angestrebt, wohl aber schädliche Folgen des Entgleisens zu verhüten gesucht.

2. Verhütung des Durchbrechens der Räder. Man hat oft unmittelbar neben die Schienen einige stärkere Bohlen gelegt, um beim Entgleisen ein Durchbrechen der Räder zu verhüten (Fig. 125). Nehmen wir den Sicherheitskoeffizient des Holzes hier 0,1 Ton. pro \square^{cm} an (etwa 7,5 fache Sicherheit, was mit Rücksicht auf den Stoss beim Entgleisen

wohl das Minimum ist), so erhalten wir bei der Breite b , der Höhe h einer Bohle, dem Raddruck G und der freien Spannweite l :

$$b h^2 = 151 G l.$$

Fig. 125.

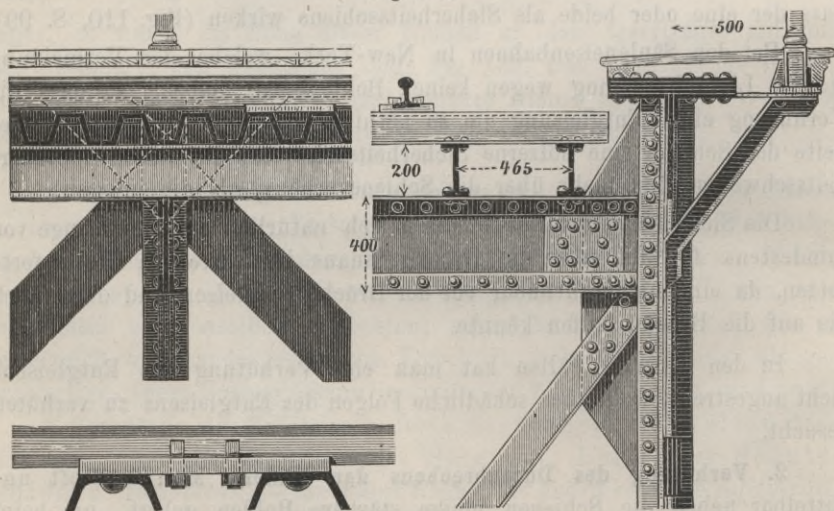
Brücke der österr. Nordwestbahn über die Donau bei Wien. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Für $G = 6,5$ Klgr., $b = 20$ und 25cm wird bezüglich $h = 2,21\sqrt{l}$ und $h = 1,97\sqrt{l}$. Für Querschwellen ist etwa $l = 80 - 20 = 60$, also $h = 17,1$ und $h = 15,3$ Centim.

Dicht gelegte Schwellen gegen das Durchbrechen wurden bereits in §. 45 erwähnt.

In Frankreich wurden von Nördling die Schienen auf dicht neben einander gelegte Vautherin-Schwellen gelegt und letztere so stark gewählt, dass sie einen Raddruck aufnehmen konnten. Um den Druck auf mehrere dieser Schwellen zu übertragen, nietete man noch Vautherinschwellen in verkehrter Lage in der Längsrichtung der Brücke unter. Dieselbe Konstruktion kam in Oesterreich beim Iglava-Viadukt bei Eibenschütz (Fig. 126), jedoch mit Weglassung der untergenieteteten Vautherinschwellen,

Fig. 126.

Iglava-Viadukt bei Eibenschütz. Oesterr. Staatsbahn (Cail & C.). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

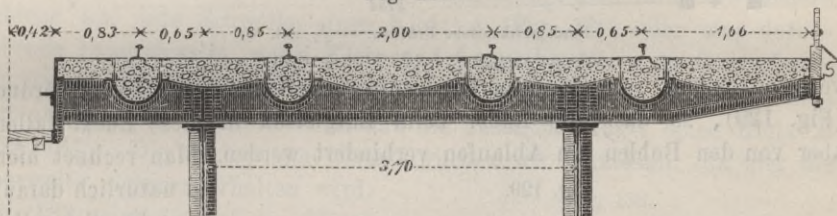
in Anwendung. Nimmt man die zulässige Inanspruchnahme zu 1200 Klgr. pro $\square\text{cm}$ an (etwa 4 fache Sicherheit), so ergibt sich für die 240mm

breiten, am Kopfe und Fusse 8mm , in den Stegen $4,5\text{mm}$ dicken Vautherinschwellen bei $80, 100, 120\text{mm}$ Höhe bezüglich $G l = 1,93 \ 2,71 \ 3,49$ Tonnenmeter, wenn G den Raddruck, l die freie Länge bedeutet, vorausgesetzt, dass jede Schwelle einen vollen Raddruck aufzunehmen hat.

Bei der Elbebrücke bei Riesa wurden von Köpke ebenfalls dichtliegende Zoreisen angewendet; jedoch tragen dieselben die Schienen nicht unmittelbar, sondern zwischen beide Theile sind hölzerne Langschwellen eingeschaltet und der Eisenbelag ist ausserdem beschottert. Die Zoreisen liegen hier nicht unmittelbar auf den Zwischenträgern, sondern zwischen beiden liegt in der Mitte des Obergurtes ein etwa $1,5\text{mm}$ hoher, 20mm breiter Eisenstreifen, um ein sicheres Auflager und centrale Druckübertragung zu schaffen.

Bei der Berliner Stadt-Eisenbahn wurden statt des üblichen Bohlenbelages hängende Buckelplatten angewendet, welche schwach beschottert

Fig. 127.

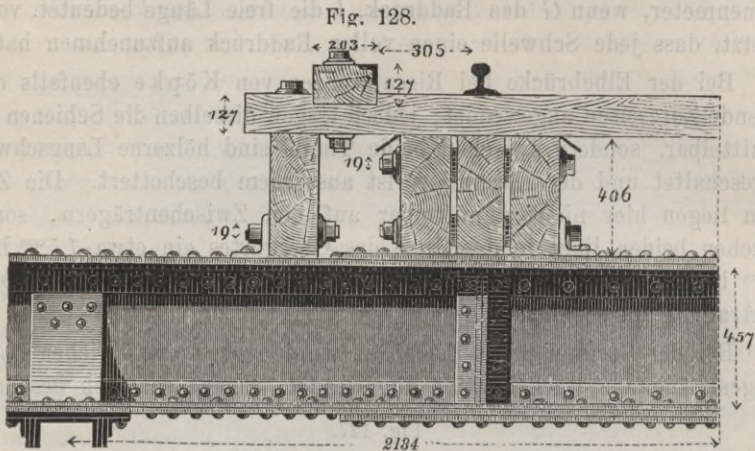
Bellevue-Brücke der Berliner Stadtbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

und so stark gewählt sind, dass ein Durchbrechen entgleister Wagen nicht zu befürchten ist (Fig. 127).

3. Verhütung des Ablaufens. Wenn man in der eben angegebenen Weise einen Schutz gegen das Durchbrechen der Räder durchführt, so muss man natürlich gleichzeitig auch dafür sorgen, dass sich die Räder nicht weit von den Schienen entfernen, also die Fahrbetriebsmittel nicht die Brücke verlassen oder bei oberhalb liegenden Trägern nicht Schaden an den Trägern anstiften. Häufig hat man hierzu die Fusswege erhöht (Fig. 125 und 126) oder man hat ausserhalb des Normalprofils des lichten Raumes erhöhte Schwellen angeordnet (Fig. 128).

Die Anwendung dieser Sicherheitsschwellen (*the guard-timber*) ist in Amerika fast durchgehends in Gebrauch; hier haben die Sicherheitsschwellen (Fig. 128) von der Schiene einen Abstand von $0,305\text{m}$ (1 Fuss); sie sind 13cm hoch, 20cm breit, an jeder Querschwelle $2,5\text{cm}$ überblattet, in Abständen von $1,2\text{m}$ mit den Schwellen verbolzt und durch 76mm breite, 10mm dicke Winkeleisen gesäumt; die Befestigung der letzteren erfolgt durch Nägel, welche in Abständen von etwa $0,46\text{m}$ abwechselnd durch den horizontalen und vertikalen Schenkel geschlagen und in diesen versenkt werden.

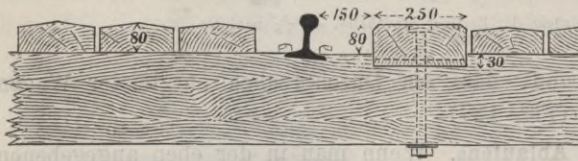
In Oesterreich hat man oft bei Anwendung von Querschwellen neben den Schienen innerhalb des Gleises starke Bohlen im Horizontalabstande



Nordamerikanische Brücken. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

von 15 Centim. von der inneren Kante des Schienenkopfes angeordnet (Fig. 129), so dass die Räder beim Entgleisen in diese Lücke fallen, aber von den Bohlen am Ablaufen verhindert werden. Man rechnet hier-

Fig. 129.



$\frac{1}{10}$ nat. Gr.

bei natürlich darauf, dass die Schwellen dem Stosse beim Herabfallen der Räder widerstehen.

Bei Anwendung von Zwillingsschwellenträgern bieten die neben der Schiene befindlichen Vertiefungen (Fig. 144)

einen Schutz gegen das Ablaufen.

Bei Anwendung einer Schotterbettung kann man wohl annehmen, dass diese selbst einen Schutz gegen das Ablaufen gewährt.

Verordnung des k. k. österreichischen Handelsministeriums vom 30. August 1870, betreffend die bei der Erbauung eiserner Brücken für Eisenbahnen zu beobachtenden Sicherheitsrücksichten.

§. 2. Bei Brücken von mehr als 20 Meter Trägerlänge muss der mit etwaiger Entgleisung verbundenen Gefahr durch besondere Vorkehrungen entgegengetreten werden, als da sind: Verstärkung des Dielenbodens in 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.

§. 56. Anordnung in Kurven. In den Kurven wird bekanntlich die äussere Schiene zur Aufhebung der Zentrifugalkraft höher gelegt, als die innere. Es fragt sich nun, wie diese Erhöhung auf der in

einer Kurve gelegenen Brücke herzustellen ist. Es sind die folgenden Anordnungen möglich und in der That zur Ausführung gekommen:

I. Man ordnet alles Eisenwerk ebenso an, als wenn keine Ueberhöhung vorhanden wäre und stellt die Ueberhöhung lediglich durch das Holzwerk her.

Fig. 130.

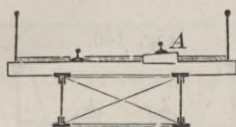
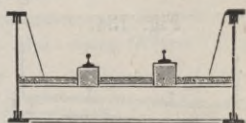


Fig. 131.



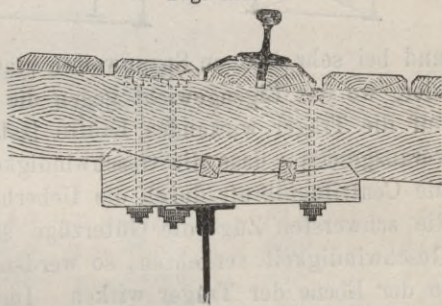
Fig. 132.



a) **Querschwellen.** Bei nur geringen Ueberhöhungen kann entweder die eine Schiene etwas tiefer eingelassen werden oder es kann der eine Einschnitt zur Auflagerung der Schwellen auf die Träger etwas tiefer gehalten werden. Bei grösseren Ueberhöhungen legt man unter die äussere Schiene auf jede Schwelle einen Klotz *A* (Fig. 130) oder eine durchgehende Langschwelle, wobei Klotz und Langschwelle in die Querschwellen etwas einzulassen und mit diesen solid zu verbinden sind oder man legt zwischen die Querschwellen und die äusseren Träger einen Klotz *B* (Fig. 131). Die letztere Anordnung würden wir vorziehen, da hier die Spurweite sicherer erhalten wird.

Fig. 133 zeigt die auf der Eisenbahn Berlin-Metz angewandte Konstruktion der Klötze. Die beiden Dübel können dabei wohl in Wegfall kommen. Statt der Holzklötze hat man auch Eisen, bei geringer Ueberhöhung in Form von Blechen, bei grösserer Ueberhöhung in Form von U-Eisen angewendet. Seltener sind keilförmig bearbeitete Schwellen zur Anwendung gekommen.

Fig. 133.



Werrabrücke bei Eschwege. Eisenbahn Berlin-Metz. — $\frac{1}{16}$ nat. Gr.

b) **Langschwellen.** Hier wird man am besten die Langschwellen verschieden hoch wählen (Fig. 132). Bei geringer Ueberhöhung genügt auch ein verschieden hoher Einschnitt an den Querträgern.

Bei direkter Auflagerung der Schienen kann man bei geringer Ueberhöhung die Unterlagsplatten verschieden hoch halten.

II. Man ordnet die Träger zwar in vertikaler Ebene, aber in einer der Ueberhöhung entsprechenden Höhenlage an. Man kann hierbei die folgenden speziellen Anordnungen unterscheiden:

a) **Querschwellen.** Hier erhalten die Hauptträger (Fig. 134) oder die Schwellenträger (Fig. 135) eine verschiedene Höhenlage; im letzteren Falle werden die Querträger ganz normal angeordnet.

b) **Langschwellen.** Hier werden die Querträger oder nur die obere Begrenzung derselben geneigt angeordnet (Fig. 136) und die sekundären Längsträger, wenn solche vorhanden sind, erhalten eine entsprechende verschiedene Höhenlage.

Fig. 134.

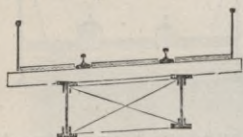


Fig. 135.

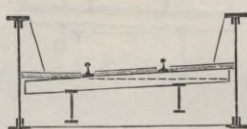
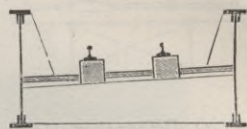


Fig. 136.



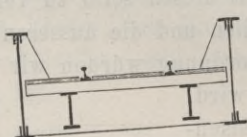
Das Gleiche geschieht bei direkter Auflagerung der Schienen auf die Haupt-, Quer- oder Zwischenträger.

III. Die Brücke wird vollständig geneigt (Fig. 137 u. 138), so dass sie in Allem und Jedem ganz wie eine Brücke für die gerade

Fig. 137.



Fig. 138.



Strecke konstruiert werden kann. Nur die Geländer werden auch hier am besten vertikal angeordnet.

Die letzte Anordnung ist die einfachste

und bei sehr kleinen Spannweiten statisch auch die zweckmässigste, weil hier, wo das Eigengewicht gegen die zufällige Last sehr klein ist, die auf die Träger wirkenden Kräfte fast in der Ebene der Träger wirken, vorausgesetzt, dass die Geschwindigkeit des Zuges eine solche ist, dass die Centrifugalkraft durch die Ueberhöhung aufgehoben wird. Da indess die schwersten Züge die Güterzüge sind und diese mit einer kleineren Geschwindigkeit verkehren, so werden hier doch die Kräfte nicht genau in der Ebene der Träger wirken. Immerhin aber dürfte dennoch diese Anordnung bei kleinen Spannweiten die beste sein, wenn man sich nicht an das Aussehen der schief liegenden Träger stösst. Bei grösseren Spannweiten wählt man stets die vertikale Lage der Hauptträger, da sich hier der Einfluss der Centrifugalkraft auf die Beanspruchung der Träger ohnehin bei keiner Lage der Träger aufhebt (vergl. XIII. Kap.) und diese Lage in ästhetischer Beziehung die beste ist. Was die Wahl zwischen den Systemen I und II anlangt, so ist wohl bei sehr kleinen Ueberhöhungen, welche sich durch etwas verschiedene Einschnidungen des Holzes bewirken lassen, die Anordnung I die beste; bei grösseren Ueberhöhungen jedoch würden wir für Querschwellen die Anordnung II, als die einfachere, vorziehen. Bei Anwendung von Langschwellen wird man gern trachten, schiefe Querträger zu vermeiden.

§. 57. **Volumen und Gewicht.** Es handelt sich hier nicht um genaue Angabe des Volumens und Gewichtes, welches ja in jedem speziellen Falle leicht zu bestimmen ist, vielmehr nur um Näherungsangaben, um das Gewicht in Voraus annähernd feststellen zu können.

1. **Eisen.** Das Gewicht der Schienen und Befestigungsmittel ist ungefähr folgendes:

<i>Bestandtheil</i>	<i>Gewicht pro lauf. Met. eines Gleises (Klgr.)</i>			
	<i>normale Spurweite</i>		<i>1^m Spurw.</i>	<i>0,75^m Spurw.</i>
	<i>Raddr. 6,5 T</i>	<i>Raddr. 5,0 T</i>	<i>Raddr. 3,8 T</i>	<i>Raddr. 2,5 T</i>
a) Breitbasige Schienen.				
<i>Eisenschienen</i>	74,0	62,0	44,0	29,0
<i>Stahlschienen</i>	64,0	52,0	38,0	25,0
<i>Laschen u. Laschenschrauben</i>	3,2	2,5	1,9	1,3
b) Schienenbefestigung.				
<i>Schienennägel für Holzschwellen</i>	1,4	1,1	0,9	0,7
<i>Unterlagsplatten für Holzschwellen</i>	1,0	1,0	0,6	0,4
<i>Unterlagsplatten für direkte Befestigung auf Eisenträger</i>	11,0	9,0	7,0	5,0
<i>Schrauben desgl.</i>	7,5	6,0	4,5	3,0
c) Schwellen- und Bohlenbefestigung.				
<i>Schrauben für Querschwellen</i>	2,5	2,5	1,7	1,3
<i>Winkel für Langschwellen.</i>	12,0	12,0	8,0	6,0
<i>Schrauben desgl.</i>	5,0	5,0	3,3	2,5
<i>Schrauben f. d. Bohlenbelag</i>	2,0	2,0	1,5	1,2
d) Summe für Eisenschienen				
<i>1. für Querschwellen</i>	84,0	71,0	51,0	34,0
<i>2. für Langschwellen</i>	99,0	86,0	60,0	41,0
<i>3. für direkte Befestigung..</i>	98,0	82,0	59,0	40,0
<i>4. weniger für Stahlschienen</i>	10,0	10,0	6,0	4,0

2. **Holz.** In umstehender Tabelle ist nur das Volumen angegeben. Das Gewicht erhält man in Kilogr. durch Multiplikation des Volumens in Kubikmet. mit beiläufig 800.

Hiernach beträgt das Gewicht der ganzen Bahn (Eisen und Holz) pro lauf. Meter für Anwendung von hölzernen Querschwellen bezüglich ungefähr 468, 455, 291, 194 Klgr., für direkte Befestigung der Schienen 300, 280, 210, 150 Klgr. Hierbei sind abstehende Querschwellen vorausgesetzt; bei dicht liegenden Querschwellen ohne Bohlenbelag wird die Holzmenge etwa 30 Prozent, das Gesamtgewicht etwa 24 Prozent grösser.

Bestandtheil	Volumen pro lauf. Met. eines Gleises (Kubikmet.)			
	Normale Spurweite		1 ^m Spurw.	0,75 ^m Spurw.
	Raddr. 6,5 T	Raddr. 5,0 T	Raddr. 3,8 T	Raddr. 2,5 T
Querschwellen	0,20	0,20	0,11	0,06
Langschwellen ohne Schwellenträger	0,12	0,10	0,08	0,06
Langschwellen mit Schwellenträgern	0,06	0,06	0,05	0,04
Bohlenbelag	0,28	0,28	0,19	0,14
Futterhölzer für Bohlen bei Langschwellen	0,10	0,10	0,08	0,07
Summe für				
Querschwellen	0,48	0,48	0,30	0,20
Langschwellen ohne Schwellenträger	0,50	0,48	0,35	0,27
Langschwellen mit Schwellenträgern	0,44	0,44	0,32	0,25
Direkte Befestigung	0,28	0,28	0,19	0,14

Die etwaigen Saumschwellen zur Befestigung der Geländer sind hierbei inbegriffen. Die Querschwellen sind abwechselnd kurz und lang angenommen.

B. Das Bahngerippe.

VI. Kapitel.

Konstruktion der Zwischenträger.

§. 58. **Anordnung im Allgemeinen.** Nach der in der Einleitung gegebenen Erklärung verstehen wir unter Zwischenträgern, (sekundären Längsträgern oder Nebenträgern) (*le longeron, — the secondary girder, the stringer*), die mit den Querträgern verbundenen Längsträger, welche bei den Eisenbahnbrücken zur Aufnahme der Lang- oder Querschwellen oder zur direkten Aufnahme der Schienen, bei den Strassenbrücken zur Unterstützung der Fahrbahntafel dienen. Man kann hiernach bei den Eisenbahnbrücken Schwellenträger und Schienenträger unterscheiden.

Die Spannweite der Zwischenträger, d. i. die Entfernung der Querträger variiert etwa zwischen 2 und 8 Met.; auf die Bestimmung der zweckmässigsten Entfernung der Querträger werden wir später eingehen.

In den meisten Fällen befestigt man die Zwischenträger an den Querträgern zwischen den beiden Gurten derselben. Seltener hat man die Zwischenträger auf die Querträger gelegt; diese Konstruktion wäre insofern ganz gerechtfertigt, als hierdurch das Auflager für die Zwischenträger in einfachster Weise geschaffen wird und die Zwischenträger als kontinuierliche Träger konstruiert werden können. Indess bedürfen hier die Zwischenträger besonderer Absteifungen. Man hat von dieser Anordnung meist nur bei oben liegender Bahn Gebrauch gemacht; bei beschränkter Konstruktionshöhe verbietet sie sich von selbst.

Der Abstand der beiden einem Gleise angehörigen Zwischenträger ist bei direkter Auflagerung der Schienen oder bei Anwendung von Langschwelen durch die Spurweite gegeben; bei Anwendung von Querschwellen hat man die Schwellenträger zuweilen ebenfalls direkt unter die Schienen gelegt; indess scheint es hier wohl rathsam, die Entfernung etwas grösser zu wählen, um hinsichtlich der Befestigung der Querschwellen nicht mit der Schiene in Kollision zu kommen und um schwächere Querträger zu erhalten. Man erhält noch passende Dimensionen für die Querschwellen, wenn man die Entfernung der Schwellenträger gleich der 1,2 bis 1,3 fachen Spurweite, also bei normalspurigen Bahnen = 1,8 bis 2,0 Met. wählt.

Bei den Strassenbrücken hängt der Abstand der Zwischenträger mit der Konstruktion der Brückentafel zusammen, worüber wir noch weiter sprechen. Man findet hier den Abstand 0,8 bis 2,0 Met.

§. 59. Konstruktion aus gewalztem I- und U-Eisen. Bei kleineren Entfernungen der Querträger eignen sich vorzüglich gewalzte I-Träger als Zwischenträger, insbesondere bei Strassenbrücken. U-Eisen verwendet man bei Strassenbrücken zuweilen als Ort-Zwischenträger, um bei gleicher Höhe der hier nöthigen kleineren Tragkraft zu entsprechen.

Man hat auch die I-Eisen als kontinuierliche Träger in einer Länge von 8 bis 12 Met. angeordnet. Dies ist natürlich nur möglich, wenn die I-Eisen über

die Querträger
gelegt werden
oder wenn die
Querträger
zwischen bei-
den Gurten
einen freien

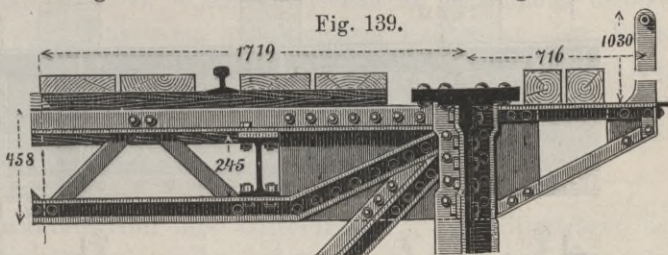
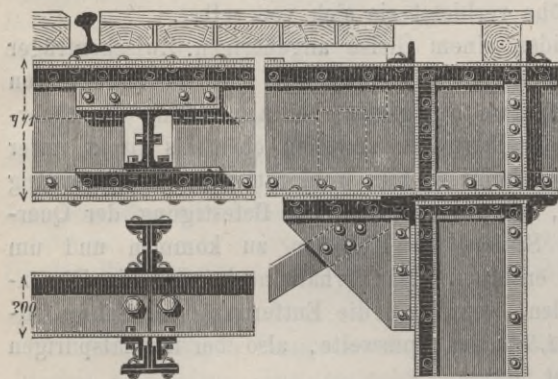


Fig. 139.

Raum bieten
Donaubrücke bei Zweifaldendorf in der württemberg. Staatsbahn. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.
(Fig. 139). Bei der Brücke Fig. 139 sind die Stösse in der Mitte zwischen zwei Querträgern angeordnet; indess erscheint es rathsamer, die Stösse über dem Auflagerpunkte an den Querträgern anzuordnen, weil hier

das auf den Zwischenträger wirkende Moment etwas kleiner ist, als in der Mitte zwischen zwei Querträgern. Noch besser dürfte es sein, die Stösse bei dem Abstände l der Querträger in der Entfernung von ungefähr $0,18l$ von den Querträgern anzuordnen, da hier das Moment am kleinsten ist. Jeder Stoss ist dabei so zu decken, dass das Widerstandsmoment $W = \frac{I}{e}$ des Querschnittes erhalten bleibt. Wenn man die Stösse über die Querträger legt, so kann man auch schwache Deckungen mit nur wenig Nieten an-

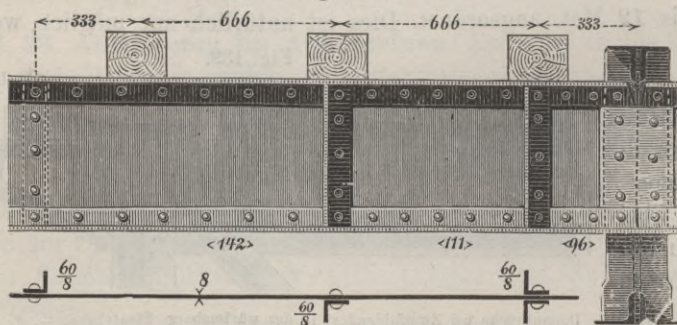
Fig. 140.



Brücke über den Rhein bei Koblenz (Sternberg). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.
 wo die U-Eisen eine Länge von 7,5 Met. haben; die Stösse liegen hier an den Querträgern. Weniger Material erfordert allerdings die Anwendung von I-Eisen, so dass zur Anwendung doppelter U-Eisen nicht zu rathen ist.

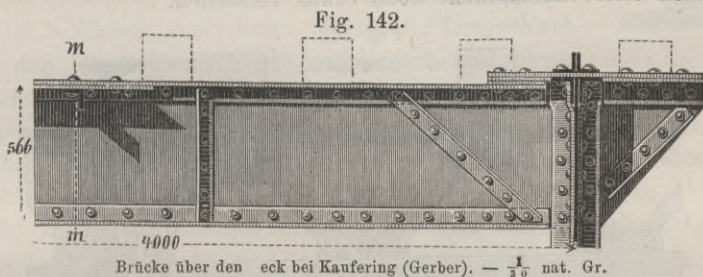
§. 60. Konstruktion als Blechträger. In den weitaus meisten Fällen hat man die Nebenträger als Blechträger konstruirt. Gegenüber den I-Eisen hat diese Form den Vorzug, dass sich bei grösseren Spannweiten noch mehr mit dem Materiale ökonomisiren lässt.

Fig. 141.

Brücke über den Rhein bei Mainz; zweites Gleis (Gerber). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Das bei der Besprechung der Blechträger (Eiserne Brücken, I. Heft) Gesagte gilt ohne Ausnahme natürlich auch hier. Fast stets bildet man

den Träger aus einer schwachen, 6 bis 10^{mm} dicken Blechwand, schwachen Winkelleisen, und, wenn nöthig, noch horizontalen Lamellen. Wenn an jedem Gurte noch ein oder zwei Lamellen nöthig sind, so lässt man diese häufig in der ganzen Länge durchgehen; indess kann man am Material ersparen, wenn man die Lamellen nur so weit fortführt, als es die Gurtspannung erfordert. Am oberen Gurte haben durchgehende Lamellen allerdings den Vortheil, dass eine ebene Fläche zur Auflagerung der Schwellen oder Schienen entsteht; bei Anwendung von Querschwellen aber kann man sich durch verschiedene tiefe Einschnitte



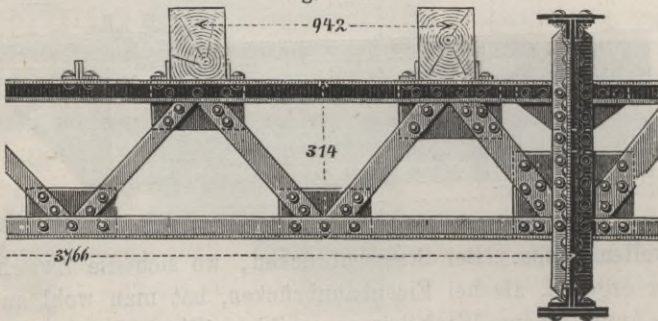
der Schwellen helfen. Bei Strassenbrücken, wo sich die Zwischenträger schwächer ergeben, als bei Eisenbahnbrücken, hat man wohl auch jeden Gurt aus nur einem Winkelleisen gebildet (Fig. 87, S. 79); jedoch dürften in diesem Falle gewalzte I-Träger vorzuziehen sein.

Vertikale Absteifungen der Blechwand sind nicht unbedingt nöthig, wenn die Blechdicke wenigstens = 0,05 des Abstandes der Winkelleisen ist; in der That sind nicht häufig Absteifungen angeordnet worden. Indess ist es rathsam, die Blechwand schwach zu halten und besondere vertikale Absteifungen in Form von Winkelleisen anzuordnen (Fig. 141). Zuweilen hat man diese Steifen unter jeder Querschwelle, zuweilen auch in geringerer Anzahl angeordnet. Am richtigsten werden die Steifen, der Aenderung der Transversalkräfte entsprechend, an den Enden dichter oder in stärkerem Kaliber angeordnet; in Fig. 141 z. B. stehen die Steifen an den Enden dichter; ausserdem sind die Winkelleisen von gleichem Kaliber an den Enden doppelt, im Uebrigen nur einfach angeordnet. Geneigte Steifen findet man nur bei einigen von Gerber projektirten Brücken (Fig. 142); die vertikalen Steifen, welche als genügend angesehen werden müssen, dürften der Einfachheit halber aber den geneigten vorzuziehen sein.

§. 61. **Konstruktion als Gitterträger.** Als Gitterträger hat man die Zwischenträger nur selten konstruirt und überhaupt nur dann, wenn der Abstand der Querträger ein grosser ist. In der That ergibt sich bei den gewöhnlichen Abständen der Querträger das Gewicht der Gitterträger um etwas grösser, als das der Blechträger und hierzu kommt ausserdem die schwierigere Arbeit.

Hinsichtlich der speziellen Konstruktion müssen wir auf die Behandlung der Gitterträger überhaupt verweisen und wir bemerken nur, dass im Allgemeinen die Anwendung eintheiligen Netzwerkes (Fig. 143) am zweckmässigsten erscheint und dass man die gezogenen Stäbe aus Flacheisen, die gedrückten meist aus doppelten Winkleisen oder ebenfalls aus doppelten Flacheisen (Fig. 143) herstellt; letzteres ist zulässig, wenn die Dicke des Flacheisens mindestens etwa $0,05$ der freien Länge desselben ist. Nöthigenfalls kann man die doppelten Flacheisen durch zwischengenietete Blechstücke noch etwas versteifen.

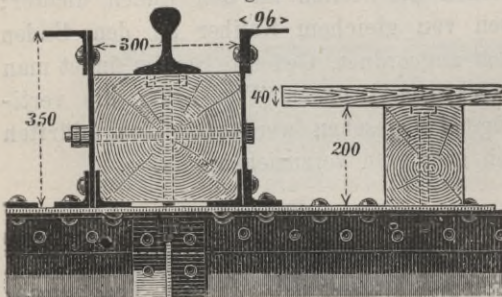
Fig. 143.

Brücke über die Elbe bei Tangermünde (Schwedler). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Gitterwerk wendet man auch zuweilen an, wenn der Zwischenträger so schwach belastet ist, dass ein schwacher Blechträger zu tragfähig werden würde, wie bei Zwischenträger für Fusswege und den seitlichen Zwischenträgern der Fahrbahn.

§. 62. Konstruktion für Langschwellen und direkte Auflagerung der Schienen. Für den Fall, dass auf den Zwischenträger Langschwellen oder direkt die Schienen aufgelegt werden sollen, so ist zu dem bereits in den vorigen Paragraphen Gesagten noch Folgendes hinzuzufügen.

Fig. 144.

Brücke über den Cervaro in Italien. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Wenn die Schienen direkt auf Zwischenträger gelagert werden sollen, so muss die Oberfläche der Zwischenträger natürlich ebenso hoch oder höher als die Oberfläche der Querträger liegen. Bei Anwendung von hölzernen Langschwellen ist dies nicht unbedingt nöthig,

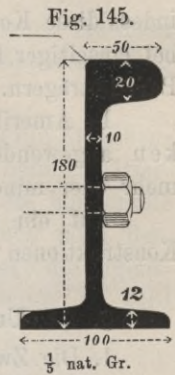
da man die Langschwellen an den Querträgern ganz unterbrechen oder entsprechend ausschneiden kann. In der Regel aber hat man auch hier

die Oberfläche der Zwischenträger in eine solche Höhe gelegt, dass man die Schwellen ungeschwächt durchgehen lassen kann oder sie wenigstens an den Querträgern nur wenig auszuschneiden hat.

Sowohl bei Anwendung von Langschwelen als beim direkten Auflagern der Schienen trachtet man, die obere Fläche frei von Nietköpfen zu erhalten; wendet man Blechträger an, so kann man bei einer entsprechenden Höhe und genügend starken Winkeleisen ohne Lamelle, also ohne Nietköpfe auskommen. Wenn die Langschwelen an den Querschwelen gut aufgelagert und gegen Umkanten gesichert werden, so kann die Oberfläche der Schwellenträger wesentlich schmaler sein, als die Langschwelen selbst. Zuweilen hat man aber, um der Langschwelle ein breites Auflager zu geben, den Obergurt breiter gehalten als den Untergurt (Fig. 107, S. 98).

Bei vielen italienischen Brücken hat man die Schwellenträger als Zwillingsträger konstruiert und die Langschwelen zwischen beide Träger gelegt (Fig. 144). Diese Anordnung erfordert zwar etwas mehr Material, bietet aber den Vortheil, dass besondere Vorkehrungen gegen Verschiebung der Langschwelen unnöthig sind und dass bei Entgleisungen die nach oben über die Langschwelle vorstehenden Träger ein Ablaufen der Wagen hindern.

In der Brückenbauanstalt in Castellamare bei Neapel (Direktor Cottrau), wendet man besonders zu diesem Zwecke gewalzte Formeisen (Fig. 145) an.



§. 63. **Andere Konstruktionen.** Ausser den ihrer Einfachheit wegen fast durchgehends zu Zwischenträgern angewendeten Parallelträgern sind hier und da auch andere Konstruktionen in Anwendung gekommen. Jedenfalls ist es zweckmässig, Träger mit geraden oberen Gurten anzuwenden, so dass ausser dem Parallelträger nur noch Blech- oder Gitterträger mit gekrümmtem Untergurte, z. B. Fischbauchträger, sowie Häng- und Sprengwerksträger in Frage kommen können.

Bei der Eipel- und Granbrücke in Ungarn wurden von Ruppert Fischbauchträger angewendet, deren Obergurt die Fahrschiene selbst bildet und deren Untergurt ebenfalls aus einer Eisenbahnschiene besteht; beide Gurte sind nur in der Mitte durch ein Gussstück verbunden.

Bei den mit Buckelplatten belegten Strassenbrücken wurden von französischen Werken oft Sprengwerksträger, welche aus T- oder U-Eisen bestehen, angewendet, wie z. B. bei der Donaubrücke bei Linz (Fig. 77, S. 65). Durch das Sprengwerk selbst werden die Buckelplatten nicht in der ganzen Breite unterstützt; es sind daher noch T-Eisen über den Buckelplatten angeordnet und mit diesen vernietet. Uns scheint

indess diese Konstruktion des entstehenden einseitigen Horizontalschubes bei einseitiger Belastung wegen weniger geeignet, als die Anwendung von Parallelträgern.

In Amerika hat man als Zwischenträger vielfach hölzerne Balken angewendet und zwar je nach der Entfernung der Querträger in mehr oder minder grosser Anzahl (Fig. 128, S. 112).

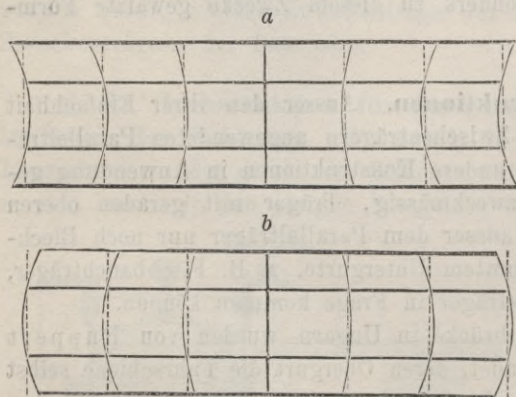
Auf ein näheres Eingehen auf diese bei uns wenig angewendeten Konstruktionen verzichten wir.

§. 64. Unterstützungsweise der Zwischenträger.

1. Die Zwischenträger können zunächst als einfache oder kontinuierliche Träger konstruiert sein. Sind die Zwischenträger zwar als getrennte Träger konstruiert, aber seitlich an den Querträgern befestigt und starr mit diesen verbunden, wie es in den meisten Fällen geschehen ist, so wirken die Zwischenträger natürlich als kontinuierliche Träger. Auf einen Vergleich beider Konstruktionsweisen gehen wir später ein, bemerken aber im Voraus, dass ein wesentlicher Unterschied in der Materialmenge nicht existirt und dass man die kontinuierlichen Träger meist nur der einfacheren Unterstützungs- und Befestigungsweise halber gewählt hat.

2. Bei beiden der eben genannten Formen können die Zwischenträger mit den Querträgern derart verbunden sein, dass eine gegenseitige horizontale Verschiebung möglich oder unmöglich ist. Fast durchgehends

Fig. 146.



ist die zweite Anordnung gewählt, weil sie die einfachere ist. Die Folge davon ist aber, dass sich die Querträger in horizontalem Sinne verbiegen müssen (Fig. 146), weil die Enden der Querträger der Ausdehnung oder Zusammenrückung der Gurte folgen, die Zwischenträger dagegen nicht. Die hierdurch entstehende Beanspruchung der Querträger ist

bei längeren Brücken viel grösser, als man anzunehmen pflegt; ja sie kann selbst grösser als die durch die vertikale Belastung der Querträger entstehende Beanspruchung, also grösser als die angenommene zulässige Inanspruchnahme sein. Es erscheint hiernach, etwa sehr kleine Spannweiten ausgenommen, rätlich, die Auflagerung so durchzuführen, dass eine gegenseitige Verschiebung möglich ist, die Querträger also keine Durchbiegung in horizontalem Sinne erleiden. Nur wenn die Zwischen-

träger genau oder nahezu in der Mitte der Trägerhöhe liegen, erscheint dies nicht nöthig, da die Mittelaxe der Träger keine Längenänderung erleidet.

Anders gestaltet sich die Sache allerdings, wenn man die Zwischenträger zwingt, an der Längenänderung der Gurte Theil zu nehmen. Hierdurch würde man nicht nur den Vortheil erreichen, dass die horizontale Durchbiegung der Querträger vermieden wird, sondern auch noch den, dass dann die Zwischenträger als Theile der Gurte betrachtet, die eigentlichen Gurte also schwächer gehalten werden können als sonst. Es wird dies dadurch möglich,

dass man in den Rechtecken zwischen Haupt- und Zwischenträgern Diagonalen einschaltet (Fig. 147). Der Werth dieser Konstruktion ist allerdings noch zweifelhaft,

da sich die Diagonalen im Allgemeinen nicht leicht in zweckmässiger Weise anordnen lassen, also so, dass sie die Schwerpunktsachsen des Hauptträger-Gurtes und des Zwischenträgers verbinden u. s. w. Angewendet wurde diese Konstruktion bisher noch nicht; unvollkommen und unbeabsichtigt ist allerdings derselbe Zweck bisweilen durch die Anordnung der Windstreben erreicht worden.

Die Spannung dieser Diagonalen ist proportional der Spannungsdifferenz der Gurtstücke. Beim Parabelträger mit geradem Unter- oder Obergurte wird diese Spannungsdifferenz bei totaler Belastung Null, daher würden hier die Diagonalen ohne Werth sein. Dagegen kann man hier die Spannung auf die Zwischenträger übertragen, indem man Haupt- und Zwischenträger an den Enden durch horizontalliegende Träger verbindet (Fig. 148).

Diese Anordnung hat K ö p c k e bei der Brücke über die Elbe bei Riesa gewählt; die Zwischenträger sind hier vollkommen kontinuierliche Träger; die horizontalen Endträger sind durch Verbindung der Endquerträger durch eine Blechwand erfolgt.

Bei Parabelträgern kann diese Anordnung in der That einen Werth haben; bei anderen Trägern dürfte es wohl am rathsamsten sein, eine gegenseitige Verschiebung der Quer- und Zwischenträger zuzulassen.

Fig. 147.

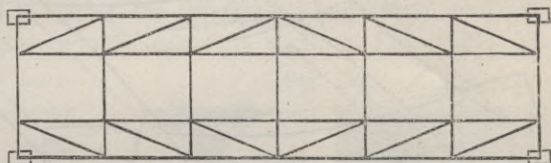
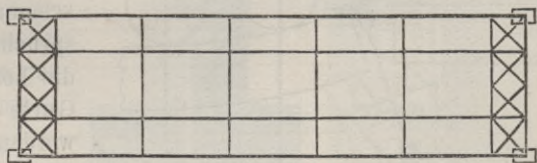
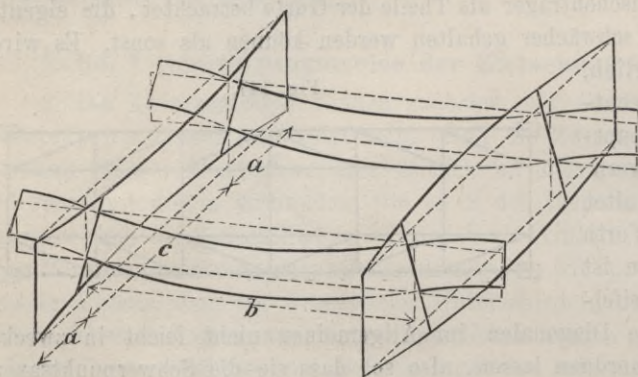


Fig. 148.



3. Wenn die Zwischenträger starr mit den Querträgern verbunden werden, so müssen sich die Querträger bei einer ungleichen Durchbiegung der Zwischenträger, also insbesondere bei abwechselnder Belastung der Felder, schief stellen. Wenn die Querträger so auf den Hauptträgern ruhen, dass sie nur am Unter- oder Obergurte unterstützt sind, ohne starr mit den Hauptträgern verbunden zu sein, so erfolgt das Schiefstellen

Fig. 149.

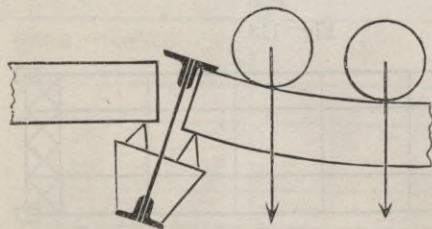


des Querträgers in allen Querschnitten desselben und es ist ohne weiteren Nachtheil. Sind aber die Querträger, wie dies bei uns meist der Fall ist, starr mit den Hauptträgern verbunden, so muss

in den Querträgern eine Torsion eintreten (Fig. 149). Insbesondere werden hierbei die beiden Gurte der Querträger in horizontalem Sinne gebogen und hierdurch die durch die vertikale Durchbiegung erzeugte Beanspruchung erhöht. Indess ergibt sich diese Beanspruchung nicht sehr wesentlich, so dass hierin wohl ein grosser Nachtheil nicht zu erblicken ist.

In wesentlich erhöhtem Grade aber werden die Querträger bei starrer Verbindung mit den Hauptträgern beansprucht, wenn man die

Fig. 150.



Zwischenträger frei auflagert, indess excentrisch gegen die Mittelebene der Querträger, wie Fig. 150 schematisch darstellt. Die Beanspruchung des Querträgers durch die horizontale Verbiegung beider Gurte kann hier selbst grösser werden, als diejenige in Folge der vertikalen Durchbiegung. Zu einer

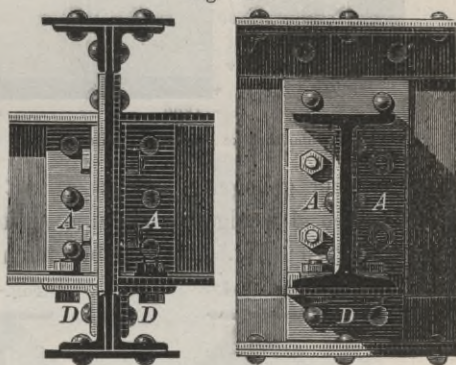
derartigen Auflagerung ist daher im Allgemeinen nicht zu rathen. Dagegen bietet eine bis jetzt allerdings kaum in Anwendung gebrachte centrische Auflagerung der Zwischenträger, verbunden mit gegenseitiger Verschiebbarkeit der Quer- und Zwischenträger den Vortheil, dass die horizontale Verbiegung und die Verdrehung der Querträger vermieden und die Beanspruchung der Zwischenträger eine bestimmtere wird. Die Zwischenträger können hierbei als einfache oder kontinuierliche Träger

konstruiert werden; das erstere ist im Allgemeinen wohl vorzuziehen, weil sich durch kontinuierliche Träger kaum eine Materialverminderung erreichen lässt, die Beanspruchung der einfachen Träger eine bestimmtere ist und bei kontinuierlichen Trägern die gegenseitige Verschiebung zwischen Quer- und Zwischenträgern nach den Enden der Hauptträger hin sehr gross ausfallen kann.

§. 65. Seitliche Befestigung getrennter Träger an den Querträgern.

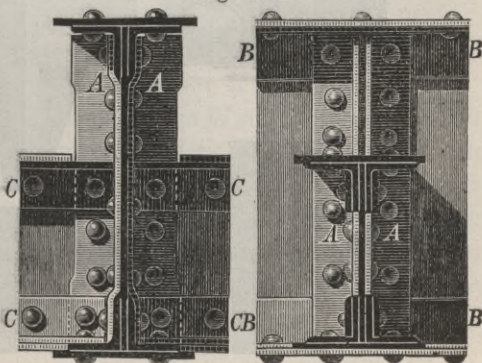
Die Befestigung gewalzter I-Träger erfolgt gewöhnlich in der Weise, dass die vertikale Rippe des I-Eisens zwischen zwei vertikale Winkeleisen *A* (Fig. 151) gefasst wird. Diese Winkeleisen sind entweder in der ganzen Höhe der Querträger angeordnet und auch mit den Gurten der Querträger vernietet (wie z. B. in Fig. 152); als-

Fig. 151.

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

dann müssen natürlich die horizontalen Rippen des I-Eisens beseitigt werden, wenn nicht eine dieser Rippen ganz unten oder oben liegt. Oder die Winkeleisen *A* sind nur zwischen den horizontalen Rippen des I-Eisens angeordnet (Fig. 151). Diese letzte Anordnung ist einfacher; jedoch ist es zur Absteifung der Blechwand des Querträgers in ihrer vollen Höhe rathsam, unter die Winkeleisen *A* ein Unterlagsblech zu legen, welches bis zu den Gurten des Querträgers reicht (Fig. 151). Häufig hat man unter die I-Eisen noch ein Winkel-

Fig. 152.

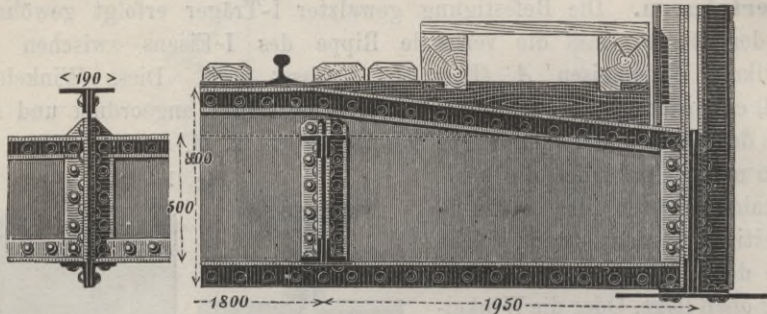
 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Bei Strassenbrücken, wo eine grössere Anzahl von Zwischenträgern nöthig wird, genügt es, die I-Träger seitlich an nur einem gleichzeitig zur Absteifung der Querträger dienenden Winkeleisen zu befestigen (Fig. 42, S. 32 und Fig. 67, S. 51); es sind dann natürlich auch nur auf einer Seite die Rippen der I-Eisen zu beseitigen.

Auch die seitliche Befestigung der Blechträger an den Blech- oder Gitterquerträgern erfolgt in der Regel durch vertikale Winkeleisen *A*

(Fig. 152), zwischen welche die Blechwand gefasst wird. Diese Winkel-eisen sind bei Anwendung von Blechquerträgern entweder mit den oberen und unteren Gurten der Querträger vernietet oder sie sind nur so hoch, wie die Schwellenträger und in diesem Falle nur mit der Blechwand des Querträgers oder nur mit einem Gurte des Querträgers vernietet. Im letzteren Falle wird die Blechwand des Querträgers, indem bald die eine, bald die andere der anstossenden Nebenträger belastet ist, stark

Fig. 153.

Donaubrücke der österr. Nordwestbahn bei Wien (Gerlich). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

hin und her gebogen, so dass es auf alle Fälle rathsam erscheint, die Winkel-eisen *A* wenigstens bis zum Anstossen an die Gurte des Querträgers zu verlängern (Fig. 153). Aber auch hier kann bei grossem Abstände

Fig. 154.

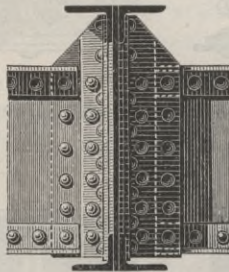


Fig. 155.

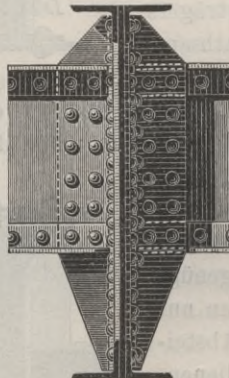
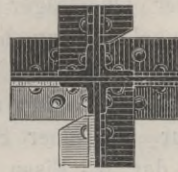
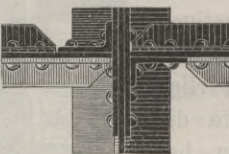
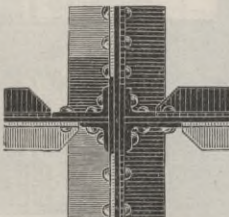
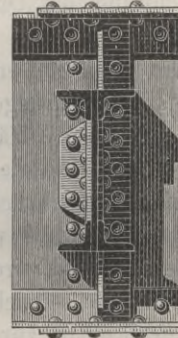


Fig. 156.

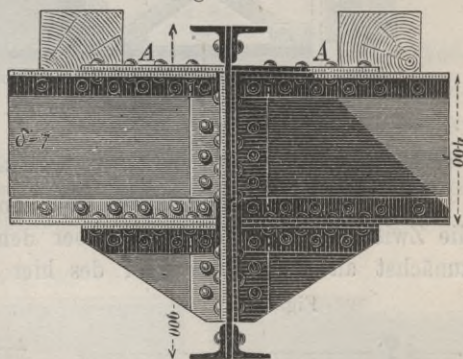
Moselbrücke bei Bullay. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr. $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

der Querträger (über etwa 2,5 Met.) die Blechwand des Querträgers so stark auf Druck und bei einseitiger Belastung so stark auf Abscheeren

in Anspruch genommen werden, dass ein Verbinden der Winkeleisen *A* mit den Gurten des Querträgers nöthig wird (Fig. 152). Es dürfte indess meist genügen, von den beiden Winkeleisen nur das eine mit den Gurten des Querträgers zu verbinden (Fig. 156). Mehrfach hat man alsdann das zweite Winkeleisen ganz weggelassen (Fig. 155).

Die Befestigungsnieten werden zunächst auf Scheerfestigkeit in vertikalem Sinne beansprucht; in dieser Hinsicht würden nur wenig Nieten nöthig sein. Ausserdem aber werden, da die Zwischenträger zu kontinuierlichen Trägern verbunden sind, die durch die Blechwand der Zwischenträger gehenden Nieten auch noch in horizontalem Sinne auf Scheerfestigkeit und die oberen durch die Blechwand der Querträger gehenden Nieten auch noch auf Zugfestigkeit beansprucht. Bei unten liegender Bahn werden auch in Folge der Ausdehnung der Untergurte der Hauptträger sämtliche durch die Blechwand der Querträger gehenden Nieten auf Zugfestigkeit beansprucht. Diese Beanspruchung ist so gross, dass bald eine Lockerung dieser Nieten eintritt, namentlich bei Weglassen eines vertikalen Winkeleisens auf jeder Seite (Fig. 155); alsdann aber

Fig. 157.

Brücke über den Leck bei Kuilenburg. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

wirken die Zwischenträger mehr als einfache Träger. In Folge dieser Lockerung kann auch die Unterstützung der Zwischenträger in vertikalem Sinne leiden. Aus dem letzten Grunde ist es nicht unzweckmässig, die Zwischenträger ausserdem direkt zu unterstützen und zwar durch besondere Konsolen (Fig. 151 und 157) oder durch Auflage-

ung auf den Untergurt der Querträger (Fig. 152), den man zu diesem Zwecke wohl besonders konstruirt (Fig. 153 und 158). Immerhin aber bleibt diese Befestigungsweise noch eine mangelhafte.

In Fig. 154 und 155 sind ungleichschenklige Winkeleisen angewendet, deren breite Schenkel an der Blechwand der Zwischenträger liegen, um eine hinreichend grosse Zahl Nieten durch die Blechwand der Zwischenträger ziehen zu können; indess hat dies keinen grossen Werth, wenn man nicht auch die durch die Blechwand der Querträger gehenden Nieten entsprechend vermehrt.

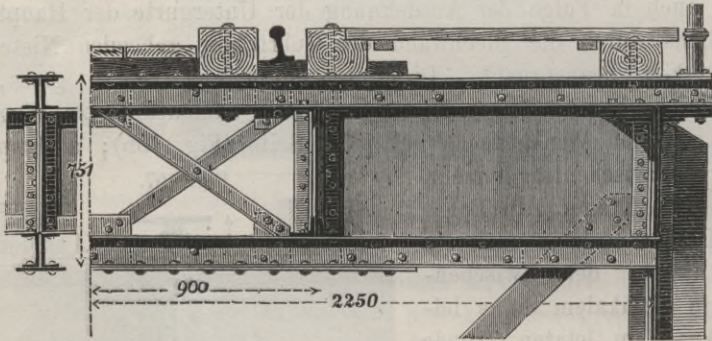
§. 66. Auflagerung kontinuierlicher Zwischenträger.

1. Mehrfach hat man die in gewöhnlicher Weise seitlich an die Querträger befestigten Zwischenträger zu kontinuierlichen Trägern gemacht, indem man beide Obergurte durch Lamellenstücke verband, welche

entweder über den Obergurt, ausserdem auch wohl unter den Untergurt (spät. Fig.) des Querträgers hinweggehen oder die Blechwand des Querträgers durchdringen (Fig. 157). Im Untergurte, welcher am Querträger auf Druck beansprucht wird, genügt ein sattes Anstossen der Winkeleisen und Lamellen an den Querträger.

2. Noch besser ist es allerdings, die Zwischenträger wirklich kontinuierlich herzustellen und die Querträger dementsprechend zu durchbrechen. Bei Anwendung von Gitterquerträgern entstehen diese Oeffnungen ohnehin. In dieser Weise sind in Fig. 139 durchgehende I-Eisen, in Fig. 140 Zwischenträger aus zwei U-Eisen mit abwechselnden Stössen und in Fig. 158 Blech-Zwischenträger gelagert.

Fig. 158.

Brücke über die Reuss bei Wellingen in der schweiz. Nationalbahn (Probst, Springer). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

3. Am einfachsten lassen sich kontinuierliche Träger bilden, wenn die Zwischenträger vollständig über den Querträgern liegen. Hier wird zunächst an dem Querträger des hier zu übertragenden Stützdruckes

Fig. 159.

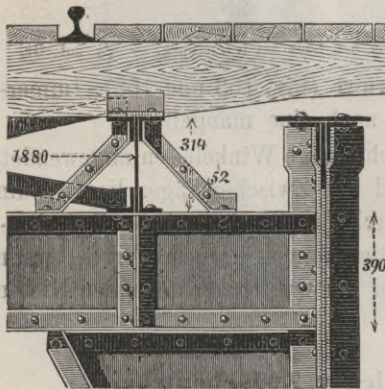
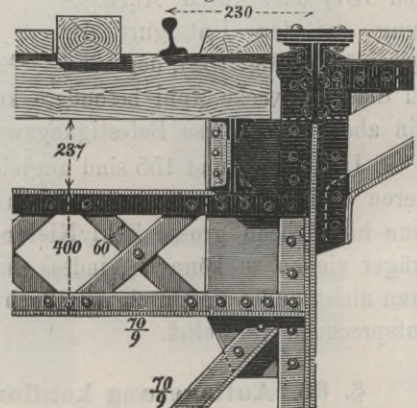
Brücke über die Saale bei Bernburg. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Fig. 160.

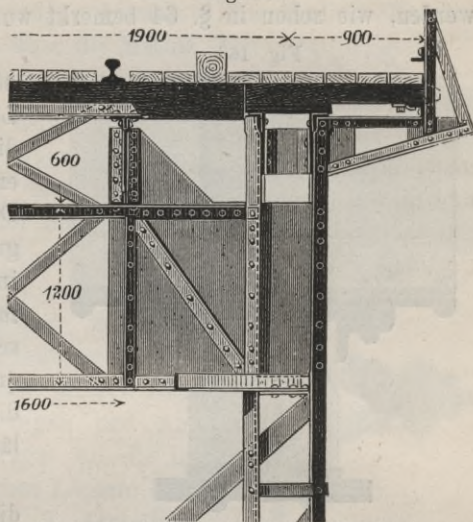
Brücke über den Fritzbach in der Salzburg-Tiroler Bahn (Fink). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

wegen eine Abstufung rätlich. Ausserdem aber ist eine Sicherung der Zwischenträger gegen Umkanten erforderlich. Die letztere kann in ver-

schiedener Weise erfolgen, z. B. durch zwei seitlich angebrachte Streben aus Winkeleisen (Fig. 159), durch Verbindung des Zwischenträgers mit dem Hauptträger durch eine Blechdiaphragma, falls der Zwischenträger dem Hauptträger sehr nahe liegt (Fig. 160) oder durch Verbindung des Zwischenträgers mit dem Querträger durch ein dreieckiges Blechstück (Fig. 161).

Bei Strassenbrücken hat man die Zwischenträger auch wohl ohne seitliche Absteifung gelassen (Fig. 39, S. 28).

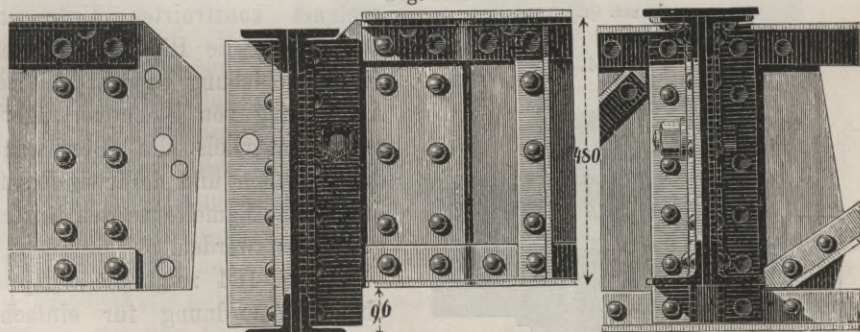
Fig. 161.



Brücke über die Donau bei Mariaort (Bruckner). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

§. 67. Bewegliche Auflagerung. Eine Beweglichkeit der Auflager lässt sich in doppelter Weise herstellen, einmal, indem man aus den in §. 64 erörterten Gründen eine Längsverschiebung der Zwischenträger gegen die Querträger gestattet, sodann, indem man, entsprechend den Kipplagern, eine Drehung der Träger am Auflager um einen Punkt zulässt, um die bestimmte Beanspruchung einfacher oder kontinuierlicher Träger zu erreichen.

Fig. 162.



Brücke bei Rösau bei Eisenfels (Gerber). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Die letztere Anordnung ist wohl zuerst von Gerber durchgeführt worden, indem er die Zwischenträger an jedem Ende durch einen einzigen, etwas über der Mitte der Höhe angeordneten Bolzen unterstützte, wie Fig. 162 zeigt. Die Blechwand ist zu diesem Zwecke auf jeder Seite durch ein Blech verstärkt, um den Druck in der Lohwand entsprechend zu reduzieren. Diese Anordnung hat indess den Nachtheil, dass

die Querträger bei einseitiger Belastung stark auf Torsion beansprucht werden, wie schon in §. 64 bemerkt wurde.

Fig. 163.

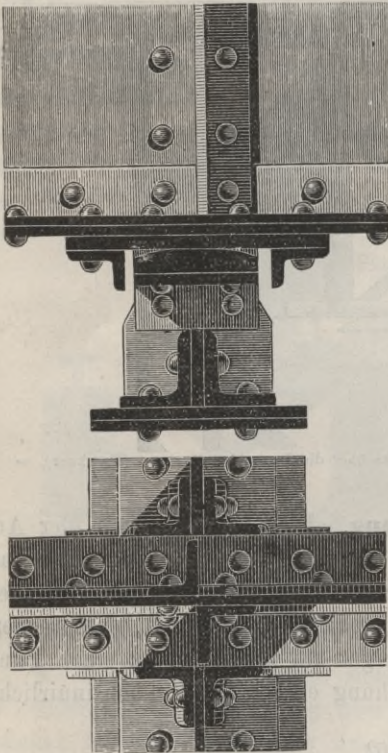
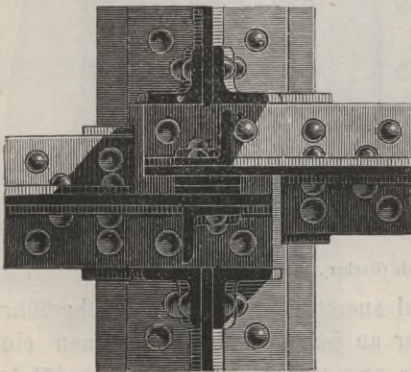
 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 164.

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Eine Längsverschiebung gestattet diese Anordnung nicht. Die Löcher in den Zwischenträgern zu diesem Zwecke länglich zu machen, erscheint unzulässig, weil dann der Druck in der Lohwandung viel zu gross werden würde. Man könnte indess den Zweck erreichen, wenn man dem Bolzen auf die im Zwischenträger steckende Länge einen quadratischen Querschnitt gibt und die Löcher im Zwischenträger etwas länglich hält (Fig. 165).

Rathsamer ist es aber wohl, die Lager der Zwischenträger gegen die Querträger centrisch anzuordnen, um die letzteren gegen Torsion zu schützen. Fig. 163 zeigt eine Anordnung für kontinuierliche Träger mit Gleit- und Kiplagern. Die Lagerplatte *A* lässt sich in verschiedener Weise, z. B. durch Winkel- oder U-Eisen, oder durch direkte Auflagerung auf dem geeignet konstruirten Untergurt befestigen; die Rippen *B* sollen die Verschiebung begrenzen. Bei Anwendung von Blechquerträgern muss natürlich die Blechwand durchbrochen und dafür ein Ersatz durch eine Lamelle an den Gurten geschaffen werden.

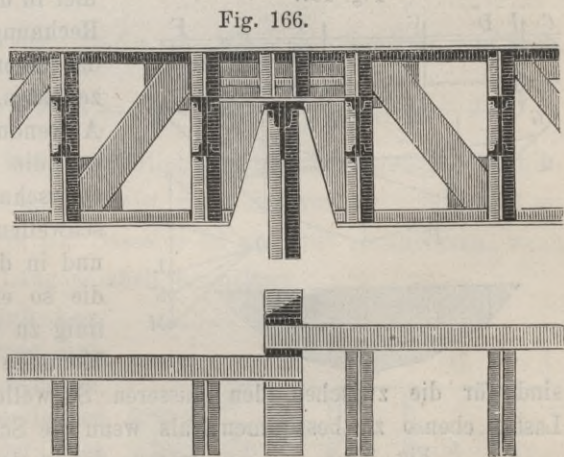
Fig. 164 zeigt die entsprechende Anordnung für einfache Träger. Hier ist es, um ein sicheres Auflager zu schaffen, wohl am besten, die Axen der beiden Träger etwas gegen einander zu verschieben. Die Träger sind bei der in

der Figur dargestellten Konstruktion einseitig unterstützt; jedoch ist dies ohne Nachtheil, da die Trägerenden gegen eine Krümmung in vertikalem

Sinne dadurch gesichert sind, dass sich die durch Winkeleisen abgesteiften Enden beider Träger gegen einander stemmen. Eine ähnliche Konstruktion findet sich bei der Brücke über die Matina in Costa Rica.

Dieselbe Auflagerung kann beibehalten werden, wenn die Zwischenträger ganz über den Querträgern liegen. Nur sind hier besondere Vorkehrungen zur Erhaltung der Stabilität der Zwischenträger nöthig, welche in sehr verschiedener Weise durchführbar sind, wie: 1. Bei kontinuierlichen Trägern Verbindung je zweier Zwischenträger durch Querverstreben. 2. Bei einfachen Trägern Verbindung der inneren Zwischenträger durch Querverstreben und Anschluss der äusseren Zwischenträger an die inneren durch Bolzen mit länglichen Löchern oder durch Klammern oder Zangen. 3. Absteifung durch Streben, welche der Bewegung der Zwischenträger nachgeben können, indem sie sich entweder leicht biegen (schwaches Flacheisen) oder um entsprechende Gelenke drehen können.

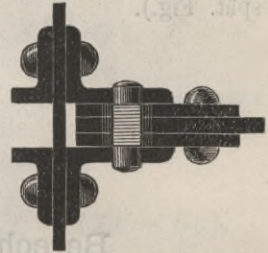
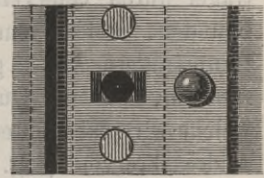
Die Auflagerung der Zwischenträger auf den Obergurt der Querträger ist etwas einfacher, als wenn man das Lager tiefer legt. Um nun die Zwischenträger tiefer legen zu können, ohne ihre Auflagerung auf den Obergurt der Querträger aufzugeben, kann man die Zwischenträger mit ihrem Obergurte auflagern, wie dies bei



Konstruktion von Scharowsky. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

der von Scharowsky vorgeschlagenen Konstruktion (Fig. 166) geschehen ist. Eine einseitige Unterstützung erscheint hier indess nicht zulässig, wenn nicht die Träger besonders gegen Verbiegung gesichert werden. Die Zwischenträger würden hier passend als Fischbauchträger konstruiert.

Fig. 165.



$\frac{1}{5}$ nat. Gr.

§. 68. **Querverbindungen zwischen den sekundären Längsträgern.** Wenn der Abstand der Querträger etwa 3 bis 4 Met. überschreitet, so ist es rathsam, noch zwischen den Querträgern die Zwischenträger durch Querverbindungen zu verbinden und zwar aus denselben Gründen, welche zur Anordnung von Querverbindungen zwischen den Hauptträgern Anlass geben. Diese Querverbindungen sind ebenso zu konstruiren, wie die Querverbindungen zwischen den Hauptträgern, über welche wir später sprechen werden. In der Regel bestehen sie aus leichten Andreaskreuzen (Fig. 42, S. 32, Fig. 67, S. 51, Fig. 159, S. 103 und spät. Fig.).

VII. Kapitel.

Berechnung der Zwischenträger.

§. 69. **Bestimmung der Momente für einfache Träger.** Die Bestimmung des Momentes an den einzelnen Querschnitten geschieht hier in der bekannten Weise durch Rechnung oder Konstruktion für das angenommene System von Einzellasten. Wenn Querschwellen in Anwendung kommen, so genügt es, die Momente für diejenigen Querschnitte, an denen die Querschwellen liegen, zu bestimmen und in der grafischen Darstellung die so erhaltenen Punkte geradlinig zu verbinden (Fig. 167). Die Momente an den Querschwellen sind für die zwischen den äusseren Schwellen D und E liegenden Lasten ebenso zu bestimmen, als wenn die Schwellen nicht vorhanden wären; die in den Strecken CD und EF liegenden Lasten sind indess in die auf C , D , E und F wirkenden Komponenten zu zerlegen und nur die auf D und E wirkenden Komponenten sind zu berücksichtigen. So z. B. liegt in Fig. 167 für den Querschnitt P eine Last zwischen C und D ; die Zerlegung dieser Last und die hierdurch bedingte Aenderung des Seilpolygones ist in der Figur grafisch durchgeführt.

Fig. 167.

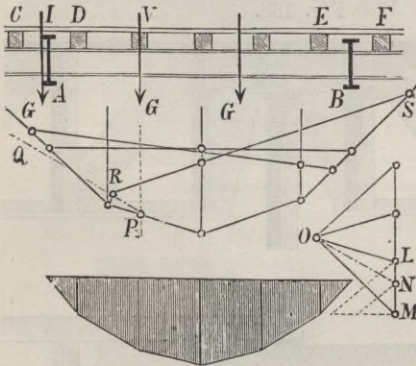
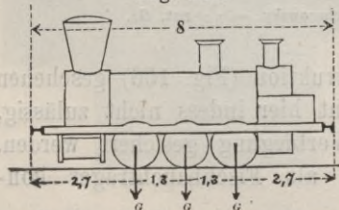


Fig. 168.



und D ; die Zerlegung dieser Last und die hierdurch bedingte Aenderung des Seilpolygones ist in der Figur grafisch durchgeführt.

Wir wollen im Folgenden noch die Ausdrücke für das absolute Maximalmoment M aufstellen für den Fall, dass man eine Lokomotive mit drei gleichen Raddrücken G (Fig. 168) und den Radstand a annimmt; der Abstand der Querträger sei l . Wenn keine Querschwellen vorhanden sind, so wird:

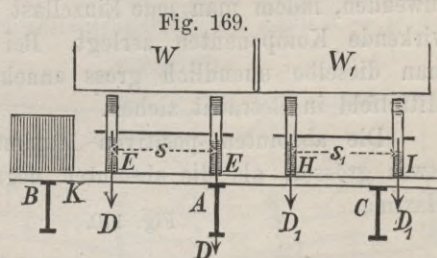
$$1. \begin{cases} l = 0 \text{ bis } 1,71a: & M = \frac{1}{4} G l; \\ l = 1,71a \text{ bis } 2,23a: & M = \frac{1}{4} \left(2 - 2 \frac{a}{l} + \frac{a^2}{2l^2} \right) G l; \\ l = 2,23a \text{ bis etwa } 10^m: & M = \frac{1}{4} \left(3 - 4 \frac{a}{l} \right) G l. \end{cases}$$

Wenn Querschwellen vorhanden sind, deren Abstand b ein aliquoter Theil der Entfernung l ist und wenn hierbei die Querträger in der Mitte zwischen zwei Querschwellen liegen, so ergibt sich:

$$2. \begin{cases} b = \frac{1}{3} l, l = 1,5a \text{ bis } l = 3a: & M = \frac{1}{12} G (7l - 6a), \\ b = \frac{1}{4} l, l = 2a \text{ bis } l = 4a: & M = \frac{1}{16} G (10l - 11a), \\ b = \frac{1}{5} l, l = 2,5a \text{ bis } l = 5a: & M = \frac{1}{4} G (3l - 4a), \\ b = \frac{1}{6} l, l = 3a \text{ bis } l = 6a: & M = \frac{1}{48} G (35l - 48a), \\ b = \frac{1}{7} l, l = 3,5a \text{ bis } l = 7a: & M = \frac{1}{4} G (3l - 4a). \end{cases}$$

Zu diesem Momente kommt natürlich noch das vom Eigengewichte her rührende Moment, welches indess meist gegen das von der zufälligen Last erzeugte Moment sehr klein ist. Dasselbe ist zu $\frac{1}{8} g l^2$ anzunehmen, wenn g das Eigengewicht pro Längeneinheit bezeichnet.

Bei den Strassenbrücken ist zunächst die gefährlichste Stellung der Wagen zu untersuchen. Nach einer leicht anzustellenden Untersuchung ergibt sich der Druck auf den Zwischenträger A am grössten, wenn ein Wagenrad unmittelbar über dem Träger liegt (Fig. 169).



Natürlich sind im Uebrigen die einzelnen Wagenreihen möglichst dicht neben einander und ein etwaiger Rest KB mit Menschen besetzt anzunehmen. Wenn man die in der Theorie der Brücken, I. Heft, Seite 7 und 8 angegebene Belastung der Wagen und hierbei die Spurweite der leichten, schweren und sehr schweren Wagen zu $1,4$, $1,5$, $1,5^m$, die Wagenbreite zu

2,0, 2,3, 2,5^m annimmt, wenn man ferner entweder unter der Voraussetzung sehr schwerer Wagen nur *einen* solchen, im Uebrigen nur schwere Wagen voraussetzt, so ergibt sich, dass man den Zwischenträger unter der Annahme berechnen kann, als habe er direkt einen Wagenzug zu tragen, für welchen der Raddruck G bei dem Abstände c der Zwischenträger der folgende ist:

$c =$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	Meter
Leichte Wagen... $G =$	1,50	1,88	2,10	2,25	2,36	2,63	2,83	3,00	3,27	3,50	Ton.
Schwere Wagen .. $G =$	3,00	3,00	3,60	4,00	4,29	4,69	5,17	5,55	5,86	6,25	"
Sehr schwere Wagen	5,00	5,00	5,30	5,75	6,07	6,63	7,33	7,90	8,36	8,77	"

Das grösste Moment M ist nun bei einem Radabstände a nach der ersten oder zweiten oder Formeln 1 zu berechnen, je nachdem $l \geq 1,71a$ ist. Natürlich ist noch das vom Eigengewichte herrührende Moment hinzuzufügen.

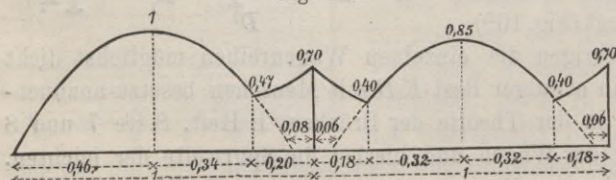
Aus den in §. 65 angeführten Gründen erscheint es rathsam, auch die in der gewöhnlichen Weise seitlich an den Querträgern befestigten Zwischenträger als einfache Träger zu berechnen.

§. 70. Bestimmung der Momente für kontinuierliche Träger.

Die Bestimmung der Momente hat hier nach den in der Theorie der Brücken, I. Heft (II. Aufl., Seite 134 bis 160) aufgestellten Regeln zu erfolgen. Wenn Querschwellen vorhanden sind, so ist am rathsamsten, die Momente für die an den Schwellen liegenden Querschnitte zu bestimmen, wenn an jeder Schwelle eine beliebige Last wirkt. Es ist alsdann leicht, die gefundenen Ausdrücke auf eine beliebige Belastung anzuwenden, indem man jede Einzellast in zwei auf die nächsten Schwellen wirkende Komponenten zerlegt. Bei grosser Anzahl der Felder kann man dieselbe unendlich gross annehmen und ein Endfeld, sowie ein Mittelfeld in Betracht ziehen.

Die absoluten positiven Maxima des Moments ergeben sich hier etwas grösser, als die absoluten negativen (an den Stützen wirkenden) Maxima.

Fig. 170.



Ist die Entfernung der Querträger bei Eisenbahnbrücken nicht grösser als etwa 2,5 Met., bei Strassenbrücken

nicht grösser als 5 bis 8 Met., so ist bei Bestimmung des absoluten positiven

Maximalmomentes M nur eine Last im fraglichen Felde anzunehmen und alsdann wird bei dem Raddrucke G :

$$3. \begin{cases} \text{Endfeld:} & M = 0,214 G l + 0,078 g l^2, \\ \text{Mittelfeld:} & M = 0,189 G l + 0,042 g l^2. \end{cases}$$

Die Momente an den übrigen Querschnitten lassen sich annähernd nach Fig. 170 bestimmen; bei den in dieser Figur eingeschriebenen Verhältnisszahlen ist die Entfernung l der Querträger und das positive Maximalmoment im Endfelde als Einheit angenommen.

Hierbei wurde vorausgesetzt, dass die Stützpunkte in gleicher Höhe liegen, was indess nicht vollkommen zutrifft. Wir wollen daher noch den Einfluss der ungleichen Höhenlage der Stützpunkte untersuchen.

a) Einfluss der Durchbiegung der Querträger. Wenn bei einem Träger mit unendlich vielen gleichlangen Feldern die Stützpunkte um $\dots s''$, s'_1 , s_0 , s_1 , s_2, \dots unter einer geraden Linie liegen, so ist das Moment M_0 und der Stützendruck D_0 , welche an der Stütze mit dem Index 0 entstehen, nach der Theorie der kontinuierlichen Träger bestimmt durch die Gleichungen:

$$4. \frac{M_0 l^2}{EI} = + 6 (\sqrt{3} - 1) s_0 \\ - 6 (2\sqrt{3} - 3) [s_1 + s' - k (s_2 + s'') + k^2 (s_3 + s''') - \dots] \\ = + 4,393 s_0 - 2,785 (s_1 + s') + 0,746 (s_2 + s'') \\ - 0,200 (s_3 + s''') + \dots$$

$$5. \frac{D_0 l^3}{EI} = 12 (3\sqrt{3} - 4) s_0 - 6 (12\sqrt{3} - 19) (s_1 + s') \\ + 36 (7\sqrt{3} - 12) [(s_2 + s'') - k (s_3 + s''') + k^2 (s_4 + s''''') - \dots] \\ = 14,356 s_0 - 10,708 (s_1 + s') + 4,477 (s_2 + s'') \\ - 1,200 (s_3 + s''') + \dots$$

Hierin bedeutet E den Elastizitätskoeffizienten, I das Trägheitsmoment des Querschnittes der Schwellenträger, k die Zahl $2 - \sqrt{3} = 0,2679$. Am grössten

wird die Vergrößerung durch die Durchbiegung, wenn nur ein Feld belastet ist. Es wird alsdann genügen, wenn wir nur eine Durchbiegung der das belastete Feld AB (Fig. 171) begrenzenden Querträger annehmen. Ist die Durchbiegung für jeden derselben $= s$, das Moment und der Stützendruck in A und B bezüglich M_1'' und D_1'' , so ist nach vorstehenden Formeln:

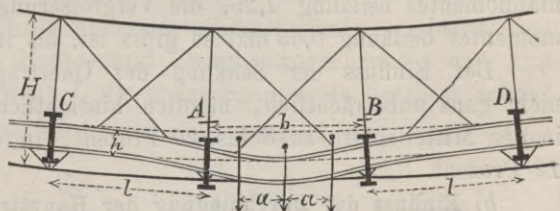


Fig. 171.

$$6. M_1'' = + 6 (2 - \sqrt{3}) \frac{E I s}{l^2} = + 1,6074 \frac{E I s}{l^2},$$

$$7. D_1'' = + 6 (11 - 6 \sqrt{3}) \frac{E I s}{l^3} = + 3,6462 \frac{E I s}{l^3}.$$

Nehmen wir nun eine Belastung durch gleiche Lasten G im Abstände a an (Fig. 171), so ergibt sich, wenn die Stützpunkte in einer Geraden liegen, als Moment und Stützdruck:

$$M_1' = - \frac{3 - \sqrt{3}}{16} G l \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right) = - 0,07925 G l \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right),$$

$$D_1' = \frac{3}{2} G + \frac{3}{8} (2 - \sqrt{3}) G \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right) = 1,5 G l + 0,1005 G \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right).$$

Sonach wird nun in Folge der Belastung und Durchbiegung:

$$8. M_1 = - 0,07925 G l \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right) + 1,607 \frac{E I s}{l^2},$$

$$9. D_1 = 1,5 G + 0,1005 G \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right) + 3,646 \frac{E I s}{l^3}.$$

Die Durchbiegung s ist aber dem Drucke D_1 proportional, so dass wir $s = \beta D_1$ setzen können, wobei β von den Dimensionen der Querträger abhängt. Alsdann aber ergibt sich:

$$10. D_1 = \frac{1,5 + 0,1005 \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right)}{1 - 3,646 \beta \frac{E I}{l^3}} G.$$

Durch die Gleichung 8 ist jetzt M_1 bestimmt. Der blosse Einfluss der ungleichen Höhenlage der Stützen ist durch die Formel 6 gegeben; um diesen Werth wird jedes Moment innerhalb AB im positiven Sinne vergrössert. Das grösste positive Moment M ergibt sich zu:

$$11. M = \frac{1}{4} G (3 l - 4 a) - 0,0793 G l \left(3 - 8 \frac{a^2}{l^2} \right) + 1,607 \frac{E I s}{l^2}.$$

Auch für ein Endfeld lässt sich hier die Untersuchung leicht führen; wir erwähnen nur, dass die Verminderung des negativen Maximalmomentes beiläufig 1,25, die Vergrösserung des positiven Maximalmomentes beiläufig 0,63 mal so gross ist, als in einem Mittelfelde.

Der Einfluss der Senkung der Querträger ergibt sich hiernach nicht ganz unbeträchtlich, nämlich hinsichtlich des positiven Momentes in den Mittelfeldern zu 8 bis 20 Prozent, in den Endfeldern zu 5 bis 12 Prozent.

b) Einfluss der Durchbiegung der Hauptträger. An der Durchbiegung der Hauptträger nehmen auch die Zwischenträger Theil und zwar kann man annehmen, dass der Krümmungsradius in beiden Theilen derselbe ist. Sonach werden sich die Maximalspannungen, welche durch diese Biegung in beiden Theilen entstehen, nahezu

wie die Höhen der Träger verhalten. Bezeichnet M''' die Vergrößerung des Momentes in Folge der Durchbiegung der Hauptträger, so wird sich demnach unter der Voraussetzung, dass die Zwischenträger nach dem Momente $M = M' + M'' + M'''$ berechnet wurden, $M''' : M = h : H$ verhalten, wenn h die Höhe des Zwischenträgers, H die Höhe des Hauptträgers bezeichnet. Also ist:

$$12. \quad M''' = \frac{(M' + M'') h}{H - h}.$$

Hiernach beträgt der Einfluss der Durchbiegung der Hauptträger bei 10, 30, 50, 100, 150 Met. Spannweite in einem Mittelfelde beiläufig 25, 8, 6, 4, 3 Prozent. Im Endfelde kann M''' zu 0 angenommen werden.

Obwohl nach diesen Untersuchungen die als kontinuierliche Träger konstruirten Zwischenträger meist nur sehr wenig schwächer ausfallen werden, ja bei niederen Hauptträgern stärker ausfallen können, als einfache Träger, so erwächst doch auf der anderen Seite ein geringer Vortheil bei kontinuierlichen Trägern dadurch, dass die Hauptträger etwas schwächer gehalten werden können. Es zerlegt sich nämlich das auf die Brücke in irgend einem Querschnitte wirkende Moment \mathfrak{M} in zwei Theile \mathfrak{M}' und \mathfrak{M}'' , von denen \mathfrak{M}' von den Hauptträgern, \mathfrak{M}'' von den Zwischenträgern aufgenommen wird. Ist W' und W'' das Trägheitsmoment des Querschnittes der Haupt- und Zwischenträger, so ist der für beide Theile gleiche reziproke Krümmungsradius $\frac{\mathfrak{M}'}{EI'} = \frac{\mathfrak{M}''}{EI''}$, also wird $\mathfrak{M}' I' = \mathfrak{M}'' I''$ und weil $M = M' + M''$ ist:

$$13. \quad \mathfrak{M}' = \frac{I''}{I' + I''} \mathfrak{M}, \quad \mathfrak{M}'' = \frac{I'}{I' + I''} \mathfrak{M}.$$

Bezeichnen wir das Moment, nach welchem der Zwischenträger zu berechnen ist, wie oben mit M , so ist $KI' = \frac{1}{2} \mathfrak{M}' H$, $KI'' = \frac{1}{2} M h$ zu setzen. Sonach wird $\frac{I'}{I''} = \frac{\mathfrak{M}' H}{M h}$. Dies eingesetzt, gibt:

$$13a. \quad \mathfrak{M}' = \mathfrak{M} - \frac{h}{H} M.$$

Nehmen wir beiläufig die äquivalente gleichmässig vertheilte Last bei Hauptbahnen für die Haupt- und Zwischenträger zu 7,5 und 11,3 Ton. pro Met. an, so ist, wenn L die ganze Spannweite bedeutet, nahezu $M = \frac{1}{8} 11,3 L^2$ und für das Maximalmoment $\max \mathfrak{M} = \frac{1}{8} 7,5 L^2$, also:

$$14. \quad \mathfrak{M}' = \mathfrak{M} - 1,5 \frac{l^2 h}{L^2 H} \max \mathfrak{M}.$$

Die Verminderung des Momentes beträgt hiernach bei 10, 30, 50, 100, 150 Met. Spannweite beiläufig 3,80 0,14 0,03 0,004 0,001 Prozent, so dass diese Verminderung bei einigermassen grossen Spannweiten gar nicht in Betracht kommen kann.

Auf die Behandlung kontinuierlicher Zwischenträger mit Rücksicht auf ihre Verbindung mit den Querträgern werden wir erst bei Besprechung der letzteren eingehen.

Beispiel. Die Querträger mögen die Länge $b = 4^m$, den Abstand $l = 3^m$, die Schwellenträger den Abstand $c = 1,5^m$ haben. Ein Druck D_1 an jedem Auflagerpunkte eines Schwellenträgers erzeugt im Querträger am Auflagerpunkte des Schwellenträgers die Senkung

$$s = \frac{(b - c)^2 (b + 2c) D_1}{24 E I_1}.$$

Das Trägheitsmoment I_1 des Querschnittes der Querträger sei $I_1 = 54170$, der Elastizitätskoeffizient $E = 2800$ Ton. pro $\square cm$. Alsdann wird:

$$s = \frac{(400 - 150)^2 (400 + 2 \cdot 150)}{24 \cdot 2000 \cdot 54170} D_1 = 0,0168 D_1,$$

so dass $\beta = 0,0168$ zu setzen ist. Das Trägheitsmoment W des Querschnittes eines Schwellenträgers sei $I = 17200$, also $\frac{E I}{l^3} = 1,273$. Sonach wird für $a = 1,3^m = 0,433 l$ nach Formel 10:

$$D_1 = \frac{1,5 + 0,1005 (3 - 8 \cdot 0,188)}{1 - 0,0780} G = 1,790 G.$$

$$s = 0,0168 D_1 = 0,0168 \cdot 1,790 G = 0,0301 G,$$

und nun nach Formel 9:

$$M = \left[\frac{1}{4} (3 - 4 \cdot 0,433) - 0,0793 (3 - 8 \cdot 0,188) \right] G l + 1,607 \cdot 1,273 \cdot 0,0301 G l \\ = 0,198 G l + 0,062 G l = 0,260 G l,$$

wobei der erste Theil der gleichen Höhenlage der Stützen, der zweite dem Einflusse der Senkung der Querträger entspricht.

Für ein Endfeld ergibt sich:

$$M = 0,248 G l + 0,040 G l = 0,288 G l.$$

In anderen Fällen ist das Moment, welches durch die Senkung der Querträger entsteht, beiläufig in einem Mittelfelde $0,21 \frac{(b - c) h}{h_1} G$, in einem Endfelde $0,13 \frac{(b - c) h}{h_1} G$, wenn h die Höhe der Zwischenträger, h_1 die Höhe der Querträger bezeichnet.

Endlich ist nun noch die Vergrößerung des Momentes in Folge der Durchbiegung der Hauptträger nach Formel 12, wenn wir die Höhe der Schwellenträger zu $0,3$ Met. annehmen, für ein Mittelfeld:

$$M''' = \frac{0,260 G l \cdot 0,3}{H - 0,3} = \frac{0,078 G l}{H - 0,3}.$$

Bei einem einfachen Träger wird das Maximalmoment:

$$M = \frac{1}{4} (3 - 4 \cdot 0,433) G l - 0,317 G l,$$

so dass bei Anwendung von kontinuierlichen Trägern im Endfelde nur 9 Prozent gewonnen wird, während in einem Mittelfelde eine Ersparnis nur eintritt, wenn die Hauptträger höher als $1,7$ Met. sind. Bei 8^m Höhe würde im Mittelfelde $M = (0,198 + 0,162 + 0,010) G l = 0,270 G l$, so dass hier eine Verminderung von 15 Prozent eintreten würde.

§. 71. Bestimmung der Transversalkräfte. Hinsichtlich der Bestimmung der zur Berechnung der Nietens, sowie der Querschnitte der Gitterstäbe, der Gitterträger und auch zur genauen Ermittlung der

nöthigen Dicke der Blechwand nothwendigen Transversalkräfte verweisen wir auf die Theorie der Brücken, I. Heft und stellen im Folgenden nur noch die Regeln für die absolute Maximal-Transversalkraft Q des einfachen Trägers zusammen unter der Voraussetzung, dass der Radruck der dreiachsigen Lokomotive (Fig. 168) = G und der Radstand = a ist. Wenn keine Querschwellen vorhanden sind, so wird:

$$15. \begin{cases} l = 0 \text{ bis } a, 1 \text{ Last:} & Q = G, \\ l = a \text{ bis } 2a, 2 \text{ Lasten:} & Q = \left(2 - \frac{a}{l}\right) G, \\ l = 2a \text{ bis etwa } 6,6 \text{ Met., } 3 \text{ Lasten:} & Q = 3 \left(1 - \frac{a}{l}\right) G. \end{cases}$$

Sind Querschwellen vorhanden, wobei die Querträger in der Mitte zwischen zwei Querschwellen liegen, so wird Q an einem Ende des Trägers zum Maximum, wenn das Vorderrad der Lokomotive an der diesem Ende zunächst liegenden Querschwelle liegt und zwar wird:

$$16. \begin{cases} b = \frac{1}{3} l, l = 2a \text{ bis } 3a: & Q = \left(\frac{13}{6} - 2 \frac{a}{l}\right) G, \\ b = \frac{1}{4} l, l = \frac{8}{3} a \text{ bis } 4a: & Q = \left(\frac{21}{8} - 3 \frac{a}{l}\right) G, \\ b = \frac{1}{5} l, l = \frac{10}{3} \text{ bis } 4a: & Q = \left(2,7 - 3 \frac{a}{l}\right) G. \end{cases}$$

Diese Regeln gelten auch nahezu für kontinuierliche Träger, nur kann hier Q ein wenig grösser werden.

§. 72. **Bestimmung der Dimensionen.** Auf Grund der erhaltenen Momente und Transversalkräfte kann nun die Querschnittsberechnung und die Bestimmung des Abstandes der Niete erfolgen. Wir verweisen in dieser Beziehung auf die „Theorie der inneren Kräfte gerader Träger“ und die „Konstruktion der Träger mit massiven Wandungen“.

Die zulässige Inanspruchnahme K kann hierbei für Schmiedeeisen, vorausgesetzt, dass man die Nietlöcher in Abzug bringt, bei Eisenbahnen mit grosser Geschwindigkeit zu 600 Klgr. pro \square^{cm} , bei Eisenbahnen mit mittlerer Geschwindigkeit zu 625 Klgr. pro \square^{cm} und bei Eisenbahnen mit kleiner Geschwindigkeit (bis zu etwa 20 Kilom. pro Stunde), sowie bei Strassen zu 650 Klgr. pro \square^{cm} angenommen werden¹⁾.

Das Moment vertheilt sich bei Eisenbahnbrücken eigentlich auf die Zwischenträger und die Schienen; wenn Langschwellen vorhanden sind, auch noch auf diese. Es scheint indess nicht rathsam, auf die Schienen

¹⁾ Dies ist in naher Uebereinstimmung mit den vom Verfasser aus den Wöhler'schen Versuchen für den Einfluss einer wiederholten Beanspruchung abgeleiteten Regeln (siehe: Wahl der zulässigen Inanspruchnahme, S. 34 und 38), da hier der Einfluss des Eigengewichtes gegenüber dem der zufälligen Last sehr klein ist.

Rücksicht zu nehmen, da Stöße der Schienen zwischen die Querträger fallen können; in Folge der Vernachlässigung der Schienen erscheint die Auffassung der Zwischenträger als kontinuierliche Träger um so eher zulässig. Bei Anwendung von Querschwellen würde also das ganze Moment M auf die Zwischenträger wirkend anzunehmen sein. Allein wenn durchgehende Langschwellen vorhanden sind, so kann man auf diese doch Rücksicht nehmen. Der auf den Zwischenträger kommende Theil M_1 des Momentes bestimmt sich alsdann ganz in der in §§. 69 und 70 gezeigten Weise und zwar wird:

$$17. \quad M_1 = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} M.$$

Ist die Breite und Höhe der Schwelle b_2, h_2 , so ist $I_2 = \frac{1}{12} b_2 h_2^3$. Das Verhältniss $\frac{E_1}{E_2}$ kann = 17 angenommen werden. Ferner wird bei der Höhe h des Schwellenträgers $K_1 I = \frac{1}{2} M_1 h$ oder $I_1 = \frac{M_1 h}{2K}$. Dies eingesetzt, gibt einfach:

$$18. \quad M_1 = M - \frac{K b_2 h_2^3}{100 h}.$$

Hiernach ergibt sich indess M_1 nur sehr wenig kleiner als M . Wählt man $b_2 = 25\text{cm}$, $h_2 = 20\text{cm}$, $K = 0,60$ Ton. pro $\square\text{cm}$, so beträgt die Verminderung für $l = 2, 4, 6$ und 8m bezüglich nur 17, 4, 2 und 1 Prozent.

§. 73. Gewicht der Zwischenträger. Das Gewicht eines Zwischenträgers sei pro lauf. Meter = g , das entsprechende Maximalmoment M und die zulässige Inanspruchnahme K .

Als Näherungsregel ergibt sich für gewalzte I-Träger, innerhalb der hier vorkommenden Grenzen, wenn man die deutschen Normalprofile zu Grunde legt,

$$g = 13,3 + 6,2 \frac{M}{K}.$$

Da nicht immer die theoretisch richtigen Profile vorhanden sind, so ist es rathsam, noch etwa 5 Prozent zuzuschlagen, also zu setzen:

$$20. \quad g = 14 + 6,5 \frac{M}{K}.$$

Für Blechträger ergibt sich:

$$21. \quad g = \alpha h \delta + \beta \frac{M}{Kh},$$

wenn δ die Dicke der Blechwand, h die Trägerhöhe und α , sowie β Konstanten bezeichnen. Annähernd ist $\alpha = 5$, $\beta = 2$, also

$$21a. \quad g = 5 h \delta + 2 \frac{M}{Kh}.$$

Die Theile zur Befestigung der Zwischenträger an den Querträgern sind hierbei nicht mit eingerechnet.

Hiernach wird g bei einem Blechträger zu einem Minimum für:

$$22. \quad h = \sqrt{\frac{\beta M}{\alpha K \delta}} = \sqrt{\frac{2 M}{5 K \delta}}$$

Bei Anwendung dieser Höhe wird:

$$23. \quad g = 2 \sqrt{\frac{\alpha \beta M \delta}{K}} = 2 \alpha \delta h.$$

Schlagen wir, da nicht immer die theoretisch zweckmässigste Höhe angewendet werden kann, 6 Prozent zu und setzen $\alpha = 5$, $\beta = 2$, $\delta = 8^{mm}$, so wird:

$$23a. \quad g = 19,1 \sqrt{\frac{M}{K}} = 85 h.$$

Wir wollen diese Formeln noch speziell auf Strassen- und Eisenbahnbrücken anwenden.

1. **Strassenbrücken.** Da das Eigengewicht gegen die zufällige Last nur einen geringen Einfluss hat, so genügt es, eine Rücksicht auf verschiedene Konstruktionen der Brückentafel und Brückendecke nicht zu nehmen und annähernd das Moment, welches die zufällige Last erzeugt, durchschnittlich um 10 Prozent zu vergrößern. Bestimmt man ausserdem die zufällige Belastung und das Maximalmoment M nach §. 69, sodann nach Formel 22 die zweckmässigste Höhe h , so findet man:

$$24. \quad \begin{cases} \text{Sehr schwere Lasten:} & h = 0,197 (1 + 0,24c) (1 + 0,47l) \\ \text{Schwere Lasten:} & \dots \quad h = 0,146 (1 + 0,35c) (1 + 0,47l) \\ \text{Leichte Lasten:} & \dots \quad h = 0,125 (1 + 0,33c) (1 + 0,47l). \end{cases}$$

Das Gewicht g ergibt sich annähernd, wie folgt:

$$25. \quad \begin{cases} \left. \begin{array}{l} I\text{-Träger} \\ \\ \text{Blechträger} \end{array} \right\} \begin{cases} \text{Sehr schwere Lasten:} & g = 14 + 8,4l + 6,4cl \\ \text{Schwere Lasten:} & \dots \quad g = 14 + 4,0l + 5,7cl \\ \text{Leichte Lasten:} & \dots \quad g = 14 + 2,4l + 3,1cl \end{cases} \\ \left. \begin{array}{l} \text{Sehr schwere Lasten:} \\ \text{Schwere Lasten:} \\ \text{Leichte Lasten:} \end{array} \right\} \begin{cases} g = 16,7 (1 + 0,24c) (1 + 0,47l) \\ g = 12,4 (1 + 0,35c) (1 + 0,47l) \\ g = 10,6 (1 + 0,33c) (1 + 0,47l). \end{cases} \end{cases}$$

2. **Eisenbahnbrücken.** Hier ist das Eigengewicht gegen die zufällige Last noch wesentlich kleiner, als bei Strassenbrücken. Man kann annähernd das Gewicht der Zwischenträger, Schwellen, Schienen und des Belages pro lauf. Met. eines Zwischenträgers bei dem Raddrucke $G = 0,03 + 0,045 G$ setzen. Bestimmt man nun die Momente nach §. 69, so ergeben sich nach Formel 22 als Näherungsregeln:

$$26. \quad \begin{cases} \text{Hauptbahnen} & \dots \dots \dots \quad h = 0,19 + 0,187l, \\ \text{Normalsp. Nebenbahnen} & \dots \quad h = 0,17 + 0,164l, \\ \text{Bahnen mit 1}^m \text{ Spurw.} & \dots \quad h = 0,11 + 0,160l, \\ \text{Bahnen mit 0,75}^m \text{ Spurw.} & \quad h = 0,05 + 0,156l. \end{cases}$$

Für die praktische Ausführung wird sich diese Höhe allerdings in manchen Fällen zu gross ergeben. Das Gewicht g pro lauf. Met. eines Zwischenträgers ergibt sich annähernd zu:

	<i>I-Träger</i>	<i>Blechträger</i>
27.	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauptbahnen} \dots\dots\dots g = 26l, \\ \text{Normalsp. Nebenbahnen} \dots g = 23l, \\ \text{Bahnen mit } 1^m \text{ Spurw.} \dots g = 19l, \\ \text{Bahnen mit } 0,75^m \text{ Spurw.} \dots g = 16l, \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} g = 16 + 15,9l, \\ g = 15 + 13,9l, \\ g = 10 + 13,6l, \\ g = 5 + 13,3l. \end{array} \right.$

Das Gewicht wird nur sehr wenig grösser als das Minimalgewicht, wenn man von der günstigen Höhe etwas abweicht; ist die Höhe das ϵ fache der günstigsten, so wird das Gewicht $= \frac{1 + \epsilon^2}{2\epsilon}$ des Minimalgewichtes. Der angenommene Zuschlag von 6 Prozent wird daher meist nicht überschritten.

§. 74. Entfernung der Zwischenträger bei Strassenbrücken.

Die den Zwischenträgern bei Strassenbrücken zu gebende Entfernung steht im Zusammenhange mit der Konstruktion der Brückentafel. Häufig ist man durch die vorhandenen Kaliber der Konstruktionstheile der Brückentafel an gewisse Entfernungen gebunden. Im Allgemeinen aber wird diejenige Entfernung die zweckmässigste sein, bei welcher die Kosten ein Minimum werden. Wir wollen zunächst den Fall näher untersuchen, in welchem die Brückentafel aus Schmiedeeisen besteht und hierbei für das Eisen in den Zwischenträgern und die Brückentafel denselben Einheitspreis voraussetzen.

Das Gewicht der Zwischenträger pro \square Met. Brückenbahn lässt sich nach Formel 25 ausdrücken durch $\frac{A + Bl}{c} + B' + Cl$, während sich das Gewicht der Brückentafel im Allgemeinen ausdrücken lässt durch $A_1 + B_1 G c$. Hierin sind nur die Koeffizienten A, B, C abhängig vom Raddrucke G . Sonach ist das Gewicht g beider Theile pro \square Meter

$$g = \frac{A + Bl}{c} + B' + Cl + A_1 + B_1 G c.$$

Der Differentialquotient von g nach c wird Null, g also zum Minimum für

$$28. \quad c = \sqrt{\frac{A + Bl}{B_1 G}} = \beta \sqrt{\frac{A + Bl}{G}},$$

wenn wir $\frac{1}{\sqrt{B_1}} = \beta$ setzen. Die Wurzel lässt sich für einen bestimmten Raddruck innerhalb der hier vorkommenden Grenzen von l ausdrücken in der Form $A_2 + B_2 l$ und zwar ergibt sich, wenn man das Minimalgewicht der Blechträger um 6 Prozent vergrössert:

	<i>I-Träger</i>	<i>Blechträger</i>
29.	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sehr schwere Lasten: } c = (1,82 + 0,33l)\beta, \\ \text{Schwere Lasten: } \dots c = (2,14 + 0,25l)\beta, \\ \text{Leichte Lasten: } \dots c = (3,10 + 0,22l)\beta, \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} c = (1,94 + 0,30l)\beta, \\ c = (2,17 + 0,33l)\beta, \\ c = (2,80 + 0,41l)\beta. \end{array} \right.$

Hieraus folgt zunächst, dass mit zunehmender Entfernung l der Querträger auch c wachsen soll, indess nur in geringem Masse, da das Glied mit l gegen das konstante Glied nur klein ist. Ferner wächst die zweckmässigste Entfernung c mit abnehmender Last. Der von der Konstruktion der Brückentafel abhängige Koeffizient β ergibt sich nach §. 22, 24 und 27:

$$30. \begin{cases} \text{Zoreseisen} \dots\dots & \beta = 0,284, \\ \text{Wellenblech} \dots\dots & \beta = 0,316, \\ \text{Hängeblech} \dots\dots & \beta = 0,412. \end{cases}$$

Die Buckelplatten, bei denen auch noch die sekundären Querträger in Frage kommen, werden wir später behandeln.

Bei Anwendung dieses Abstandes c ergibt sich als Gewicht g der Zwischenträger und der Brückentafel pro \square Meter:

$$31. g = A_1 + B' + Cl + 2B_1Gc,$$

wonach folgende Tabelle (32) berechnet ist:

	Zoreseisen g	Wellenblech g	Hängeblech g
I-Träger.			
Sehr schwere Lasten	97 + 18,11	78 + 16,81	69 + 14,41
Schwere Lasten	78 + 11,01	66 + 10,41	56 + 9,31
Leichte Lasten	66 + 5,41	54 + 5,21	48 + 4,71
Blechträger.			
Sehr schwere Lasten	105 + 12,41	90 + 11,41	76 + 9,21
Schwere Lasten	83 + 9,01	70 + 8,21	61 + 6,81
Leichte Lasten	66 + 6,01	55 + 5,51	49 + 4,61

Durchschnittlich wird hiernach ohne Rücksicht auf die spezielle Konstruktion:

$$33. g = 47 + 1,4 + 7,4G + 2,5Gl \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Wir wollen ausserdem noch den Bohlenbelag untersuchen. Nach Formel 1 ergibt sich als Bohlendicke d , wenn man die Breite der Bohlen zu 25^{cm}, die zulässige Inanspruchnahme K zu 0,07 Ton. pro \square^{cm} annimmt, zu $0,0926 \sqrt{Gc}$ Meter (G in Ton., b in Met.) oder, wenn man nach §. 22 annähernd $\sqrt{Gc} = 0,8 + 0,3Gc$ setzt, $d = 0,074 + 0,028Gc$ Met. oder allgemein $d = A_1 + B_1Gc$. Ebenso gross ist das Volumen pro \square Met. Sind daher k die Kosten für die Gewichtseinheit des Eisens, k_1 die Kosten für die Volumeneinheit des Holzes, so werden die Kosten pro \square Meter:

$$= \left(\frac{A + Bl}{c} + B' + Cl \right) k + (A_1 + B_1Gc) k_1.$$

Hiernach werden die Kosten zu einem Minimum für:

$$34. \quad c = \sqrt{\frac{(A + B l) k}{B_1 G k_1}} = \beta \sqrt{\frac{A + B l}{G}}$$

Die Formeln 29 gelten demnach auch hier. Es wird hier $\beta = \sqrt{\frac{k}{0,028 k_1}} = 5,98 \sqrt{\frac{k}{k_1}}$. Nehmen wir z. B. die Kosten eines Klgr. Eisen zu 0,40 Mark, die Kosten eines Kubikmeters Holz in der ersten Anlage zu 50 Mark, als kapitalisirte Unterhaltungskosten zu 70 Mark, also $k_1 = 50 + 70 = 120$ Mark; so wird $\beta = 5,98 \sqrt{\frac{0,40}{120}} = 0,35$, also für Anwendung von I-Trägern bei sehr schweren Lasten $c = 0,75 + 0,081 l$, bei schweren Lasten $c = 0,95 + 0,073 l$, bei leichten Lasten $c = 1,32 + 0,078 l$ Meter.

VIII. Kapitel.

Konstruktion der Querträger.

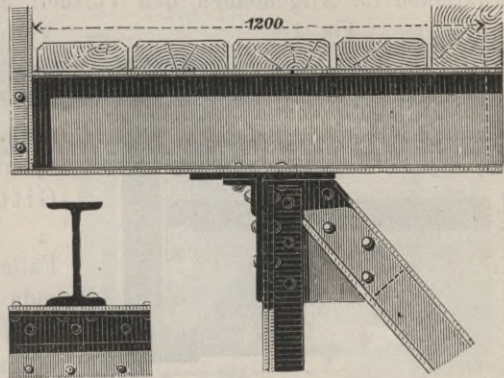
§. 75. **Anordnung im Allgemeinen.** Nach der bereits in der Einleitung gegebenen Erklärung sind unter den Querträgern (*la poutre en travers, la pièce de pont — the cross girder*) die in der senkrecht zur Bahnaxe liegenden und direkt mit den Hauptträgern verbundenen Träger zu verstehen. Ihr Hauptzweck ist die direkte oder indirekte Unterstützung der Bahn; gleichzeitig aber sollen sie meist auch eine Absteifung der Hauptträger bewirken. Diese Absteifung wird, wenn die Querträger unmittelbar über den Untergurten oder wenig über denselben liegen, durch eine geeignete Verbindung der Querträger mit dem Hauptträger bewirkt; wenn die Querträger in grosser Höhe über den Untergurten oder über den Obergurten liegen, so ist es aber rathsam, eine besondere Querversteifung anzubringen, welche später besprochen werden wird.

Man konstruirt die Querträger meist als Blechträger oder Gitterträger, seltener aus gewalztem I-Eisen oder als Hänge- oder Sprengwerke.

§. 76. **Querträger aus gewalztem I-Eisen.** Gewalzte I-Eisen werden zu Querträgern nur seltener angewendet; sie eignen sich hauptsächlich nur dann, wenn das auf den Querträger wirkende Maximalmoment verhältnissmässig klein ist, also bei geringem Abstände der Hauptträger, geringem Abstände der Querträger und geringer Belastung und wenn sie keine eisernen Zwischenträger aufzunehmen haben. Bei Eisenbahnbrücken findet man sie bei uns nur selten, häufiger, obwohl auch noch selten, bei Strassenbrücken. In Amerika hat man aber diese Träger

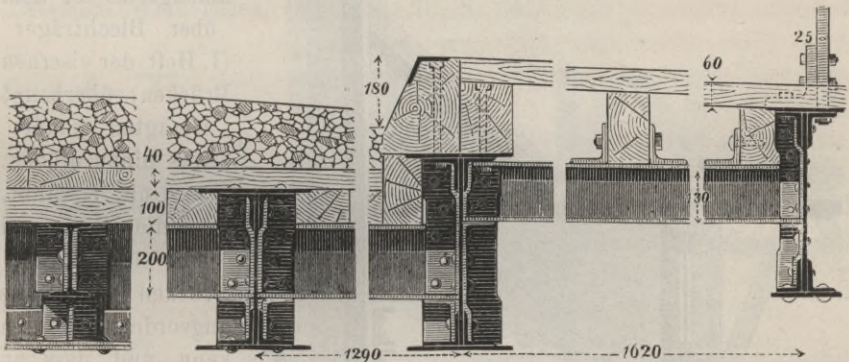
auch häufig bei Eisenbahnbrücken angewendet (vergl. die Anwendung bei der Ohio-Brücke bei Louisville, II. Heft, Fig. 63 und 217, sowie Fig. 204); hier sind diese Querträger einzeln oder zu zweien entweder direkt auf den Obergurt gelegt oder an den Untergurt angehängt; die angegebenen Figuren zeigen die für das Anhängen angewendete Konstruktion.

Ganz geeignet erscheint die Anwendung von I-Eisen, wenn die Querträger in kurzem Abstände direkt auf dem Obergurte (Fig. 172) liegen und zwar sowohl für Strassenbrücken, als Eisenbahnbrücken; im letzteren Falle hauptsächlich dann, wenn man die Schienen direkt auf die Querträger legt. Wenn die horizontalen Schenkel breiter als etwa 95^{mm} sind, so ist eine Vernietung mit den Gurten der Hauptträger mit etwa 18^{mm} dicken Nieten möglich; bei geringerer Breite müsste eine Befestigung durch in die horizontalen Rippen eingreifende Hakenschrauben erfolgen.



Brücke bei Bazenheim; schweizer. Toggenburgbahn. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 173.



Französische Strassenbrücke. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

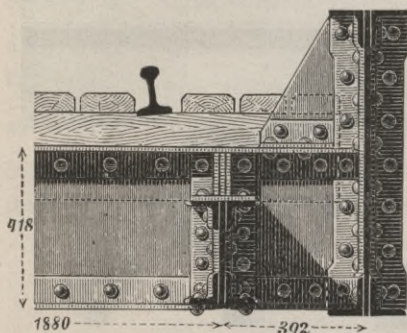
In Amerika, wo die Schienen nicht direkt auf den Querträgern ruhen, sondern meist auf Langschwelen liegen, hat man häufig doppelte I-Eisen verwendet (Fig. 204).

Auch hat man statt der I-Eisen doppelte U-Eisen benutzt.

Eine Anwendung auf Strassenbrücken zeigen die Fig. 20 (S. 14), 46 (S. 33), 55 (S. 43) und die Fig. 173, eine Anwendung auf Eisenbahnbrücken die Fig. 172.

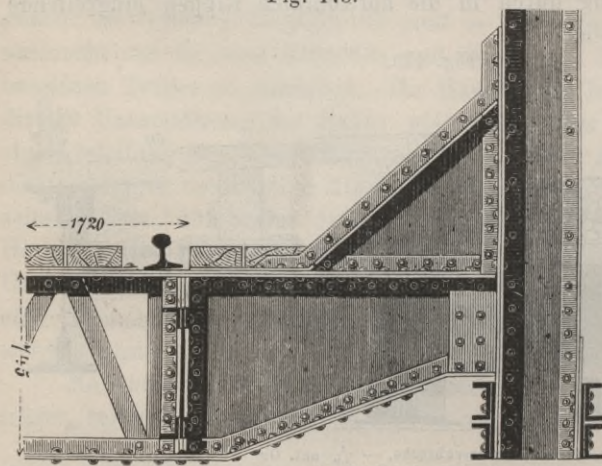
§. 77. Konstruktion der Querträger als Blechträger oder Gitterträger. In den weitaus meisten Fällen hat man die Querträger als Blechträger konstruirt; dieselben haben gegenüber anderen Konstruktionen im Allgemeinen den Vortheil der Einfachheit, der leichten

Fig. 174.



Blechbrücke der Rheinischen Bahn. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr. Verbindung mit den Hauptträgern und der leichten Verbindung der Zwischenträger mit den Querträgern. Bei grösserem Abstände der Querträger hat man auch vielfach Gitterträger angewendet. Die Gurte sind in den meisten Fällen der Einfachheit wegen gerade konstruirt (Fig. 174), öfters aber hat man den einen Gurt gekrümmt oder besser polygonal angeordnet (Fig. 139, S. 117 und Fig. 153, S. 126, sowie Fig. 175). Jedenfalls lässt sich etwas an Material sparen, wenn man die Höhe an den Enden kleiner wählt als in der Mitte, obwohl die Ersparniss nicht sehr wesentlich ist; indess kann auch die Rücksicht auf die Verbindung mit den Hauptträgern zu dieser Form Anlass geben, worüber wir in den nächsten Paragraphen noch weiter sprechen.

Fig. 175.



Brücke über die Donau bei Rechtenstein (Württembergische Staatsbahn). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Was nun speziell die Blechträger anlangt, so ist dem über Blechträger (I. Heft der eisernen Brücken) überhaupt überhaupt gesagt kaum etwas hinzuzufügen. Es sei nur erwähnt, dass die Blechwand bei eingeleisigen Brücken ohne Stoss angeordnet werden kann und dass an denjenigen Stellen, wo starke Drücke durch Schwellen, Schienen oder Zwischenträger übertragen werden, eine Absteifung durch Winkel- oder T-Eisen rathsam ist (Fig. 68, S. 51 Fig. 159, S. 128 und Fig. 191, S. 154).

Was die Gitterträger anlangt, so wählt man für die Gurte meist die aus Flach- und Winkeleisen, sowie eventuell einem dazwischenliegenden Stehblech zusammengesetzte T-Form. Die unteren Winkeleisen

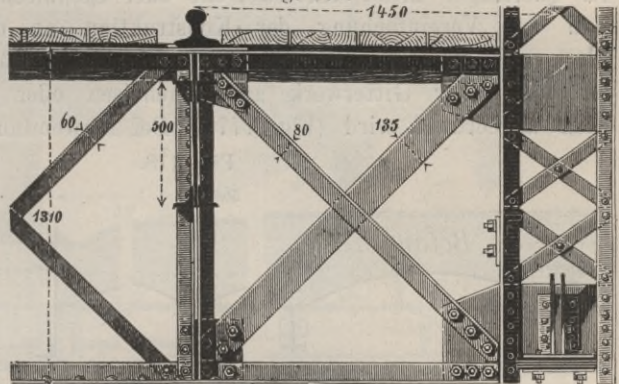
Was nun speziell die Blechträger anlangt, so ist dem über Blechträger (I. Heft der eisernen Brücken) überhaupt überhaupt gesagt kaum etwas hinzuzufügen. Es sei nur erwähnt, dass die Blechwand bei eingeleisigen Brücken ohne Stoss angeordnet werden kann und dass an denjenigen Stellen, wo starke Drücke

hat man für Blech- und Gitterträger zur Auflagerung der Zwischenträger wohl auch in umgekehrter Lage angewendet und dann die etwa noch nöthigen Flacheisen in vertikaler Lage angeordnet (Fig. 139, S. 117 und Fig. 153, S. 126). Seltener hat man die aus vier Winkeleisen

zusammengesetzte Kreuzform (Fig. 196) gewählt.

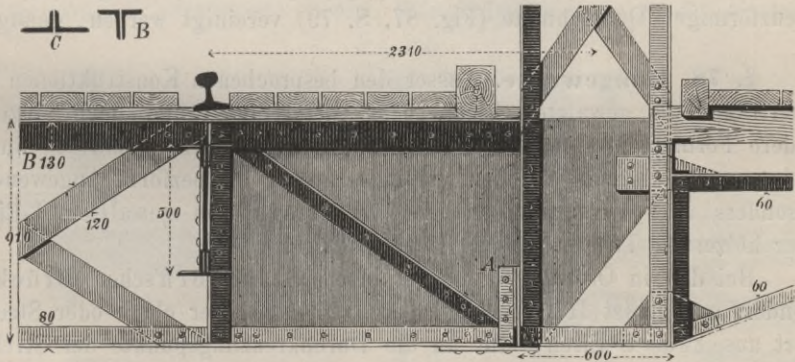
Auch doppelte U-Eisen, nöthigenfalls in Verbindung mit Flacheisen, hat man als Gurte verwendet, um gleichzeitig eine

direkte Auflagerung des Obergurtes auf den Hauptträger und direkte Auflagerung der Querschwellen auf die Querträger zu ermöglichen (Fig. 158, S. 128). Diese Form haben auch die Querträger bei vielen Schiffkorn'schen Brücken. In Fig. 178 sind nur für den Obergurt U-Eisen verwendet, um die unteren Flanschen zur Auflagerung der Buckelplatten verwenden zu können (anstatt der in §. 28 erwähnten, besonders anzunietenden Winkeleisen, siehe Fig. 76, S. 64).



Brücke über die Rodach bei Kronach mit Paulischen Trägern (Gerber). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Fig. 177.



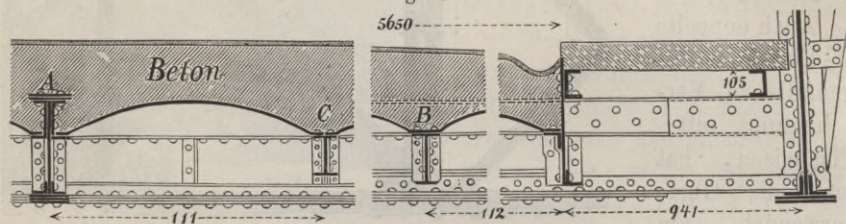
Brücke über den Rhein bei Mainz; neues Gleis (Gerber). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Die gezogenen Gitterstäbe werden am besten aus Flacheisen, die gedrückten Stäbe meist aus doppelten Winkeleisen konstruirt; bei der Brücke Fig. 202 sind für beide Lagen von Stäben U-Eisen gewählt. Bei den eingleisigen Brücken ist zwischen den beiden Zwischenträgern bei gleicher Belastung beider Zwischenträger die Transversalkraft Null, so dass hier gar keine Gitterstäbe nöthig wären; da indess eine ungleiche

Belastung möglich ist, so ordnet man auch hier Gitterwerk an; jedoch kann dasselbe aus schmalen Flacheisen bestehen (Fig. 176).

Da die Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten an den Enden der Querträger meist Knotenbleche oder Stehbleche erheischt, so hat man zur Vereinfachung der Konstruktion an den Enden oft eine Blechwand statt des Gitterwerkes angeordnet, während in der Mitte der Querträger Gitterwerk aus Flacheisen oder schwachem Winkel-eisen angeordnet wird (Fig. 177). Bei Anwendung eines polygonalen

Fig. 178.

Brücke über den Personenbahnhof in Stettin. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Gurtes, bei welcher Konstruktion die Blechwand nur schwach beansprucht wird, genügt die blosse Blechwand (Fig. 175, 188 und 192); bei geraden Gurten dagegen hat man auf die Blechwand meist eine aus zwei Winkeleisen bestehende Strebe genietet (Fig. 177, 194 und 196).

Zur Befestigung der Zwischenträger an Gitterquerträger wendet man meist Vertikalen aus vier Winkeleisen an (Fig. 175, 176, 192, 194 und 196); es können aber auch, namentlich bei Strassenbrücken, Vertikalen aus zwei Winkeleisen, welche zu einem T-förmigen Querschnitte (Fig. 177) oder kreuzförmigen Querschnitte (Fig. 87, S. 79) vereinigt werden, genügen.

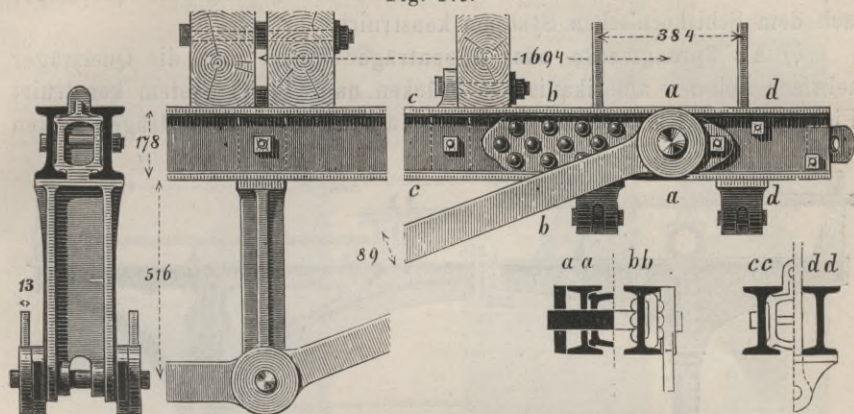
§. 78. Hängewerke. Ausser den besprochenen Konstruktionen der Querträger als gewalzte, Blech- oder Gitterträger sind noch einzelne andere Formen hier und da in Anwendung gekommen. Mehrfach finden wir namentlich Hänge- oder Sprengwerke in Trapezform angewendet, besonders aber Verstärkungen oder Armierungen von gewalztem I-Eisen oder hölzernen Trägern durch Hängewerke.

Bei den in Oesterreich ausgeführten Schiffkorn'schen Brücken wendete man meist Hängewerke an, bei denen der obere oder Streckgurt aus zwei U-Eisen, die an die Durchkreuzungspunkte der Streben aufgehängt und ausserdem mit den Hängestangen der Träger in Verbindung gebracht waren, die beiden Vertikalen aus Rundeisen und die gezogenen Theile aus doppelten Flacheisen bestanden; zuweilen wählte man auch für den unteren Gurt zwei U-Eisen, welche man zum Zwecke einer Verbindung mit den Hängestangen durchgehen liess.

Da wo die Querträger angehängt und nicht zur Absteifung der Hauptträger verwendet werden, wie z. B. bei Hängebrücken, lässt sich

gegen die Anwendung zweckmässig konstruierter Hängwerke nichts einwenden. Als Beispiel eines rationell konstruirten Hängewerkes geben

Fig. 179.

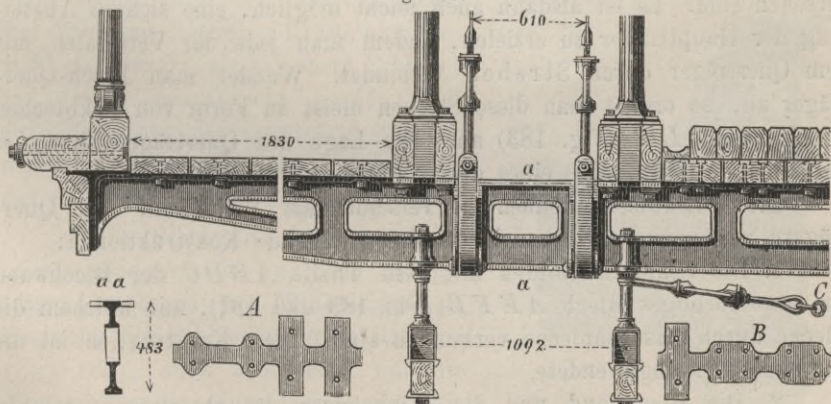
Querträger einer Fink'schen Gitterbrücke. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

wir in Fig. 179 die Darstellung eines solchen, wie es in Amerika oft in Anwendung gekommen ist. Die Wände der beiden als Streckgurt dienenden I-Eisen sind hier zur Aufnahme des starken Zuges der Hängebänder durch Laschen verstärkt.

Die Verstärkungen oder Armirungen von hölzernen Trägern durch eiserne Hängwerke besprechen wir bei den „hölzernen Brücken“.

§. 79. **Gusseiserne Querträger.** Gusseisen ist früher mehrfach sowohl bei Strassen- als bei Eisenbahnbrücken, namentlich den ersteren, zu Querträgern verwendet worden. Wir finden es in folgenden Formen:

Fig. 180.

Donau-Kettenbrücke in Budapest (Clark). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

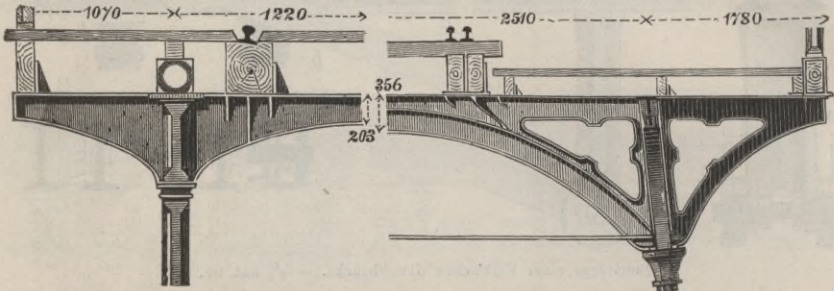
a) Als **gerade Träger**, meist mit I-förmigem Querschnitte, wobei die Wandung voll gehalten oder durchbrochen ist. Ein Beispiel dieser

Art zeigt Fig. 89 (S. 80) und Fig. 180. Zuweilen hat man diese Träger noch durch ein Hängewerk aus Schmiedeeisen verstärkt. Bei den Schifkorn'schen Brücken hat man in einzelnen Fällen auch die Querträger nach dem Schifkorn'schen Systeme konstruiert.

b) Als **Sprengwerks- oder Bogenträger** findet man die Querträger mehrfach bei den amerikanischen Brücken nach Fink's System konstruiert (Fig. 181 und 182). Wenn die Träger als wirkliche Bogenträger wirken

Fig. 181.

Fig. 182.



Brücke der Baltimor-Ohio-Bahn über den Wheeling-Creek. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Brücke der Baltimore-Ohio-Bahn über den Trayoun. — $\frac{1}{75}$ nat. Gr.

sollen, so ist eine Verbindung der Bogenfüsse durch eine Spannstange (Fig. 182) nöthig. Lässt man dieselbe weg (Fig. 181), so wirkt der Träger als gerader Träger, welcher an den Enden unvollkommen eingespannt ist und es werden auch die Vertikalen, mit denen die Querträger verbunden sind, auf Biegung beansprucht.

§. 80. **Verbindung der Querträger mit den Vertikalen der Hauptträger.** Die einfachste Verbindung der Querträger mit dem Hauptträger ist möglich, wenn die Hauptträger mit steifen Vertikalen versehen sind. Es ist alsdann auch leicht möglich, eine sichere Absteifung der Hauptträger zu erzielen, indem man jede der Vertikalen mit dem Querträger durch Streben verbindet. Wendet man Blech-Querträger an, so ordnet man diese Streben meist in Form von Eckblechen *ACE* und *BDF* (Fig. 183) an. Die Lage des Querträgers kann es natürlich bedingen, dass eines dieser Eckbleche entfällt.

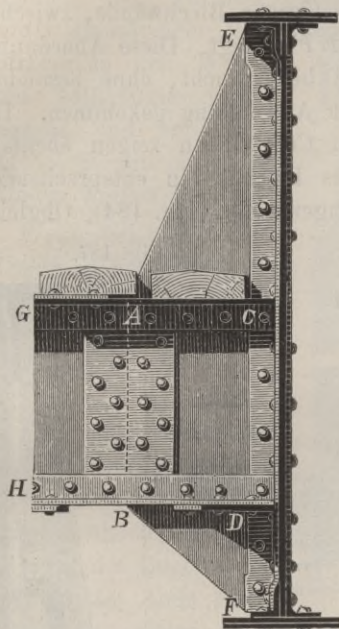
Diese Eckbleche können in verschiedener Weise mit den Querträgern verbunden werden; wir erwähnen folgende Konstruktionen:

1. Die Eckbleche bilden mit dem Theile *ABDC* der Blechwand ein trapezförmiges Blech *AEFB* (Fig. 183 und 187), mit welchem die Bleche durch Laschenbleche verbunden sind. Diese Konstruktion ist die am häufigsten angewendete.

2. Die Blechwand und die Winkeleisen des Querträgers reichen ohne Unterbrechung bis an die Hauptträger und die dreieckigen Eckstücke sind durch besondere Winkeleisen mit den Querträgern verbunden (Fig. 174, 175 und 189).

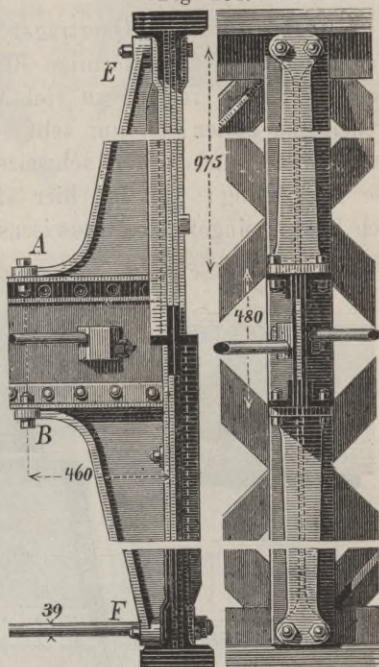
Zuweilen säumt man bei diesen beiden Konstruktionen die Eckbleche durch Winkeleisen (Fig. 175 und 187). Bei geringen Höhen der

Fig. 183.



Ueblicher Anschluss der Querträger an die Vertikalen. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Fig. 184.



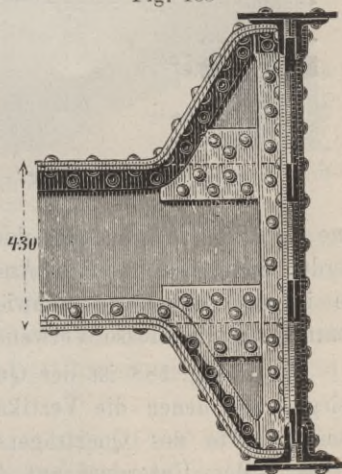
Kleinere Gitterbrücken der schweizer. Centralbahn (Etzel). — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Eckbleche ist diese Säumung unnöthig; bei grösseren Höhen dagegen ist sie zweckmässig, namentlich am unteren Eckbleche, das auf Druck mehr beansprucht wird, als das obere.

Bei Wirkung seitlicher Kräfte kann sowohl das untere, als das obere Eckblech auf Druck beansprucht werden; bei einer Belastung der Querträger dagegen wird nur das untere Eckblech auf Druck, das obere dagegen auf Zug beansprucht.

Fig. 185

3. Die Blechwand des Querträgers reicht wiederum bis an den Hauptträger, während die Winkeleisen als Säumung der Eckbleche fortgesetzt sind (Fig. 185); auch sind wohl nur die Winkeleisen des einen Gurtes als Säumung des Eckbleches fortgesetzt, während die anderen der das Eckblech säumenden Winkeleisen schief über die



Fluthbrücke über die Ocker (Braunschweigische Staatsbahn). — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Blechwand hinweg fortgesetzt sind (Fig. 186). Diese früher häufig angewendete Konstruktion ist indess schwieriger auszuführen als die vorigen Konstruktionen.

4. Man gibt dem Querträger zwei schwache Blechwände, zwischen welchen man das trapezförmige Blech $A E F B$ legt. Diese Anordnung, welche gegen die vorigen zu viel Material beansprucht, ohne besondere Vortheile zu bieten, ist nur sehr selten in Anwendung gekommen. Die älteren Gitterbrücken der schweizerischen Centralbahn zeigen ebenfalls diese Anordnung; nur ist hier statt des Bleches ein entsprechendes, durch Rippen eingefasstes Gusseisenstück angewendet (Fig. 184). Obgleich

Fig. 186.

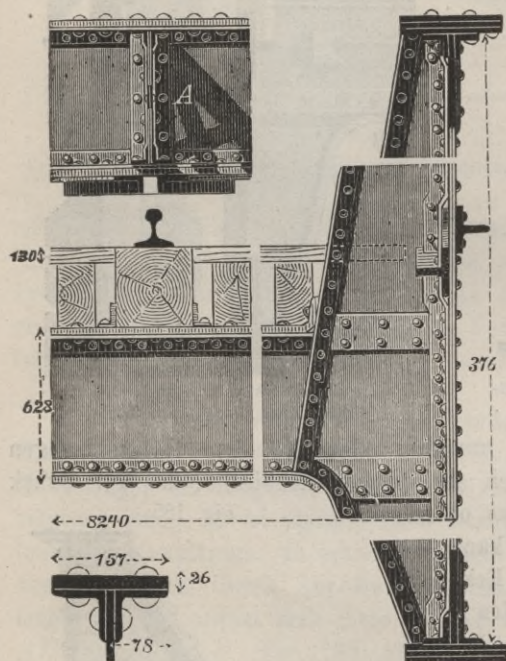
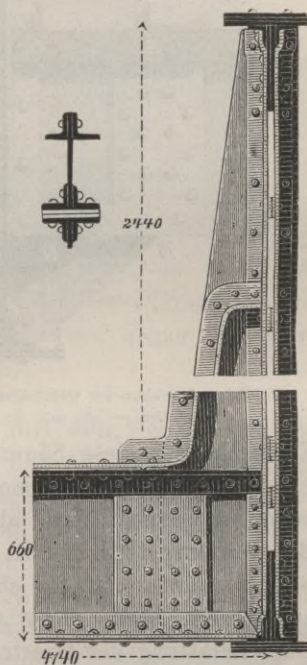
Brücke über die Salzach bei Salzburg. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Fig. 187.

Brücke über die Donau bei Mauthausen.
Kleine Oeffnung (Hornbostel). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

eine derartige Anwendung des Gusseisens wohl als zulässig bezeichnet werden kann, so ist diese Anordnung dennoch nicht zu empfehlen, da sie in der Montirung Schwierigkeiten bietet und theurer zu stehen kommt, als die blosse Verwendung von Schmiedeeisen.

5. In Fig. 188 ist der Querträger ganz zwischen die beiden U-Eisen gelegt, aus denen die Vertikale besteht. Die Befestigung ist nur am oberen Gurte des Querträgers durch zwei Winkeleisenstücke erfolgt, während der Untergurt auf den Anschlussblechen der Vertikale ohne Befestigung aufliegt und nur durch ein angenietetes Blechstück gegen

Verschiebung geschützt ist. Diese Anordnung bot gegenüber der gewöhnlichen Verbindung den Vortheil, dass die Hauptträger und Querträger in den Werkstätten vollständig fertig hergestellt und am Bauplatze leicht mit einander verbunden werden konnten.

Wenn bei unten liegender Bahn der Untergurt eine derartige Querschnittsform hat, dass er weniger zur Anbringung der Querträger geeignet ist, so hat man meist den Querträger nur über dem Gurte mit den Vertikalen verbunden; um aber dennoch bei grösserer Höhe des Querträgers eine möglichst tiefe Lage der Bahn zu erzielen, hat man den Untergurt des Querträgers polygonal angeordnet (Fig. 175 und 189).

Fig. 188.

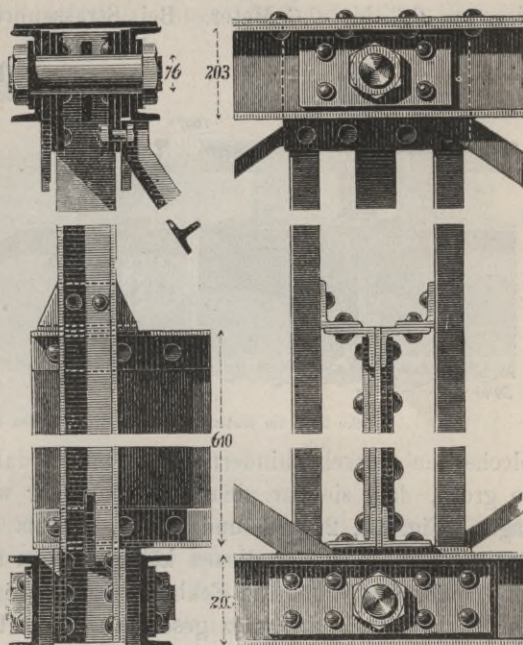
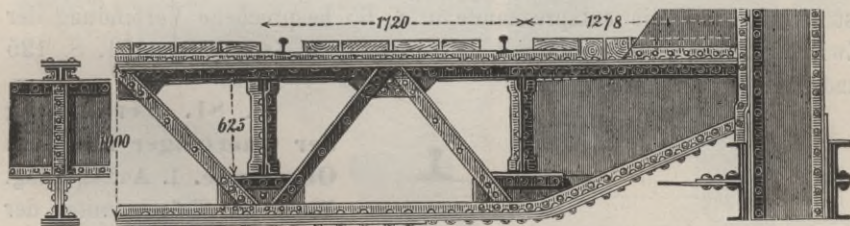
Gilbert-Säulen-Bahn in New-York, sechste Avenue. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

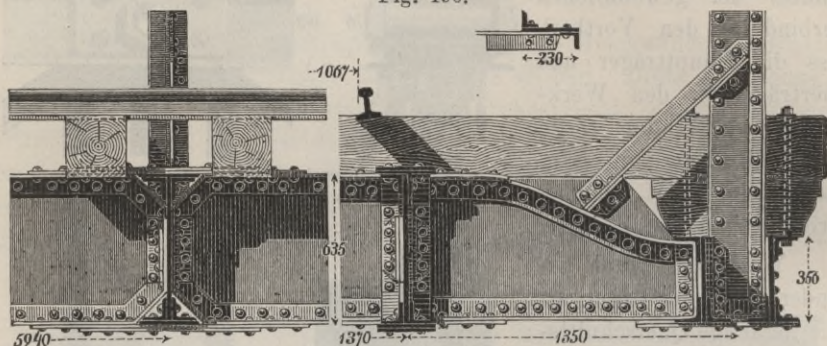
Fig. 189.

Brücke über die Donau bei Sigmaringen in der württembergischen Staatsbahn. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

Wenn indess der Gurt eine leichte Verbindung mit dem Querträger zulässt, so verbindet man gewöhnlich die Querträger direkt mit dem Gurte, also indirekt mit der Vertikalen (Fig. 190); indess ist ausserdem oft noch eine direkte Verbindung mit der Vertikalen durchgeführt, wozu die erwähnten Eckbleche immer die Möglichkeit bieten (Fig. 28, S. 24 und Fig. 93, S. 83).

Was nun die Grösse der Eckaussteifungen anlangt, so ist dieselbe hinsichtlich des oberen Eckbleches bei Eisenbahnbrücken durch das Normalprofil des lichten Raumes bedingt; man findet den Abstand des

Punktes *A* (Fig. 183) von der rechten Kante der vertikalen Winkel-eisen = 0,3 bis 0,6 Meter. Bei Strassenbrücken würden grosse Eck-
Fig. 190.

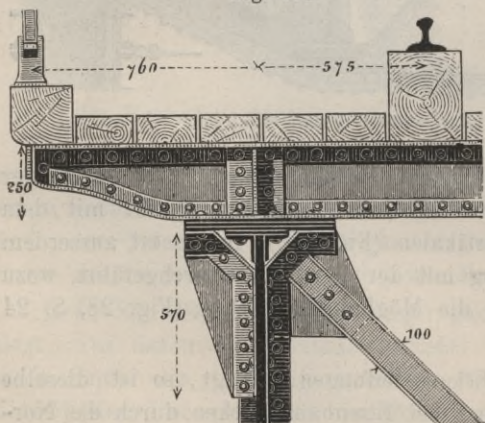


Brücke über die Matina bei Costa Rica (M. am Ende). — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

bleche den Verkehr hindern; man macht daher hier die Eckbleche nur so gross, dass sie gar nicht oder nur sehr wenig aus der Bahn hervorragen (Fig. 26, 27, 28 und 39, S. 23 bis 28) oder dass sie gleichzeitig als Radabweiser dienen können (wozu sie entsprechend einzufassen sind) oder man lässt die Eckbleche ganz weg. Im letzteren Falle muss natürlich für einen Ersatz gesorgt werden. Dieser findet sich oft in der oberen Querverbindung, welche wir später besprechen; ist eine solche nicht möglich, so ordnet man häufig ausserhalb oder innerhalb der Träger besondere Streben an, worüber wir später ebenfalls noch weiter sprechen werden

Die Verbindung der Querträger aus I-Eisen mit den Vertikalen ist dieselbe, wie die entsprechende in §. 65 besprochene Verbindung der Zwischenträger aus I-Eisen mit den Querträgern (vergl. Fig. 151, S. 125 und Fig. 173, S. 145).

Fig. 191.



Brücke über die Saane bei Freiburg. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

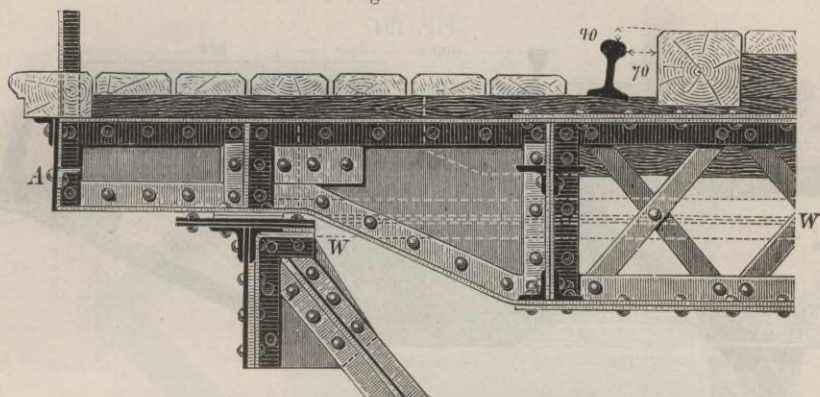
§. 81. Verbindung der Querträger mit dem Obergurte. 1. Auflagerung.

Wenn die Träger unter der Bahn liegen, so pflegt man die Querträger auf den Obergurt zu lagern; einestheils, weil hierdurch eine einfache Verbindung mit den Hauptträgern entsteht, anderntheils, um durch die Verlängerung des Querträgers eine Unterstützung für die Fusswege zu gewinnen

(Fig. 55, S. 43; Fig. 172,

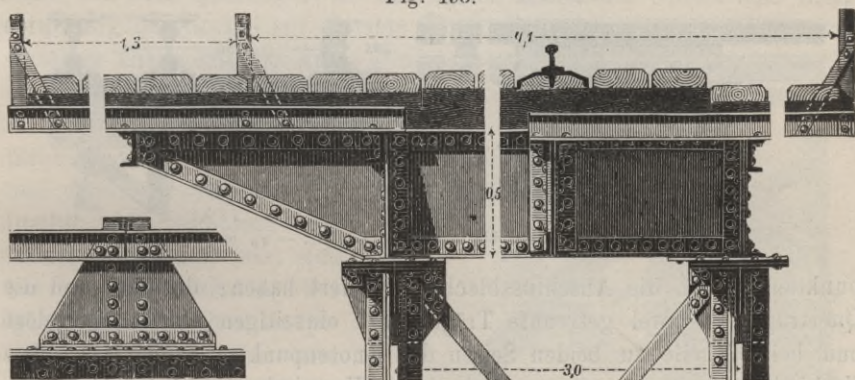
S. 145, Fig. 192 und 193). Bei geringer Höhe der Querträger oder wenn der Untergurt der Querträger polygonal angeordnet ist (Fig. 192), ist

Fig. 192.

Projekt. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr

eine direkte Auflagerung ohne Weiteres zulässig. Wenn aber die Querträger über den Gurten eine grössere Höhe haben, und die Zwischenträger, welche eine Absteifung der Querträger bei hinreichend hohem Anschlusse derselben bewirken können, den Hauptträgern nicht sehr nahe liegen, so ist eine besondere Sicherung der Querträger gegen Umkanten über den

Fig. 193.

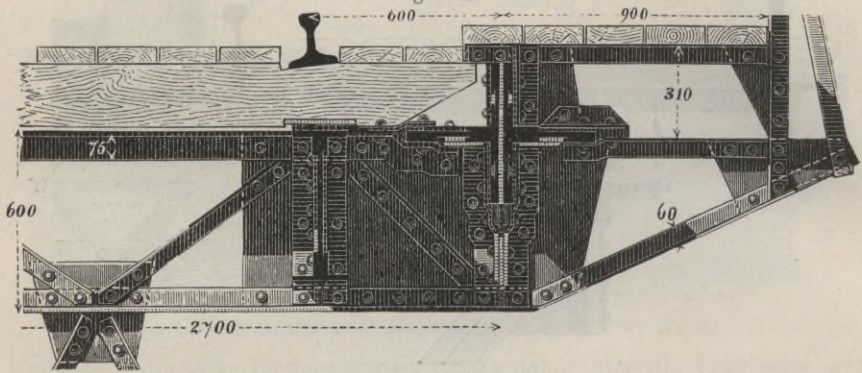
Brücke über die Lahn bei Bollar. Eisenbahn Berlin Metz. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Hauptträgern anzuordnen, was in gleicher Weise erfolgen kann, wie die Sicherung der auf die Querträger aufgelagerten Zwischenträger (vergl. §. 66). In Fig. 193 sind zu diesem Zwecke Blechstreben angeordnet.

2. Seitliche Befestigung. Eine seitliche Befestigung am Obergurte bei fehlenden Vertikalen kommt seltener vor, weil man meist vorzieht, die Querträger über den Obergurt zu legen; wir finden diese Form meist nur bei Gurtquerschnitten, welche eine direkte Auflagerung der Querträger nicht zulassen, wie z. B. beim kreuzförmigen Querschnitte. Ein Beispiel

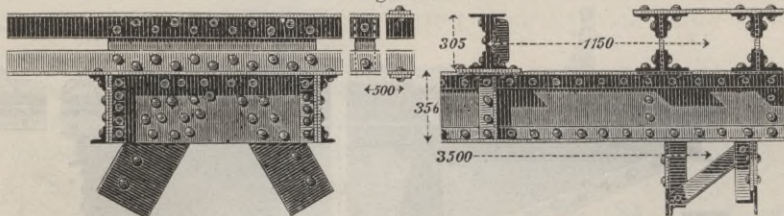
dieser Art bietet Fig. 194, wo die Querträger durch Anieten an den Gurt und an das Knotenblech befestigt wurden; die Knotenbleche reichen hier nicht ganz bis zur unteren Begrenzung des Querträgers.

Fig. 194.

Brücke über den Leck bei Kaufering (Gerber). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

3. Anhängung. Eine Anhängung an den Obergurt findet sich fast nirgends, weil diese im Allgemeinen auf noch grössere Schwierigkeiten stösst, wie die seitliche Befestigung. In Fig. 195 ist die Anhängung gewählt, vielleicht, um bei gegebener Höhenlage der Bahn die Hauptträger möglichst hoch halten zu können. Eine Anhängung an den Knoten-

Fig. 195.

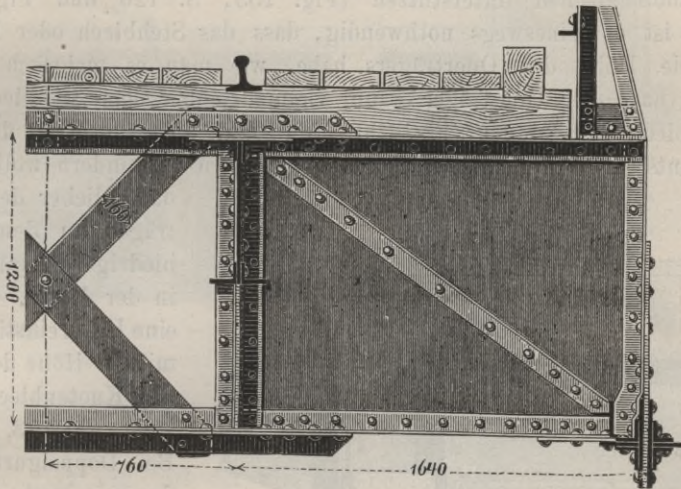
Brücke über den Nerbudda in Indien. (Rendel). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

punkten würden die Anschlussbleche gehindert haben; deshalb sind die Querträger in zwei getrennte Träger mit einseitigen Gurten aufgelöst und beide Theile zu beiden Seiten des Knotenpunktes angeordnet. Die Verbindung mit den Gurten ist durch Vermittlung der Knotenbleche erfolgt.

§. 82. Verbindung der Querträger mit dem Untergurte bei Trägern ohne Vertikalen. Wenn die Gitterträger keine Vertikalen haben, so ist eine Stützung der Hauptträger durch die in §. 80 erwähnten Eckaussteifungen nicht mehr gut möglich; hier erfolgt die Abstufung in der Regel durch Querverbindungen, welche zwischen den Obergurten liegen und auf welche wir später zu sprechen kommen. Die Querträger pflegt man bei uns seitlich mit dem Untergurte zu verbinden.

Ein Nachtheil gegenüber den Hauptträgern mit steifen Vertikalen ist hier darin zu suchen, dass in Folge der mehr oder minder grossen

Fig. 196.

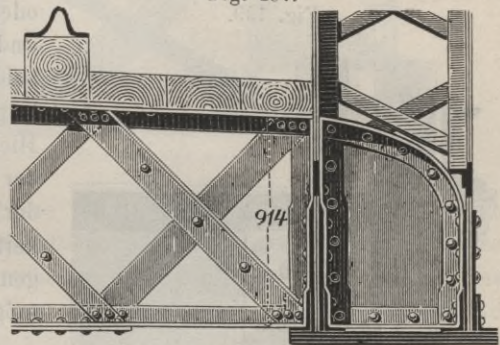
Brücke über die Donau bei Grossprüfening (Gerber). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Entfernung zwischen dem gedrückten, daher steif konstruirten Gitterstabe und dem Querträger an der oberen Kante des Gurtes eine Beanspruchung des Gurtes auf Torsion, bezüglich eine seitliche Ausbiegung einzelner Theile eintritt. Am

ungünstigsten verhalten sich in dieser Beziehung die einfachen und doppelten T-Gurte und zwar um so mehr, je breiter das Stehblech ist. Dieser Uebelstand lässt sich bei starrer Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern nur vermeiden, wenn man die Querträger mit den steif konstruirten Gitterstäben durch schiefe Eckver-

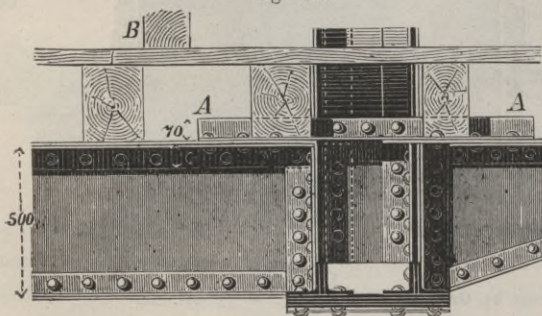
stärkungen, wie sie von Köpcke bei der Brücke über die Elbe bei Riesa angewendet wurden, verbindet. Indess vermeidet man gern derartige schiefe, schwierig herzustellende Anschlüsse. Wenn beide von dem betreffenden Knotenpunkte ausgehenden Gitterstäbe steif konstruirte sind, so kann man auch den genannten Nachtheil dadurch vermindern, dass man den Obergurt des Querträgers mit beiden Gitterstäben durch eine horizontale, gegen horizontale Ausbiegung steif konstruirte Traverse verbindet.

Fig. 197.

Brücke über den Boynefluss bei Drogheda (Barton). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Bei den üblichen Formen der Gurte wird man die Querträger zum Theil durch direkte Auflagerung auf die vorstehenden Rippen der Winkleisen, zum Theil durch Verbindung mit den Stehblechen oder Knotenblechen unterstützen (Fig. 153, S. 126 und Fig. 195). Hierbei ist es keineswegs nothwendig, dass das Stehblech oder Knotenblech die Höhe des Querträgers habe, wie man es mehrfach durchgeführt hat; der Querträger kann vielmehr über das Stehblech oder Knotenblech hinausragen (Fig. 196). Man hat dies allerdings der hierdurch entstehenden unschönen Form wegen gern vermindern wollen und

Fig. 198.

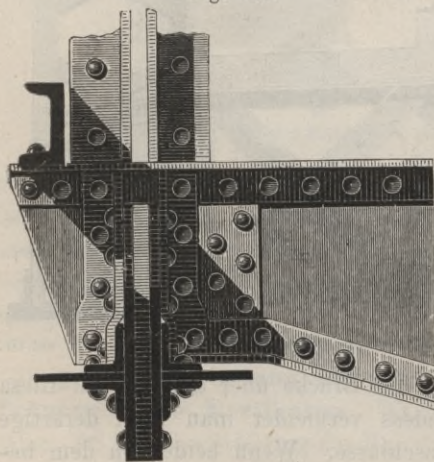


Strassenbrücke über die Maas bei Roermond in Holland
(Schmick). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Abrundung der oberen Begrenzung des Querträgers (Fig. 197).

Bei einfachen Gurten erscheint es bei kleiner Anschlusshöhe der Querträger zweckmässig, den oberen Gurt des Querträgers über das Steh-

Fig. 199.



Projekt. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

oder Knotenblech hinwegzuführen und hierdurch einen Anschluss auf beiden Seiten des Gurtes des Hauptträgers herbeizuführen (Fig. 199). Hierdurch wird die Beanspruchung der Nieten auf Scheerfestigkeit und der oberen Nieten auf Zugfestigkeit vermindert, bezüglich eine genügende Anzahl von Nieten ermöglicht.

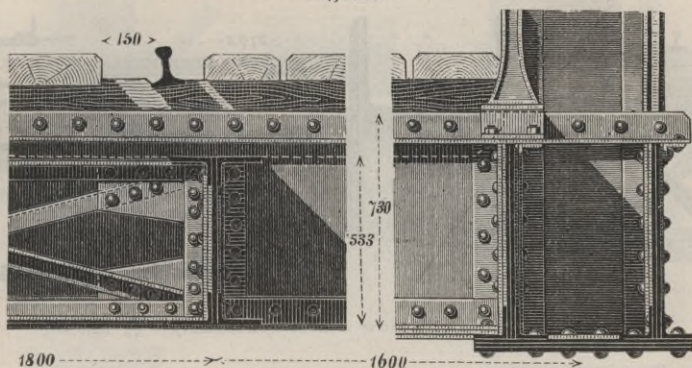
Bei Anwendung von Doppelgurten ist es rathsam, beide Theile des Gurtes am Querträger mit einander so zu verbinden, dass sich der vom Querträger ausgeübte

Druck möglichst gleichmässig auf beide Theile überträgt, um die schädliche Deformation des Gurtes möglichst zu verhüten. Am besten ist es wohl, am Querträger zwischen beiden Theilen ein Blech-Diafragma anzuordnen (Fig. 197 und 198);

dafür lieber den Querträger an den Enden niedriger gehalten, als in der Mitte, so dass eine Uebereinstimmung mit der Höhe des Steh- oder Knotenbleches entsteht (Fig. 153, S. 126). Bei Doppelgurten finden wir auch, um eine gefällige Form zu schaffen, eine entsprechende

zuweilen hat man indess die an den Querträgern in der Regel vorhandene Verbindung durch die auf Druck beanspruchten Gitterstäbe als

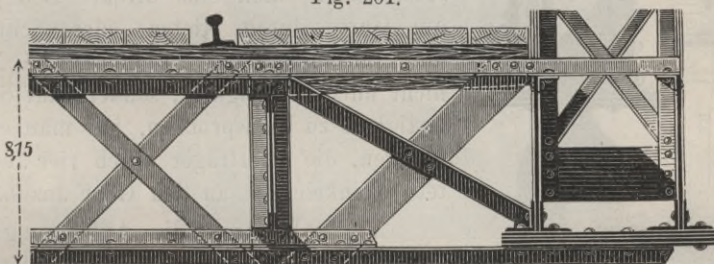
Fig. 200.



Elbebrücke der österr. Nordwestbahn bei Tetschen (Gerlich). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

genügend erachtet und höchstens noch eine Verbindung der oberen Ränder der Steh- oder Knotenbleche durch Winkeleisen angeordnet (Fig. 200 und 201). In Fig. 201 ist die Verbindung auch insofern mangelhaft, als an der Auflagerung des Querträgers jede Vertikalabsteifung fehlt.

Fig. 201.



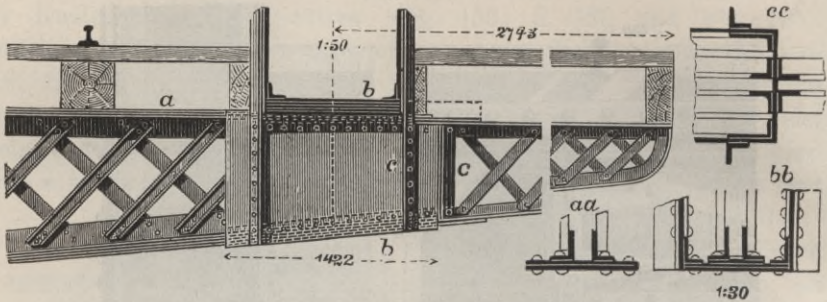
Brücke über den Inn bei Passau. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Eine direkte Auflagerung des Querträgers auf den Untergurt ist unmittelbar über dem Knotenpunkte in der Regel nicht möglich. Eine der Anordnung Fig. 195 entsprechende Auflagerung zu beiden Seiten des Knotenpunktes ist von demselben Konstrukteur bei der Strassenbrücke über den Pruth bei Czernowitz angewendet.

§. 83. Anhängung der Querträger an den Untergurt. Nur selten legt man bei uns die Querträger ganz unter den Untergurt der Hauptträger; man erreicht hierdurch allerdings den Vortheil einer einfachen Befestigungsweise und eventuell die Möglichkeit, durch Verlängerung der Querträger eine Unterstützung für die ausserhalb der Hauptträger liegenden Fusswege zu gewinnen. Indess entsteht der Nachtheil, dass hierdurch eine höhere Lage der Hauptträger bedingt wird, als bei

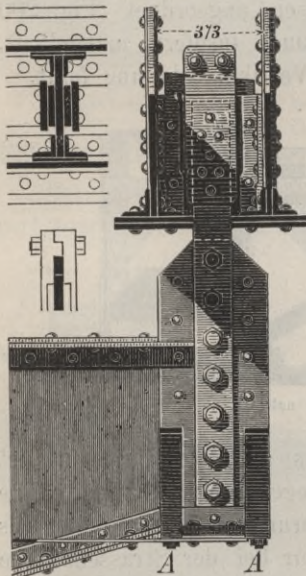
seitlicher Anbringung der Querträger, was höhere Pfeiler und eine stärkere Absteifung der Hauptträger bedingt. Bei mittleren Spannweiten

Fig. 202.

Charing-Cross-Brücke über die Themse in London (Hawkshav). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

kann hierdurch allerdings noch der Vortheil entstehen, dass man eine obere Querverbindung ermöglicht, ohne die Hauptträger zu hoch machen zu müssen; dieser Grund lag z. B. bei der Brücke, welcher die Fig. 203 entnommen ist, vor.

Fig. 203.

Brücke über die Lahn bei Lahnstein. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

In dem in Fig. 202 dargestellten Beispiele hätte man eine direkte Befestigung am Gurte durch Niete oder Schrauben durchführen können; um indess die Niete nicht auf Zugfestigkeit, sondern auf Scheerfestigkeit zu beanspruchen, hat man es vorgezogen, die Querträger durch vier angenietete Winkeleisen an den Gurt anzuhängen.

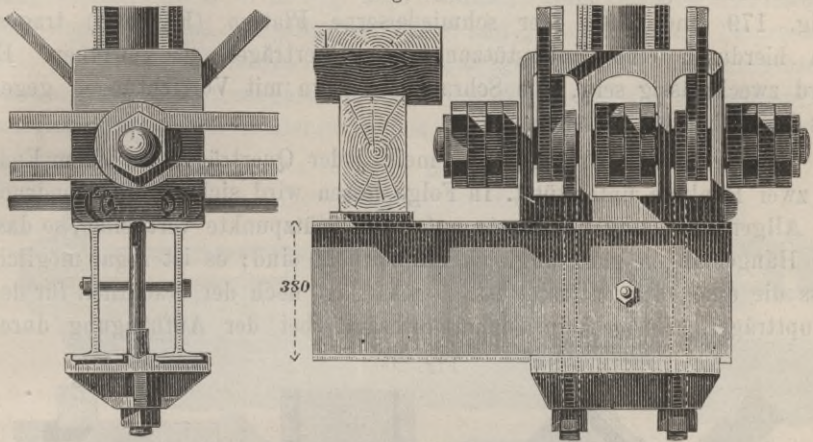
Fig. 203 zeigt die Anhängung eines Querträgers an einen aus zwei T-förmigen Theilen bestehenden Gurt und zwar liegen hier die Querträger noch $0,4^m$ unter den Hauptträgern. Um ein Schwingen der Querträger zu verhüten, hat man Flacheisen angeordnet, welche von den Punkten A aus schief ansteigen und mit den Gurten verschraubt sind. Eine korrekte untere Windverstrebung ist bei dieser Anordnung allerdings nicht möglich, worauf wir später zurückkommen.

Bei den amerikanischen Brücken mit Kettengurten und unten liegender Bahn pflegt man die Querträger stets anzuhängen, weil hierdurch die einfachste Konstruktion ermöglicht wird.

Die Anhängung erfolgt in Amerika in doppelter Weise; nämlich entweder durch kurze Hängestangen, welche oben mit Augen versehen

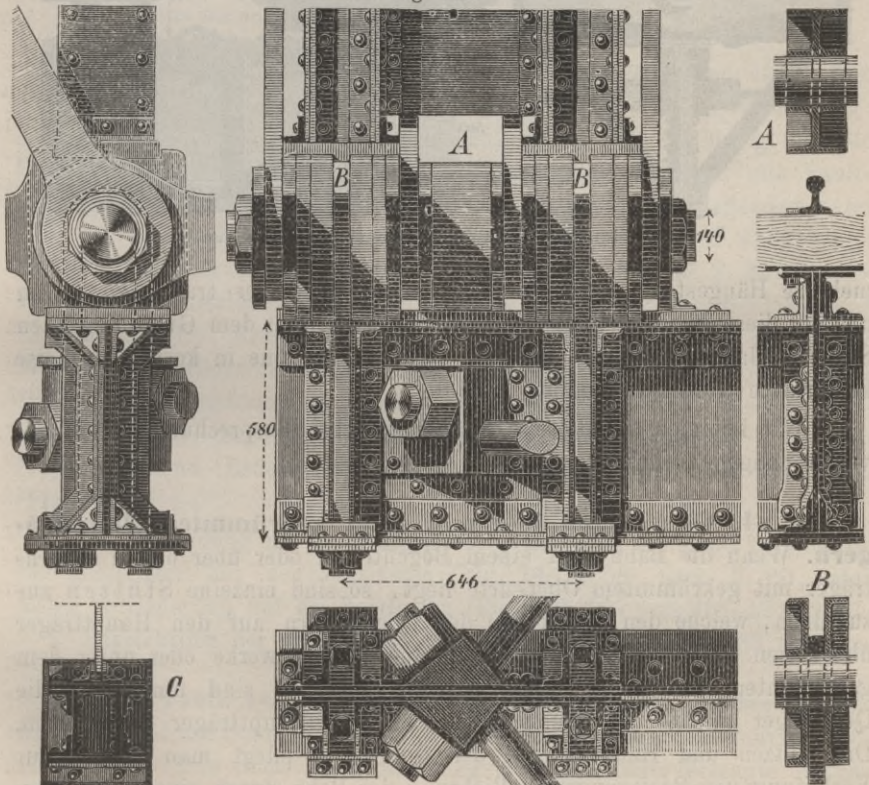
sind (Fig. 203 und II. Heft, II. Aufl. Fig. 63 und 217) oder durch Quadrat- oder Rechteckeisen, welche oben in Halbkreisform auf dem

Fig. 204.

Amerikanische Brücke nach Linville's System. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Bolzen ruhen und in zwei Schenkeln herabhängen (Fig. 204 und 205).

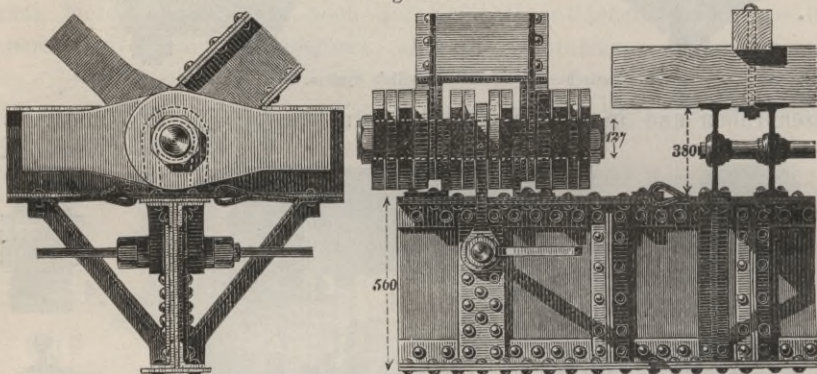
Fig. 205.

Keystone-Brücken-Gesellschaft. — Ohio-Brücke der Cincinnati-Süd-Eisenbahn. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Die erstere Anordnung wird meist bei doppelten, die letztere dagegen bei einfachen Querträgern gewählt. Diese Hängebolzen sind unten meist mit Schraubengewinden versehen, deren Muttern gusseiserne Platten (Fig. 179 und 204) oder schmiedeiserne Platten (Fig. 205) tragen, um hierdurch eine Unterstützung der Querträger zu gewinnen. Es wird zweckmässig sein, die Schraubenmutter mit Vorrichtungen gegen das Losdrehen zu versehen.

Bei grösseren Brücken wird meist jeder Querträger an jedem Ende in zwei Punkten unterstützt. In Folge dessen wird sich der Stützendruck im Allgemeinen ungleichmässig auf beide Stützpunkte vertheilen, so dass die Hängestangen ganz ungleich beansprucht sind; es ist sogar möglich, dass die eine ganz entlastet ist. Grösser ist noch der Nachtheil für den Hauptträger. Es erscheint daher rathsam, bei der Aufhängung durch

Fig. 206.

Brücke über den Monongahela bei Pittsburg (Wilson). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

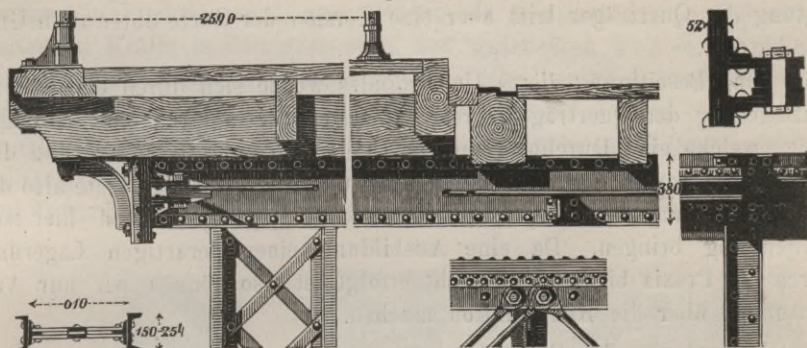
mehrere Hängestangen von diesen zunächst ein Lager tragen zu lassen und auf dieses den Querträger an einer central unter dem Gurte liegenden Stelle zu lagern. In Fig. 206 ist statt dessen eine in korrekter Weise konstruirte Gelenkaufhängung gewählt.

Wir kommen auf diese Aufhängungen bei Besprechung der Windverbrebnngen zurück.

§. 84. Querträger über und unter gekrümmten Hauptträgern. Wenn die Bahn über einem Bogenträger oder über einem Balkenträger mit gekrümmtem Obergurte liegt, so sind einzelne Stützen anzuordnen, welche den Druck von den Querträgern auf den Hauptträger übertragen. Liegt die Bahn unter einem Hängewerke oder unter dem gekrümmten Untergurte eines Balkenträgers, so sind umgekehrt die Querträger mittels Hängestangen an den Hauptträger anzuhängen. Die Stützen und Hängestangen der Querträger pflegt man hierbei zur Verhütung von Bewegungen in Richtung der Bahn durch einen schwachen

Gurt, den wir Streckgurt nennen, zu verbinden. Dieser Streckgurt kann aber gleichzeitig auch als ein wesentlicher Theil der Windverstrebung dienen, wie z. B. in Fig. 207. Stützen, Hängestangen und Streckgurt werden wir bei den „Bogenbrücken“ und „Hängebrücken“ besprechen, weil sie mit der Konstruktion der Hauptträger im engen Zusammenhange stehen. Auf den Streckgurt als Theil der Windverstrebung kommen wir bei Besprechung der letzteren zurück.

Fig. 207.

Brücke über den Mississippi bei St. Louis. (Eads.) — $\frac{2}{3}$ und $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Wir können daher auf weitere Bemerkungen verzichten und wollen nur die durch Figuren dargestellten Beispiele anführen: 1. Anhängung: Kettensteg über die Moldau in Prag (Fig. 89, S. 90), Drahtsteg über die Donau in Passau (Fig. 90, S. 81), Rheinbrücke bei Mainz mit Paulischen Trägern und theilweise unter den Hauptträgern liegender Bahn (Fig. 177), Donaukettenbrücke in Budapest (Fig. 180). 2. Stützung: Bogenbrücke über einen Durchstich an der Marne (Fig. 46, S. 33), Unterspreerbrücke in Berlin (Fig. 49, S. 36), Brücke über den Medway bei Rochester (Fig. 51, S. 37), Brücke über den Lech bei Schongau (Fig. 74, S. 58), Westminster-Brücke über die Themse in London (Fig. 76, S. 64), Brücke über die Kolonenstrasse in Berlin (Fig. 79, S. 66), Rheinbrücke bei Koblenz (Fig. 140, S. 118), Brücke über den Mississippi bei St. Louis (Fig. 207) und Brücke der Berliner Stadteisenbahn über die Spree (Fig. 210).

Die Verbindung mit den Stützen erfolgt entweder durch die Verbindung der Querträger mit den Vertikalen (Fig. 74, S. 58) nach §. 80, oder durch Auflagerung auf die Vertikalen (Fig. 140, 207 und 210) nach §. 81.

Hinsichtlich der Anhängung gilt zum Theil das in §. 83 Gesagte.

§. 85. Freie Auflagerung der Querträger. Bei den bestehenden Brücken sind die Querträger fast durchgehends starr mit den Hauptträgern verbunden. Eine durch die Belastung der Querträger erzeugte Durchbiegung derselben muss dann auch eine Durchbiegung des Gitterwerkes

der Hauptträger erzeugen, falls die Hauptträger ausser durch die Querträger auch noch durch andere Querverbindungen verbunden sind. Die hierdurch erzeugte Erhöhung der Beanspruchung des Gitterwerkes ist, wie wir im nächsten Kapitel nachweisen werden, im Allgemeinen nicht unbedeutend. Diese Wirkung übt auch die in Amerika übliche Aufhängung der Querträger an mehr als zwei Stellen aus. Auf eine Erhöhung der Beanspruchung der Gurte der Hauptträger bei Anwendung von Netzwerk wurde bereits in §. 82 hingewiesen. Bei ungleicher Belastung der Querträger tritt aber eine Torsion der Gurte unter allen Umständen ein.

Eine Beseitigung dieses Uebelstandes würde sich durch eine freie Auflagerung der Querträger erreichen lassen, d. i. durch eine Auflagerung, welche eine Durchbiegung der Querträger nicht hindert und den Druck stets central auf die Hauptträger überträgt. Man müsste also die zur Auflagerung der Hauptträger üblichen Kipplager auch hier zur Anwendung bringen. Da eine Ausbildung einer derartigen Lagerung durch die Praxis bisher noch nicht erfolgt ist, so können wir nur Andeutungen über die Konstruktion machen.

1. Lagerung der Querträger.

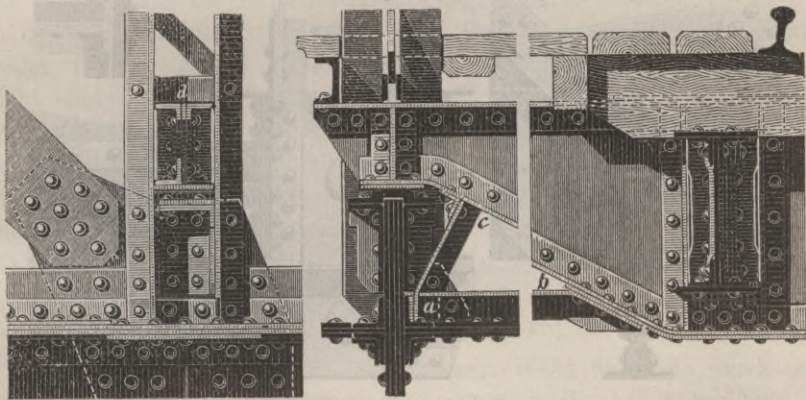
a) Auflagerung auf den Gurt. Am einfachsten gestaltet sich eine freie Auflagerung auf den Obergurt. Sie wird nahezu schon erreicht, wenn man zwar eine Befestigung in üblicher Weise durch Nietten bewirkt, dabei aber die Auflagerung auf eine möglichst schmale Fläche konzentriert, wie dies in Fig. 192 geschehen ist. Vollkommener erreicht man den Zweck, wenn man ein regelrechtes Kipplager konstruiert, etwa bestehend aus einer unteren Stahlplatte mit schwach abgerundeter oberer Fläche und einer darauf ruhenden, mit dem Querträger verbundenen Stahlplatte mit ebener Fläche (Fig. 208). Wenn die Verbindung der beiden Gurte durch steif konstruirte Windstreben erfolgt, so genügt es, eine kleine Verschiebung des Querträgers auf dem Lager, etwa durch längliche Löcher für die nur in der Mitte der Lagerplatten anzuordnenden Verbindungsschrauben, zuzulassen. Bei schlaff konstruirten Windstreben dagegen ist der Querträger auch als ein Theil der Windverstrebung aufzufassen, also so zu lagern, dass er Kräfte von einem Gurte zum anderen übertragen kann. In dieser Hinsicht ist das Folgende zu bemerken:

Wenn wir zunächst voraussetzen, dass die Lagerung des Querträgers in der Höhe der Windverstrebung erfolgt, so wird bei einer festen Verbindung des Querträgers mit dem Gurte im Allgemeinen bei einer Belastung des Querträgers eine Tendenz zur Verschiebung der Lager nach aussen eintreten und dadurch eine Anspannung der Windstreben herbeigeführt, die indess nicht als ein besonderer Nachtheil aufzufassen ist. Auch bei starrer Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern ist dieselbe unvermeidlich. Am günstigsten wird allerdings die Anord-

nung, wenn das Lager des Querträgers in der neutralen Schicht, d. h. in einer solchen Höhe liegt, dass sich bei einer Durchbiegung der Querträger die Entfernung der Lagerpunkte nicht ändert; in Fig. 192 ist dies der Fall.

Liegt nun aber das Lager über der Windverstrebung, wie dies beim Obergurte der Fall sein kann und beim Untergurte stets der Fall sein wird, so würde es unzweckmässig sein, den Druck auf den Querträger am Lager desselben zu übertragen, sobald er als Theil der Windverstrebung in Funktion tritt, weil alsdann die in verschiedenen Höhen angreifenden Kräfte in den gezogenen und gedrückten Theilen der Windverstrebung eine starke Verdrehung der Gurte, bezüglich starke Biegung der Gitterstäbe bewirken können. Man wird das Lager im Allgemeinen als Gleitlager konstruiren und nur dann, wenn es in der neutralen Schicht des Querträgers liegt, eine Festhaltung zulassen. Dafür aber wird man dem Querträger Ansätze *abc* (Fig. 208) geben, welche sich an den Gurt

Fig. 208.

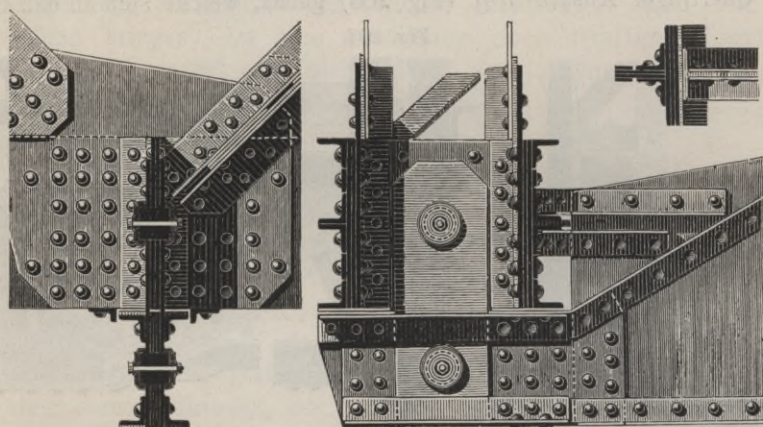
Projekt. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

in der Höhe der Windverstrebung anstemmen. Liegt der Punkt *a* unter der neutralen Schicht, so wird bei einer Belastung des Querträgers, wie oben, eine Anspannung der Windstreben eintreten. Am Lager überträgt sich dann allerdings eine Horizontalkraft, welche bis zur Grösse der Reibung steigen kann, wodurch ebenfalls eine Verbiegung des Gitterwerkes eintritt; indess ist, wie sich nachweisen lässt, diese Wirkung wesentlich geringer, als bei starrer Verbindung.

Bei einer Auflagerung auf den Untergurt wird das Lager der Anschlussbleche wegen oft eine hohe Lage erhalten müssen. Sind Vertikalen vorhanden, wie in Fig. 208, so wird man diese am zweckmässigsten in zwei Theile spalten und das Lager zwischen beide Theile legen. Sind keine Vertikalen vorhanden, so wird es nöthig, das Lager entsprechend gegen den Gurt und wohl auch gegen den steif konstruirten Gitterstab abzusteuern.

b) Aufhängung der Querträger. Wie bei der in Amerika üblichen Aufhängungsweise eine centrale Uebertragung des Druckes erfolgen kann, wurde bereits in §. 83 erwähnt; in Fig. 206 ist eine solche faktisch erreicht. Eine solche Aufhängung ist indess auch bei den bei uns üblichen Gurtformen möglich, wie beispielsweise in Fig. 209 gezeigt ist. Die Uebertragung der Kräfte in dem Zustande, wo die Windverstrebung in Funktion ist, ist bei den amerikanischen Konstruktionen keine korrekte, selbst in Fig. 206 ist sie nicht ganz korrekt. In Fig. 209 sind dem Querträger Ansätze gegeben, welche den Gurt in der Höhe der Windverstrebung berühren, so dass hier bei *a* eine Uebertragung des Druckes erfolgen kann. Liegt der Punkt *a* über der neutralen Schicht des Querträgers, so wird durch eine Belastung des Querträgers bei *a* ein Spielraum entstehen, welcher ungünstig wirkt, sobald die Windverstrebung in Funktion tritt.

Fig. 209.

Projekt. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Man kann diesen Uebelstand vermeiden entweder dadurch, dass man in *a* eine Verbindung des Querträgers mit dem Gurte durchführt, welche eine freie Durchbiegung des Querträgers nicht hindert, oder dadurch, dass man die Windstreben so stark anspannt, dass der Spielraum bei *a* bei belasteten Querträgern geschlossen ist. Durch die Belastung der Querträger würde im ersten Falle ein Druck in den Windstreben entstehen, der ungünstig wirkt, im zweiten dagegen eine Entlastung der Windstreben eintreten.

Sind die Windstreben steif konstruiert, so dass sie selbstständig in Wirksamkeit treten können, so ist natürlich eine besondere Anstimmung des Querträgers an den Gurt nicht erforderlich.

2. Sicherung gegen Kantung. Die Querträger sind an den Gurten leicht gegen Kantung abzusteißen. Es kann dies beispielsweise durch zwei in der durch den Auflagerpunkt gehenden Vertikalebene als hoch-

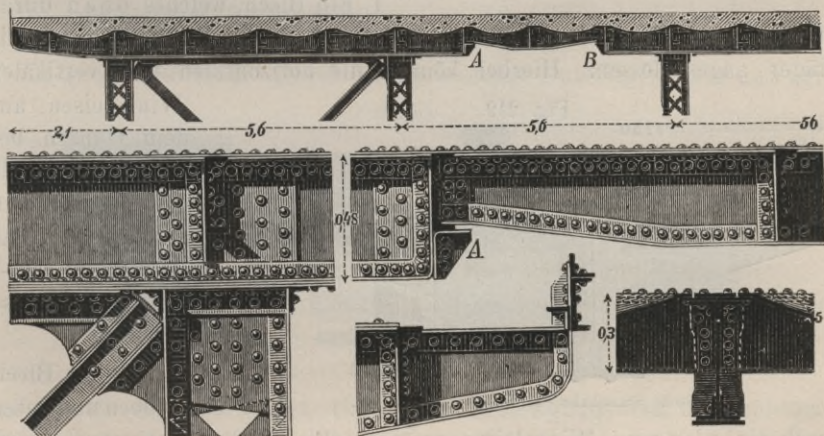
kantige Flacheisen angeordneten Streben geschehen, welche einer Durchbiegung des Querträgers einen nur sehr geringen Widerstand bieten. Wenn der Querträger zwischen den beiden Theilen einer Vertikalen liegt (Fig. 208), so ist hierdurch bereits die nöthige Absteifung geschaffen. Bei geringer Höhe des Querträgers an den Auflagern ist hier eine seitliche Absteifung überflüssig (Fig. 192).

Eine weitere Absteifung der Querträger wird noch durch den seitlichen Anschluss der Zwischenträger erreicht. Selbst wenn nach §. 67 eine freie Auflagerung der Zwischenträger gewählt wird (Fig. 208), kann die Absteifung erreicht werden, wenn man die für die Verschiebbarkeit der Zwischenträger nöthigen Spielräume auf ein Minimum beschränkt.

Wenn die Zwischenträger über den Querträgern liegen, so bietet sich zunächst bei festgelagerten Zwischenträgern eine Absteifung des Querträgers gegen den Zwischenträger dar (Fig. 206). Sodann aber zwei flachliegende Flacheisen, welche von einem Punkte eines Gurtes des Querträgers, der in der Nähe des Zwischenträgers liegt, schief (etwa unter 45 Grad in der Horizontalprojektion) nach zwei Punkten des Gurtes der Hauptträger führen. Damit diese Bänder die Durchbiegung des Querträgers nicht hindern, sind sie in der Vertikalprojektion auf einer zum Querträger parallelen Ebene senkrecht zu der Geraden zu stellen, in welcher sich der Punkt des Querträgers, an welchem sie befestigt sind, bei der Durchbiegung des Querträgers bewegt. Die Lage dieser Geraden lässt sich leicht berechnen. Bei einer eingleisigen Brücke müssten beispielsweise die Bänder in der genannten Projektion unter einem Winkel gegen die Horizontale geneigt sein, dessen Tangente $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{2}$ beträgt.

§. 86. **Kontinuierliche Querträger.** Wenn die Bahn durch mehr als zwei Hauptträger unterstützt wird, so entsteht bei Anwendung von

Fig. 210.

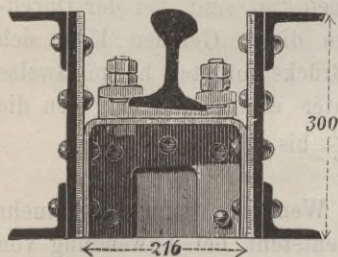


Bogenbrücke der Berliner Stadteisenbahn über die Spree am Schiffbauerdamme. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Querträgern, welche starr mit den Hauptträgern verbunden sind (Fig. 10, S. 8), oder aber bei kontinuierlich durchgehenden Querträgern (Fig. 8, S. 6, Fig. 9, S. 7, Fig. 24, S. 18 und Fig. 207) ein besonderer Nachtheil, wenn sich die Hauptträger in Folge einseitiger Belastung ungleich senken. Die hierdurch veranlasste Beanspruchung der Querträger und bei starrer Verbindung auch die Beanspruchung der Hauptträger kann bei grossen Spannweiten sehr bedeutend werden. In Fig. 210 sind zur Vermeidung dieses Uebelstandes kontinuierliche Gelenkträger als Querträger angewendet worden; diese Brücke hat sechs Träger für fünf Gleise. Von den Gelenken *A* und *B* gestattet *B* eine kleine Verschiebung. Bei Anwendung von einfachen (über den Hauptträgern getrennten) Querträgern und freier Auflagerung der Querträger auf die Hauptträger wird natürlich der genannte Uebelstand ebenfalls vermieden; jedoch ist dieselbe an den mittleren Hauptträgern schwierig durchzuführen. Es hat aber auch keinen Anstand, den kontinuierlichen Gelenkträger mit freier Auflagerung auf die Hauptträger zur Anwendung zu bringen.

§. 87. Querträger für Zwillingssträger. Bei Anwendung von Zwillingssträgern legt man die Schienen oft auf Langschwelen,

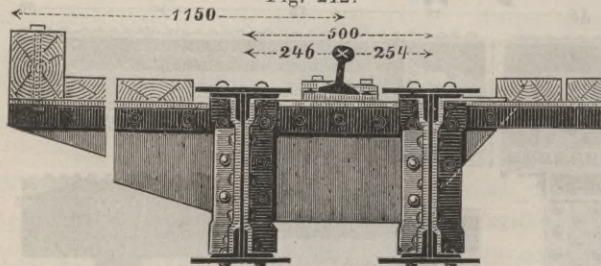
Fig. 211.

Rheinische Eisenbahn. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

welche entweder direkt auf den unteren Flanschen der Träger (Fig. 110, S. 99), oder auf hölzernen Querträgern (Fig. 111, S. 100) oder auch auf eisernen Querträgern (Fig. 213) liegen. Man legt aber auch die Schienen mittels einer Lagerplatte direkt auf die eisernen Querträger. Diese kurzen eisernen Querträger oder Lagerstühle lassen sich in folgender Weise konstruiren:

1. Ein Blech, welches oben durch ein oder zwei Winkeleisen gesäumt ist, wird durch Winkeleisen an die Träger angeschlossen. Hierbei können die horizontalen und vertikalen

Fig. 212.

Bairische Staatsbahn (Gerber). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

durch ein oder zwei Winkeleisen gesäumt (Fig. 213). Nothwendig sind

Winkleisen aus dem Ganzen bestehen (Fig. 211) oder getrennt sein (Fig. 212); das letztere vereinfacht die Ausführung.

2. Ein Blech

ist oben und unten

indess die unteren Winkeleisen bei der kurzen Länge der Querträger zur Erzielung der nöthigen Tragfähigkeit meist nicht.

3. Statt der Blechwand bei der vorigen Konstruktion ist nur ein vertikales Flacheisen angeordnet (Fig. 214). Diese Konstruktion ist indess nur zulässig, wenn noch andere Mittel zur Absteifung der Hauptträger angewendet sind.

4. Der Querträger besteht aus zwei entsprechend gebogenen Winkeleisen mit zugekehrten Vertikalrippen, zwischen denen ein Zwischenraum für die Schraubenbolzen zur Befestigung der Schienen verbleibt (Fig. 215). Statt der Winkeleisen hat man auch U-Eisen verwendet.

5. Auch gusseiserne Lagerstühle würden hier leicht anwendbar sein, obwohl bei grosser Zugsgeschwindigkeit hierzu nicht zu rathen ist.

Fig. 213.

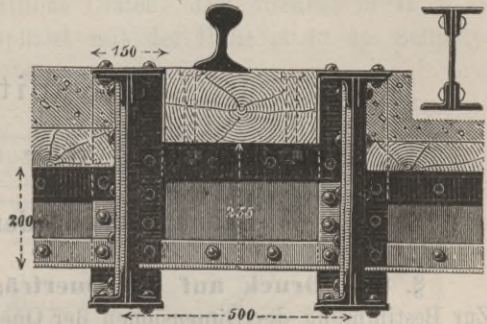
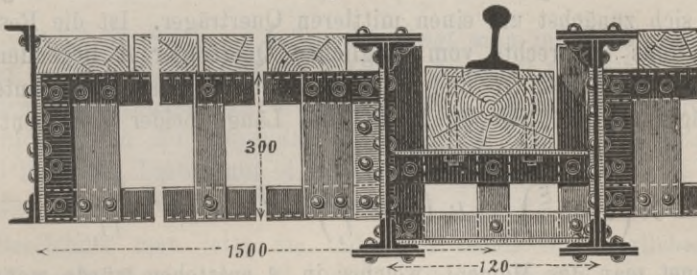
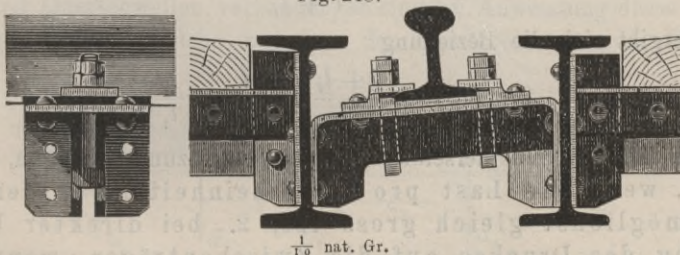
Französische Orleansbahn (Nördling). — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Fig. 214.

Italienische Bahnen (Cail & C.). — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Wenn die Schienen nicht auf Holzschwellen liegen, so hat man auf die Querträger in der Regel schmiedeeiserne Unterlagsplatten und auf

Fig. 215.

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

diese erst die Schienen gelegt. Ueber diese Befestigungsweise der Schienen wurde bereits in §. 50 gesprochen. Nur sei hier noch erwähnt, dass man

die Unterlagsplatten der schiefen Lage der Schienen wegen in der Regel keilförmig gestaltet hat, dass es hier aber auch ganz gut möglich ist, der oberen Fläche des Querträgers selbst die entsprechende Neigung zu geben (Fig. 215).

IX. Kapitel.

Berechnung der Querträger.

A. Beanspruchung der Querträger.

§. 88. Druck auf die Querträger bei Eisenbahnbrücken.

Zur Bestimmung der Dimensionen der Querträger ist zunächst die Kenntniss des von einem Zwischenträger, einer Langschwelle oder Schiene auf den Querträger geäusserten Druckes nothwendig. Wir bezeichnen diesen Druck mit D . Bei der Bestimmung von D kann man die Zwischenträger etc. entweder als einfache oder kontinuierliche Träger voraussetzen.

a) Bestimmung von D nach dem Gesetze des einfachen Trägers. Es handle sich zunächst um einen mittleren Querträger. Ist die Resultante der im links und rechts vom fraglichen Querträger A liegenden Felde wirkenden Raddrücke R und R_1 , der Abstand dieser Resultanten vom Querträger A bezüglich ξ , ξ_1 und die Länge beider Zwischenträger l und l_1 , so ist der Stützendruck:

$$1. \quad D = R \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) + R_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1}\right) = \frac{R(l - \xi)l_1 + R_1(l - \xi_1)l}{ll_1}.$$

Bezeichnet man das Moment, welches in A entstehen würde, wenn beide Zwischenträger in A zu einem Träger vereinigt und nur in B und C unterstützt wären, mit M , so ist

$$M = \frac{R(l - \xi)l_1 + R_1(l - \xi_1)l}{l + l_1}.$$

Daher ergibt sich die Beziehung

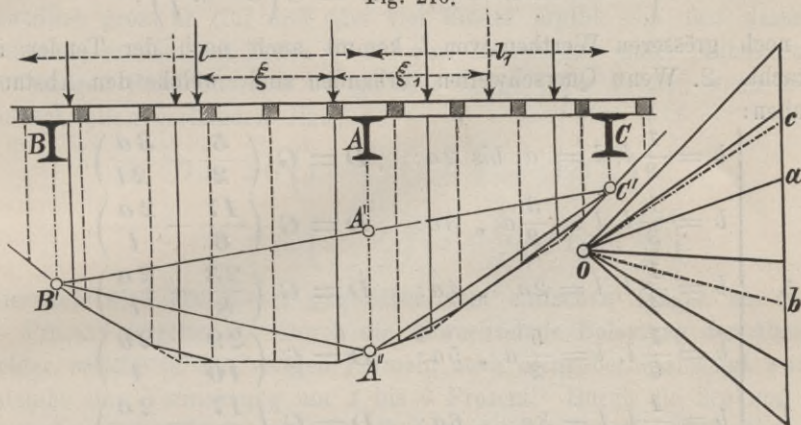
$$2. \quad D = M \frac{l + l_1}{ll_1} = \frac{M}{l} + \frac{M}{l_1}.$$

Es wird daher D bei derselben Lastenstellung zum Maximum, wie M , d. i. 1. wenn die Last pro Längeneinheit in beiden Feldern möglichst gleich gross ist; 2. bei direkter Uebertragung des Druckes auf die Zwischenträger, wenn eine Last unmittelbar über dem fraglichen Querträger, bei Anwendung von Querschwellen dagegen, wenn eine Last un-

mittelbar über einer der Querswellen liegt, die dem fraglichen Querträger zunächst liegen; 3. wenn die schwersten Lasten bei A konzentriert sind.

Zur grafischen Bestimmung von D konstruiert man, nachdem man die gefährlichste Lastenstellung durch Rechnung oder grafisch bestimmt hat, das Seilpolygon für sämtliche Lasten. Das Moment M in A gleich der Poldistanz H multipliziert mit der Höhe $A'A''$ des Seilpoly-

Fig. 216.



gonen, welche der Stütze A entspricht. Legt man im Kraftpolygone die Strahlen Ob , Oc , Oa bezüglich parallel zu $B'A''$, $C'A''$ und zu derjenigen Seite des Seilpolygons, in welcher A'' liegt, so stellt bekanntlich ba den Druck der in AB liegenden Lasten auf A und ca den Druck der in AC liegenden Lasten auf A , bc also den gesuchten Druck D dar. Es folgt dies leicht auch aus der Gleichung 2.

Bezeichnet man jetzt die links und rechts vom fraglichen Querträger liegenden Lasten mit G und G_1 , ihren Abstand von B und C bezüglich mit ξ und ξ_1 , so wird

$$3. \quad D = \sum G \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) + \sum G_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{l_1}\right).$$

Sind Querswellen vorhanden, so sind bei Anwendung dieser Formel diejenigen Lasten, welche zwischen den Querträgern A , B , C zu-

Fig. 217.



nächst liegenden Schwellen liegen, in die auf diese Schwellen entfallenden Komponenten zu zerlegen und sodann die ausserhalb BC fallenden

Komponenten fortzulassen und die übrigen in die vorige Formel einzuführen.

Für den Fall, dass man eine Lokomotive mit drei gleichen Raddrücken G und dem Radstande a anwendet (Fig. 168, S. 132), ergeben sich die folgenden speziellen Regeln: 1. Wenn keine Querswellen vorhanden sind:

$$3. \begin{cases} l = 0 \text{ bis } a: & D = G, \\ l = a \text{ bis circa } 5^m; & D = G \left(3 - 2 \frac{a}{l} \right); \end{cases}$$

bei noch grösseren Werthen von l kommt auch noch der Tender in Betracht. 2. Wenn Querswellen vorhanden sind, welche den Abstand b haben:

$$5. \begin{cases} b = \frac{1}{2} l, l = a \text{ bis } 2a: & D = G \left(\frac{5}{2} - \frac{3a}{2l} \right), \\ b = \frac{1}{3} l, l = \frac{3}{2} a \text{ „ } 3a: & D = G \left(\frac{17}{6} - \frac{2a}{l} \right), \\ b = \frac{1}{4} l, l = 2a \text{ „ } 4a: & D = G \left(\frac{23}{8} - \frac{2a}{l} \right), \\ b = \frac{1}{5} l, l = \frac{5}{2} a \text{ „ } 5a: & D = G \left(\frac{29}{10} - \frac{2a}{l} \right), \\ b = \frac{1}{6} l, l = 3a \text{ „ } 6a: & D = G \left(\frac{17}{6} - \frac{2a}{l} \right). \end{cases}$$

Hiernach ist für 1,3 Met. Radstand die folgende Tabelle berechnet; für die Anwendung von Querswellen ist hierbei $b = 0,63$ bis $0,80$ Met.

l	D		$\frac{l}{b}$	l	D		$\frac{l}{b}$
	ohne Querswellen	mit Querswellen			ohne Querswellen	mit Querswellen	
0-1,3	1,00	—	—	5,0	2,48	2,41	7
1,5	1,27	1,20	2	5,5	2,55	2,48	7
2,0	1,60	1,53	3	6,0	2,68	2,62	8
2,5	1,96	1,84	4	6,5	2,81	2,73	9
3,0	2,13	2,01	4	7,0	2,94	2,89	9
3,5	2,26	2,16	5	7,5	3,11	3,05	10
4,0	2,35	2,25	5	8,0	3,24	3,23	11
4,5	2,42	2,26	6	8,5	3,44	3,31	12
Meter	. G	. G			. G	. G	

Hiernach ergibt sich der Druck D mit Berücksichtigung der Schwellenlage höchstens 6 Prozent, durchschnittlich nur etwa 4 Prozent kleiner, als ohne dieselbe.

Allgemein kann man hiernach annähernd bei einem beliebigen Raddrucke G und einem beliebigen Radstande a setzen:

$$6. D = \left(1,10 + 0,355 \frac{l}{a} \right) G.$$

Für einen Endquerträger ist der Druck D_0 besonders zu bestimmen. Derselbe ist im Allgemeinen $= \frac{1}{2} D + \frac{1}{2} G$, d. i. $0,81 D$ bis $0,62 D$. Annähernd wird allgemein:

$$7. \quad D_0 = \left(1,05 + 0,177 \frac{l}{a} \right) G.$$

b) Bestimmung von D nach dem Gesetze des kontinuierlichen Trägers. Die ungünstigste Belastungsweise bleibt im Allgemeinen dieselbe, wie sie soeben angegeben wurde. Nimmt man die Anzahl der Felder unendlich gross an (für drei oder vier Felder ergibt sich fast dasselbe Resultat), so wird der Druck D auf eine Mittelstütze unter Beibehaltung der vorigen Bezeichnungen bei gleicher Länge l der Felder, wenn keine Querschwellen vorhanden sind,

$$8. \quad D = \Sigma G \left(1 - \frac{\xi}{l} \right) \left(1 + \frac{\xi}{l} - 1,196 \frac{\xi^2}{l^2} \right) + \Sigma G_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{l} \right) \left(1 + \frac{\xi_1}{l} - 1,196 \frac{\xi_1^2}{l^2} \right).$$

Hiernach wird der Druck gegenüber dem einfachen Träger um 9 bis 15 Prozent vergrössert. Durch die abwechselnde Belastung der übrigen Felder, welche in den vorigen Formeln noch nicht berücksichtigt wurde, entsteht eine Vermehrung um 4 bis 6 Prozent. Durch die Senkung des fraglichen Querträgers entsteht aber wiederum eine Verminderung von D , so dass es wohl zulässig erscheint, die Vergrösserung von D durch Belastung der übrigen Felder unberücksichtigt zu lassen.

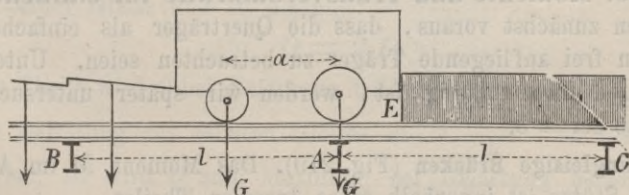
Der Stützendruck D_0 auf einen End-Querträger ist, wenn keine Querschwellen vorhanden sind,

$$9. \quad D_0 = \Sigma G \left(1 - \frac{\xi}{l} \right) \left[1 - 0,268 \frac{\xi}{l} \left(1 + \frac{\xi}{l} \right) \right].$$

Diese Formeln 8. und 9. sind auch noch anwendbar, wenn Querschwellen vorhanden sind; nur ist hier, wie oben, jede einzelne Last in die auf die benachbarten Schwellen entfallenden Komponenten zu zerlegen.

§. 89. Druck auf die Querträger bei Strassenbrücken. Wir denken uns einen Wagen oder einen Zug hinter einander fahrender

Fig. 218.



Wagen und hierbei die Räder und Pferde auf der einen Seite unmittelbar über einem Zwischenträger. Der Druck D , welcher von diesem

Zwischenträger auf den Querträger ausgeübt wird, wird am grössten, wenn ein Rad unmittelbar über dem fraglichen Querträger *A* (Fig. 218) ruht und wenn hinter dem Wagen sich noch Menschengedränge (in der Figur durch Schraffur angedeutet) befindet.

Für die im I. Hefte der Theorie der Brücken (II. Aufl., S. 7 u. 8) aufgestellten Belastungstypen und die in §. 69 angegebenen Wagenbreiten ergeben sich nach dem Gesetze des einfachen Trägers die folgenden Zahlen:

<i>l</i> Met.	<i>D</i> in Tonnen		
	Raddr. = 1,5 Ton.	Raddr. = 3,0 Ton.	Raddr. = 5,0 Ton.
1	1,50	3,00	5,00
2	1,60	3,00	5,00
3	1,87	3,08	5,08
4	2,40	3,61	5,25
5	2,80	4,31	5,95
6	3,17	4,86	6,92
7	3,56	5,32	7,68
8	3,84	5,75	8,31

Hiernach lässt sich die folgende allgemeine Näherungsregel aufstellen, worin *G* den Raddruck, *a* den Radstand bezeichnet:

$$10. \quad D = \left(0,39 + 0,76 \frac{l}{a} \right) G,$$

wobei aber zu berücksichtigen ist, dass *D* nicht kleiner werden kann, als *G*.

Liegt die Brückenbahn direkt auf den Querträgern, so kann sich dieser Druck *D* an jedem Punkte übertragen und zwar in Abständen, welche durch die Spurweite und Wagenbreite bedingt sind. Sind Zwischenträger vorhanden, so kann sich der an einem Zwischenträger übertragene Maximaldruck gegen *D* in dem Verhältnisse vergrössern, als sich der Druck auf einen Zwischenträger nach §. 69 gegen den Raddruck *G* vergrössert.

§. 90. Momente und Transversalkräfte für einfache Träger.

Wir setzen zunächst voraus, dass die Querträger als einfache oder an den Enden frei aufliegende Träger zu betrachten seien. Unter welchen Bedingungen dies zulässig ist, werden wir später untersuchen. Die Spannweite sei = *b*.

1. **Eingleisige Brücken** (Fig. 219). Das Moment *M* im Abstände *x* von einer Stütze ist innerhalb eines äusseren Theiles:

$$11. \quad M = D x$$

und innerhalb des mittleren Theiles, wenn a den Abstand der Zwischenträger von den Enden bezeichnet, $M = Dx - D(x - a)$, d. i.

$$12. \quad M = Da.$$

Die Transversalkraft Q ist im ersten Theile $= +D$, im zweiten $= 0$, im dritten $= -D$. Hierbei ist vorausgesetzt, dass der Druck an beiden Rädern einer Achse gleich gross sei. Indess ist es durch einseitige Belastung und durch das Wanken der Betriebsmittel möglich, dass die beiden Drücke nicht gleich gross sind. Nimmt man als ungünstigsten Fall an, dass der Druck in E und F (Fig. 219) nicht $= D$, sondern $= \frac{2}{3}D$ und $\frac{4}{3}D$ sei, so wird die Transversalkraft im mittleren Theile:

$$13. \quad Q = \pm \frac{2}{3} \frac{a}{b} D,$$

wonach $Q = 0,11 D$ bis $0,18 D$ würde.

2. Zweigleisige Brücken (Fig. 220). Das Moment wird in jedem beliebigen Querschnitte zum Maximum, wenn beide Gleise belastet sind. Dasselbe ergibt sich im ersten Theile:

$$14. \quad M = 2Dx,$$

im zweiten Theile, wenn die äusseren Zwischenträger von den Enden den Abstand a haben, $M = 2Dx - D(x - a)$ oder

$$14a. \quad M = D(x + a)$$

und im mittleren Theile, wenn die Zwischenträger desselben Gleises den Abstand c haben, $M = 2Dx - D(x - a) - D(x - a - c)$, d. i.

$$14b. \quad M = D(2a + c).$$

Die Transversalkraft Q wird im ersten Theile zum Maximum bei Belastung beider Gleise und ist alsdann:

$$15. \quad Q = 2D.$$

Im zweiten Theile wird Q bei Belastung beider Gleise $= 2D - D = D$, bei blosser Belastung des rechten Gleises $= D \frac{2a+c}{b}$; da aber $2a+c$ stets $< b$ ist, so wird Q zum Maximum bei Belastung beider Gleise; dasselbe ist:

$$15a. \quad Q = D.$$

Fig. 219.

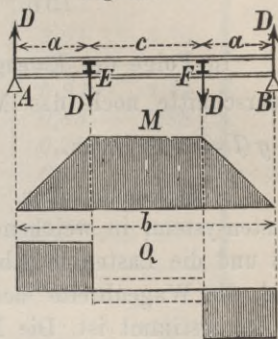
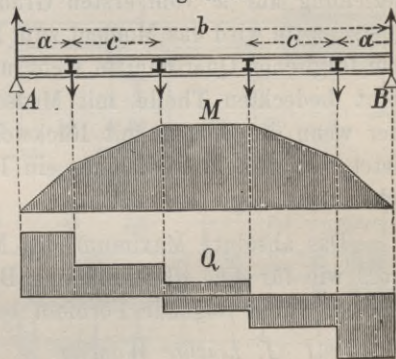


Fig. 220.



Im mittleren Theile endlich wird Q zum Maximum bei Belastung nur eines Gleises und zwar ist alsdann:

$$15\text{ b. } Q = \pm D \frac{2a + c}{b}.$$

In Folge des Eigengewichtes kommt natürlich in einem beliebigen Querschnitte noch das Moment $\frac{1}{2} g x (l - x)$ und die Transversalkraft $\frac{1}{2} g (l - 2x)$ hinzu.

3. Strassenbrücken. Hier denkt man sich über dem Querträger ein Lastensystem, in welchem jede Last der nach §. 89 bestimmte Druck D ist und die Lasten in Abständen wirkend, welche durch die Spurweite und die Wagenbreite bei dicht nebeneinander stehenden Wagen nach §. 69 bestimmt ist. Die Momente und Transversalkräfte sind nun unter Annahme dieses Lastensystemes ebenso zu bestimmen, wie für die Hauptträger einer Brücke, und zwar, falls keine Zwischenträger vorhanden sind, ebenso, als wenn mit den Hauptträgern keine Querträger verbunden und falls Zwischenträger vorhanden sind, ebenso, als wenn mit den Hauptträgern Querträger verbunden wären (I. Heft der Theorie der Brücken, II., III. und IV. Kapitel). In letzterem Falle genügt es, die Maximalmomente nur für diejenigen Stellen zu bestimmen, an welchen die Zwischenträger angebracht sind und zwischen denselben das Moment in Beziehung auf x vom ersten Grade anzunehmen. An dem betreffenden Querschnitte wird das Moment zum Maximum, wenn entweder ein Rad über dem fraglichen Querschnitte steht und die etwaigen seitlichen mit Wagen nicht bedeckten Theile mit Menschengedränge besetzt sind (Fig. 221) oder wenn die Wagen mit Rücksicht auf den Raum, welchen die Bahn bietet, so gestellt sind, dass ein Rad dem fraglichen Querschnitte möglichst nahe liegt (Fig 222).

Das absolute Maximum des Momentes ergibt sich hierbei ebenso gross wie für eine gleichmässige Belastung p pro \square Met., welche annähernd durch folgende Formeln bestimmt ist:

$$16. \begin{cases} \text{I. Leichte Wagen:} & pl = 0,59 + 0,41l \text{ Tonnen.} \\ \text{II. Schwere Wagen:} & pl = 1,02 + 0,57l \quad " \\ \text{III. Sehr schwere Wagen:} & pl = 1,29 + 0,56l \quad " \end{cases}$$

Hierin bedeutet l die Entfernung der Querträger; jedoch kann p nicht kleiner, als bezüglich 1,50 2,61 3,30 werden. Für den letzten Fall sind nur ein sehr schwerer Wagen, im Uebrigen nur schwere Wagen vorausgesetzt. Hiernach ergeben sich folgende Zahlen:

l	Last p' pro lauf. Meter			Last p pro \square Meter			
	I	II	III	I	II	III	
1	1,50	2,61	3,30	1,50	2,61	3,30	
2	1,50	2,61	3,30	0,75	1,31	1,65	
3	1,80	2,74	3,30	0,60	0,91	1,11	
4	2,23	3,31	3,53	0,56	0,83	0,88	
5	2,61	3,89	4,09	0,52	0,78	0,82	
6	3,02	4,46	4,65	0,50	0,74	0,78	
7	3,42	5,04	5,21	0,49	0,72	0,75	
8	3,83	5,61	5,78	0,48	0,70	0,72	
	Met.	Tonnen			Tonnen		

Liegt zu jeder Seite ein von den Querträgern getragener Fussweg mit der Breite a , welcher nur die Last p' pro \square Met. aufzunehmen hat, so ist das Moment oder die ideale gleichmässig vertheilte Last ohne Rücksicht auf Fusswege mit $1 - 4 \left(1 - \frac{p'}{p}\right) \frac{a^2}{b^2}$ zu multiplizieren.

Beispiel. Bei einer Strassenbrücke haben die am Untergurte liegenden Querträger eine Spannweite von 10 Met., die Zwischenträger einen Abstand von 2 Met. Fig. 221.

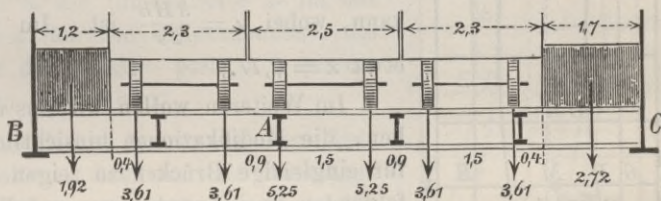
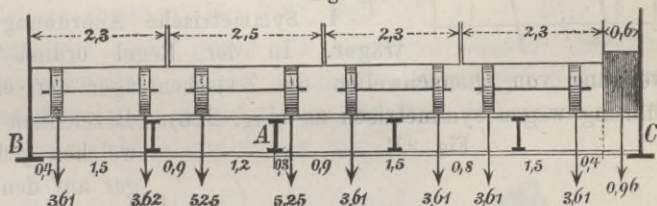


Fig. 222.

Wagen mit 3 Ton. Raddruck und 3,5 Met. Radstand. Der an jedem über dem Querträger stehenden Rade abgesetzte Druck ist nach §. 89 für den schweren Wagen = 3,61 Ton., für den sehr schweren Wagen = 5,25 Ton. Die in den von den Wagen freien Theilen anzunehmende gleichmässige Belastung beträgt bei 0,4 Ton. pro \square Met. 0,4 · 4 = 1,6 Ton. pro lauf. Met.



Es sei das Maximalmoment für den Querschnitt A zu bestimmen.

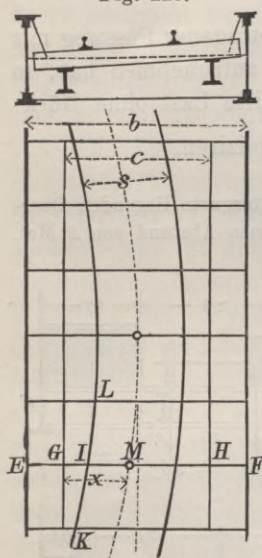
Nehmen wir drei Wagen, nämlich einen sehr schweren und zwei schwere an, wobei das eine Rad über dem Querschnitte A ruht, so verbleiben auf beiden Seiten Streifen von bezüglich 1,2 und 1,7 Met. Breite (Fig. 221), welche mit Menschengedrange belastet anzunehmen sind; dies gibt eine Last von bezüglich $1,6 \cdot 1,2 = 1,92$ und $1,6 \cdot 1,7 = 2,72$ Ton. Das Moment für A ergibt sich nun in bekannter Weise zu 39,91 Tonnenmeter.

Nehmen wir vier Wagen an, nämlich einen sehr schweren und drei schwere, so ist die Belastungsweise (Fig. 222) vorzusetzen. Ein Rad lässt sich hier nicht über den Querschnitt bringen. Auf der rechten Seite bleibt ein Streifen von 0,6 Met. Breite für Menschengedränge, also einer Belastung von $1,6 \cdot 0,6 = 0,96$ Ton. entsprechend. Das Moment für den Querschnitt A ergibt sich hier zu 42,64 Tonnenmeter, so dass diese Belastungsweise etwas ungünstiger ist, als die vorige.

Nimmt man nach der obigen Näherungsregel 16 die Last pro Längeneinheit zu $1,29 + 0,56 \cdot 4 = 3,53$ Ton. pro Met. an, so würde das Moment für den Querschnitt $A = \frac{1}{2} 3,53 \cdot 4 \cdot 6 = 42,36$, was mit dem vorhin gefundenen genaueren Werthe nahe übereinstimmt.

§. 91. Eisenbahnbrücken in Kurven. In den Kurven sind die aufgestellten Regeln, welche voraussetzen, dass der Druck auf die

Fig. 223.



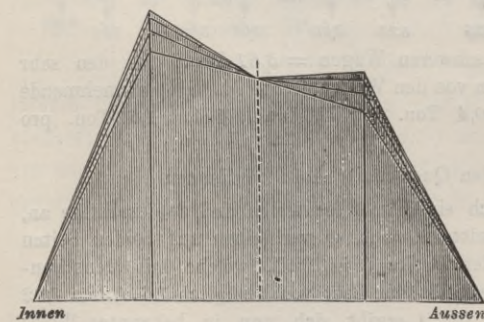
beiden Zwischenträger ein und desselben Gleises gleich gross ist und die Zwischenträger symmetrisch angeordnet sind, entsprechend zu modifizieren.

In §. 8 wurde bereits der Druck G_1, G_2 auf die innere und äussere Schiene ermittelt. Es ergab sich, dass für Schnellzüge bei entsprechender Ueberhöhung der äusseren Schiene $G_1 = G_2 = G$ und Güterzügen (mit halber Schnellzugsgeschwindigkeit) $G_1 = G(1 + \alpha), G_2 = G(1 - \alpha)$ gesetzt werden kann, wobei $\alpha = \frac{3Hh}{2s^2}$ ist. Im Maximum wird etwa $\alpha = 0,17$.

Im Weiteren wollen wir uns darauf beschränken, die Modifikationen hinsichtlich der Momente für eingleisige Brücken zu zeigen. Hier sind die folgenden zwei Anordnungen möglich:

1. Symmetrische Anordnung der Zwischenträger. In der Regel ordnet man bei Anwendung von Querschwellen die Zwischenträger der einfachen Durchführung wegen symmetrisch an (Fig. 223). Bezeichnen wir den Druck, welchen jeder Zwischenträger auf den Querträger ausübt, bei normaler Anordnung mit D , in der Kurve bezüglich mit D_1 und D_2 , die Abweichung der Gleisaxe an dem betreffenden Querträger von der Mitte des Querträgers (nach aussen als positiv, nach innen als negativ) mit α , den Abstand der

Fig. 224.



Zwischenträger mit c , so ergibt sich leicht:

Im Weiteren wollen wir uns darauf beschränken, die Modifikationen hinsichtlich der Momente für eingleisige Brücken zu zeigen. Hier sind die folgenden zwei Anordnungen möglich:

$$17. \quad D_1 = D \left(1 - \frac{2x - \kappa s}{c} \right), \quad D_2 = D \left(1 + \frac{2x - \kappa s}{c} \right).$$

Die Momente M_1 und M_2 an den Querschnitten, in welchen die Zwischenträger angebracht sind, ergeben sich jetzt leicht zu:

$$18. \quad M_1 = Da \left(1 - \frac{2x - \kappa s}{c} \right), \quad M_2 = Da \left(1 + \frac{2x - \kappa s}{c} \right).$$

Das x ist von Querträger zu Querträger variabel, so dass also eine verschiedene Beanspruchung eintritt. Hierbei muss man κ so einführen, dass M_1 und M_2 möglichst gross werden, d. h. man wird für die innere Seite oder für M_1 das κ für Güterzüge, also

$$= \frac{3Hh}{2s^2}, \quad \text{für die äussere Seite oder } M_2 \text{ dagegen das } \kappa \text{ für Schnellzüge, d. h. } = 0 \text{ einführen.}$$

Die Momentenlinien nehmen alsdann für die einzelnen Querträger die in Fig. 224 dargestellte Form an. Will man der Einfachheit wegen alle Querträger gleich konstruieren, so ist nur in jedem Querschnitte das Maximum von M (in Fig. 224 durch Schraffur angedeutet) beizubehalten, d. h. die innere Seite ist für das grösste negative x (an den Brückenenden), die äussere Seite für das grösste positive x (an der Brückenmitte) zu konstruieren.

2. Unsymmetrische Anordnung der Zwischenträger. Seltener hat man die Zwischenträger in der Weise angeordnet, dass sie gleich weit von der Gleisaxe abstehen (Fig. 225), weil hier die Zwischenträger schief gegen die Querträger stossen. Bei Anwendung von Langschwelen, welche durch Zwischenträger unterstützt sind, wird diese Anordnung natürlich nothwendig. Behalten wir die vorigen Bezeichnungen bei, so ergibt sich hier:

$$19. \quad D_1 = D \left(1 + \kappa \frac{s}{c} \right), \quad D_2 = D \left(1 - \kappa \frac{s}{c} \right).$$

Die Momente M_1 und M_2 in den Querschnitten, in welchen die Zwischenträger angebracht sind, ergeben sich jetzt zu:

$$20. \quad \begin{cases} M_1 = \frac{D}{b} (a + x) (b - 2x + \kappa s), \\ M_2 = \frac{D}{b} (a - x) (b + 2x - \kappa s). \end{cases}$$

Auch hier wird für den inneren Theil das κ für Güterzüge, für den äusseren Theil dagegen das κ für Schnellzüge (d. i. = 0) zu wählen

Fig. 225.

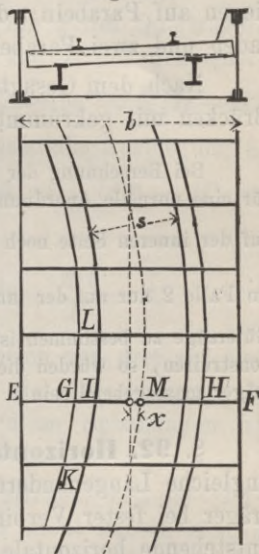
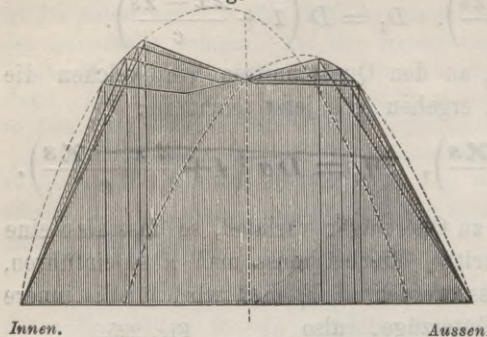


Fig. 226.



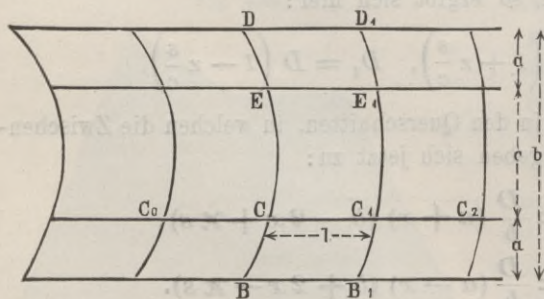
liegen auf Parabeln; die umhüllende Linie besteht daher aus vier Geraden und zwei Parabelstücken.

Nach dem Gesagten wird es leicht möglich sein, auch zweigleisige Brücken mit gekrümmten Gleisen zu behandeln.

Bei Berechnung der Zwischenträger (§. 69 und 70) sind die Momente, welche für eine normale Anordnung oder für die gerade Strecke bestimmt sind, im Falle 1 auf der inneren Seite noch mit $1 - \frac{2x}{c} + \frac{xs}{c}$, auf der äusseren Seite mit $1 - \frac{2x}{c}$, im Falle 2 nur auf der inneren Seite mit $1 + x \frac{s}{c}$ zu multiplizieren, wobei x für Güterzüge zu bestimmen ist. Wollte man im Falle 1 sämtliche Zwischenträger gleich konstruieren, so würden die am Ende und auf der inneren Seite liegenden Zwischenträger maassgebend sein.

§. 92. Horizontale Ausbiegung der Querträger. Die durch ungleiche Längenänderung der Gurte der Hauptträger und der Zwischenträger bei fester Verbindung der Zwischenträger mit den Querträgern entstehende horizontale Ausbiegung der Querträger wurde bereits in §. 64 erwähnt. Im Folgenden wollen wir die hierdurch entstehende Beanspruchung näher bestimmen.

Fig. 227.



Wir setzen zunächst voraus, dass zwischen beiden Hauptträgern zwei Zwischenträger symmetrisch angeordnet sind, wie dies bei eingleisigen Brücken der Fall ist. Es bezeichne S die Spannung eines Gurtstückes BB_1 (Fig. 227), H die Spannung des entsprechenden

Zwischenträgers CC_1 , \mathcal{C} die Spannung des Gurtstückes unter der Voraussetzung, dass keine Zwischenträger oder wenigstens keine mit den

Querträgern fest verbundenen Zwischenträger vorhanden sind. Alsdann ist $S + H = \mathfrak{S}$. Ferner seien H', H'' die Spannungen der anstossenden Zwischenträger CC_1 und C_1C_2 , $\Delta x, \Delta_1 x$ die Verschiebungen der Punkte B und B_1 , $\Delta \xi, \Delta_1 \xi$ die Verschiebungen der Punkte C und C_1 , F die Querschnittsfläche der Gurte, F_1 diejenige der Zwischenträger, l der Abstand der Querträger und E der Elastizitätskoeffizient. Alsdann ist

$$\Delta x - \Delta_1 x = \frac{Sl}{EF} = \frac{(\mathfrak{S} - H)l}{EF}, \quad \Delta \xi - \Delta_1 \xi = \frac{Hl}{EF_1},$$

also

$$21. \quad (\Delta x - \Delta \xi) - (\Delta_1 x - \Delta_1 \xi) = \frac{(\mathfrak{S} - H)l}{EF} - \frac{Hl}{EF_1}.$$

Nun aber ist $\Delta x - \Delta \xi$ die horizontale Ausbiegung ξ des Querträgers BD in C , welche offenbar proportional der in C und E auf den Querträger wirkenden Kraft $H' - H$ ist, so dass wir dieselbe $= \frac{x}{E}(H' - H)$ setzen können. Ebenso ist $\Delta_1 x - \Delta_1 \xi$ die horizontale Ausbiegung ξ_1 des Querträgers B_1D_1 bei C_1 , welche entsprechend $= \frac{x}{E}(H'' - H)$ zu setzen ist. Dies eingesetzt, gibt die Gleichung

$$22. \quad xH' - \left(2x + \frac{l}{F} + \frac{l}{F_1}\right)H + xH'' + \frac{\mathfrak{S}l}{F} = 0.$$

Setzt man diese Gleichung für jede Kombination von drei auf einander folgenden Fächern an, so erhält man [so viel Gleichungen, als unbekannte Spannungen vorhanden sind. Durch diese Spannungen ist sodann auch die Beanspruchung der Querträger bestimmt.

Wir wollen nun die spezielle Voraussetzung machen, dass die Querträger an ihren Enden so gelagert sind, dass sie nicht kanten können und sich für die horizontale Durchbiegung als frei aufliegend (nicht als eingespannt) ansehen lassen. Wir setzen ferner voraus, dass die Querträger eine gerade Axe und konstanten Querschnitt haben, und dass die Axen der Zwischen- und Querträger in gleicher Höhe liegen. Ist a der Abstand der Zwischenträger von den Hauptträgern, b die Länge der Querträger, c der Abstand der Zwischenträger von einander, J' das Trägheitsmoment des Querschnittes für eine vertikale Schweraxe, so ergibt sich aus der bekannten Differenzialgleichung der elastischen Linie

$$23. \quad x = \frac{a^2(3b - 4a)}{6J'} = \frac{a^2(b + 2c)}{6J'}.$$

Ist J' nicht konstant, so ergibt sich leicht, wenn x den Abstand eines beliebigen Querschnittes vom Ende bezeichnet,

$$24. \quad x = a^2 \int_a^{\frac{1}{2}b} \frac{dx}{J'} + \int_0^a \frac{x^2 dx}{J'}.$$

Da sich die Längenänderung der Zwischenträger gegen die der Gurte der Hauptträger nur klein ergibt, so ist auch folgender Näherungsweg zulässig. Nehmen wir an, dass bei totaler Belastung die spezifische Gurtspannung konstant und zwar $= K$ ist, so ist, wenn man bei symmetrischer Anordnung der Belastung x von der Mitte der Hauptträger aus rechnet, $\Delta x = \frac{Kx}{E}$, $\Delta \xi = 0$, daher $x(H - H') = Kx$. Setzen wir für x den Ausdruck 23, so erhalten wir $(H - H') a^2 (3b - 4a) = 6 K J' x$. Das grösste horizontal biegende Moment ist $(H - H') a$. Ist nun β die Breite des Querträger-Querschnittes, so ist die grösste eintretende spezifische Spannung $N = \frac{(H - H') a \beta}{2 J'}$, d. i.

$$25. \quad N = \frac{3 x \beta}{a (3 b - 4 a)} K.$$

Hierzu kommt man auch durch die Gleichung 22, wenn man $\frac{H}{F}$ und $\frac{H'}{F_1}$ gegen $\frac{\mathcal{S}}{F}$ vernachlässigt und $\mathcal{S} = KF$ setzt. Nimmt man beispielsweise

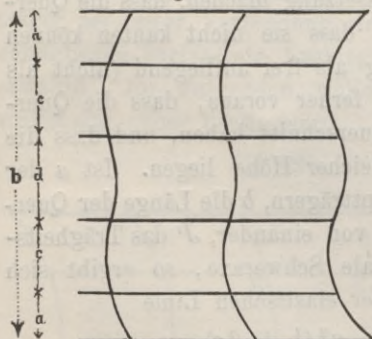
$$b = 4,5, \quad c = 1,8, \quad \text{also} \quad a = \frac{4,5 - 1,8}{2} = 1,35^m, \quad K = 0,53 \text{ Ton. pro } \square^{cm}$$

an, so ergibt sich $N = 0,15 x \beta$ Ton. pro \square^{cm} . Am grössten wird N an den Enden der Hauptträger; ist L die Spannweite derselben in Metern und setzt man noch $\beta = 0,2^m$, so wird hiernach in Ton. pro \square^{cm}

$$\max N = 0,015 L.$$

Für $L = 20, 50, 100, 150^m$ ergibt sich demnach $N = 0,30, 0,75, 1,50, 2,25$ Ton. pro \square^{cm} , also bei grossen Spannweiten ausserordentlich gross.

Fig. 228.



Bei zweigleisigen Brücken wird die genaue Bestimmung umständlicher. Die obige Näherungstheorie ist bei gleicher Belastung beider Gurte auch hier anwendbar. Nur ergibt sich der Werth für x hier anders, nämlich unter Anwendung der Theorie der kontinuierlichen Träger und der Voraussetzung, dass die vier Mittelstützen ihre Höhenlage nicht ändern (Fig. 228) sowie unter Voraussetzung eines konstanten Querschnittes

$$26. \quad x = \frac{a^2 (2ac + c^2 + 4ad + 4cd)}{b(c + 2d) J'}$$

wenn noch d den Abstand der beiden mittleren Zwischenträger von einander bedeutet. Daher wird

$$27. \quad N = \frac{3(c + 2d) x \beta}{a(2ac + c^2 + 4ad + 4cd)} K.$$

Setzt man $d = c$, so wird wesentlich einfacher

$$28. \quad N = \frac{9x\beta}{a(6a+5c)} K.$$

Hiernach kann N bei zweigleisigen Brücken selbst doppelt so gross werden, als bei eingleisigen.

Bei anderen Unterstützungsweisen der Querträger und anderen Arten der Verbindung der Zwischenträger mit den Querträgern ist die horizontale Ausbiegung der Querträger mit einer Torsion verbunden. So z. B., wenn der Querträger nur mit dem unteren Gurte aufruht und der obere nicht seitlich abgesteift ist; oder wenn zwar der Querträger an den Auflagern seitlich abgesteift ist, die Zwischenträger aber auf dem Obergurte der Querträger ruhen. Im ersteren Falle wird hauptsächlich nur der Untergurt, im letzteren hauptsächlich nur der Obergurt seitlich verbogen. Eine genaue Bestimmung des Einflusses der Torsion in diesen Fällen ist schwierig; indess ist derselbe nicht sehr gross.

Der Einfluss der seitlichen Ausbiegung der Querträger ist, selbst wenn man β möglichst klein macht, immerhin im Allgemeinen, namentlich bei grossen Spannweiten, ein sehr bedeutender, so dass es sich wohl lohnen würde, Konstruktionen anzuwenden, welche die seitliche Ausbiegung beseitigen. Wir haben hierüber bereits im §. 64 gesprochen. Wendet man die dort erwähnte freie Auflagerung an, so ist die grösste Horizontalkraft, welche bei dieser Anordnung auf einen Querträger wirken kann, durch die Reibung bestimmt. Ist der grösste Auflagerdruck, welcher auf einen Querträger wirken kann, $= D$, der Reibungskoeffizient $= f$, so wird bei einer eingleisigen Brücke im Maximum

$$29. \quad N = \frac{fDa\beta}{2J'}.$$

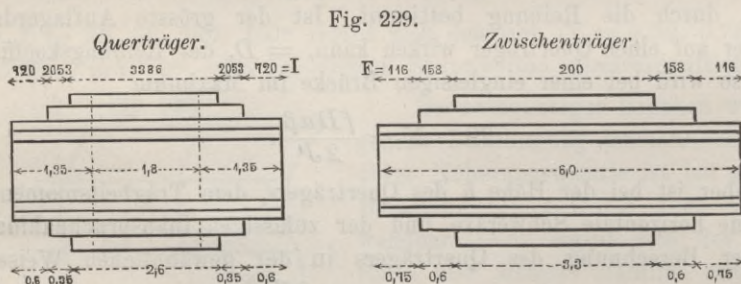
Nun aber ist bei der Höhe h des Querträgers, dem Trägheitsmomente J für eine horizontale Schweraxe und der zulässigen Inanspruchnahme K_1 bei der Berechnung des Querträgers in der gewöhnlichen Weise zu setzen: $K_1 J = Da \cdot \frac{1}{2} h$, also ist $Da = \frac{2K_1 J}{h}$. Daher kann man auch setzen:

$$30. \quad N = \frac{fJ\beta}{J'h} K_1.$$

In den gewöhnlichen Fällen liegt $\frac{J\beta}{J'h}$ etwa zwischen 10 und 40. Nimmt man, Gleitlager vorausgesetzt, $f = 0,2$, so würde N zwischen $2K_1$ und $8K_1$ liegen, also sehr bedeutend werden können. Indess kann man bei schmalen Lamellen, die hier zweckmässig sein würden, $max N$ noch unter $2K_1$ halten. Es ist hierbei vorausgesetzt, dass sich die Horizontalkraft, welche in der Mitte zwischen den beiden Gurten des Querträgers liegt, auf den Querträger überträgt. Liegen die Lager der Zwischenträger dem

einen Gurte der Querträger näher, so wird dieser Gurt eine entsprechend stärkere Beanspruchung erfahren können. Eine so grosse Beanspruchung der Querträger in horizontalem Sinne kann eintreten, wenn so stark gebremst wird, dass die Räder gleiten, bei grösserer Spannweite aber auch beim gewöhnlichen Auffahren der Züge. Die Zwischenträger, auf welche der Zug zuerst auffährt, hindern bei genügender Reibung eine Aenderung des Abstandes der Querträger, während sich die Entfernung der Querträger am anderen Ende um ebenso viel ändert, wie die Länge der entsprechenden Gurtstücke (den geringen Einfluss des Eigengewichtes der Bahn unberücksichtigt gelassen). Demnach werden sich die Querträger, auf welche der Zug zuerst auffährt, am stärksten horizontal ausbiegen, während die Querträger am anderen Ende keine horizontale Ausbiegung annehmen. Die horizontale Ausbiegung der ersteren ist, hinreichende Reibung vorausgesetzt, ungefähr ebenso gross, wie bei starrer Verbindung der Zwischen- und Querträger, so dass man durch eine Auflagerung der Zwischenträger hinsichtlich der horizontalen Ausbiegung der Querträger einen Vortheil nur bei sehr grossen Spannweiten erreichen würde.

Beispiel. Eine eingleisige Brücke mit Parallelträgern von 54m Stützweite sei durch die Querträger in 9 Fächer zu je 6m getheilt. Die Spannungen des Untergrundes, mit dem die Querträger verbunden sind, ergeben sich bei einer totalen Belastung von $3,2$ Ton. pro Meter und pro Träger unter der Voraussetzung, dass keine Zwischenträger vorhanden sind, zu $\mathcal{S} = 0, 65, 115, 148, 164$ Ton.; die Querschnitte seien $F = 45, 98, 170, 208, 243$ $\square\text{cm}$. Die Materialvertheilung in den Quer-



Zwischenträgern wird durch Fig. 229 dargestellt. Der mittlere Querschnitt eines Zwischenträgers wird hiernach $= \frac{1}{8} [2 \cdot 0,75 \cdot 116 + 2 \cdot 0,6 \cdot 158 + 3,3 \cdot 200] = 170$. Das Trägheitsmoment des vollen Querschnittes eines Querträgers gegen eine vertikale Axe ist $J' = 720, 2053, 3386, 2053, 720$. Hiernach ergibt sich nach Formel 24:

$$x = 135^2 \cdot \frac{225 - 135}{3386} + \frac{1}{3} \left[\frac{60^3}{720} + \frac{95^3 - 60^3}{2053} + \frac{135^3 - 95^3}{3386} \right] = 846.$$

Die Gleichung 22 gibt nun, wenn man den einzelnen Fächern den Index 1, 2, 3... gibt und beachtet, dass der Symmetrie halber $H_1 = H_6$ sein muss,

$$\begin{aligned} 1708,8 H_1 - 846 H_2 &= 0, \\ - 846 H_1 + 1701,7 H_2 - 846 H_3 &= 403, \\ - 846 H_2 + 1699,0 H_3 - 846 H_4 &= 403, \\ - 846 H_3 + 1698,4 H_4 - 846 H_5 &= 429, \\ - 1692 H_4 + 1698,0 H_5 &= 410. \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser Gleichungen gibt

$$H_1 = 1,54 \quad H_2 = 3,11 \quad H_3 = 4,24 \quad H_4 = 4,93 \quad H_5 = 5,16.$$

Die Spannungen $S = \sigma - H$ in den Gurtstücken werden dementsprechend $-1,5, +62, 111, 143, 159$. Die auf die einzelnen Querträger wirkenden Horizontalkräfte sind nun $1,5, 3,1 - 1,5 = 1,6, 4,2 - 3,1 = 1,1, 4,9 - 4,2 = 0,7, 5,2 - 4,9 = 0,3$. Am meisten wird also der Endquerträger beansprucht. Sind die oberen Breiten eines Querträgers $16, 20, 20, 20, 16\text{cm}$, so sind die Widerstandsmomente $\frac{2J'}{\beta} = \frac{720}{8} = 90, \frac{2053}{10} = 205, \frac{3381}{10} = 339$; daher wird die grösste spezifische Spannung in den einzelnen Theilen

$$N = \frac{1,5 \cdot 60}{90} = 1,00, \frac{1,5 \cdot 95}{205} = 0,70, \frac{1,5 \cdot 135}{339} = 0,60 \text{ Ton. pro } \square\text{cm.}$$

Nach der Näherungsregel 25 wird

$$N = \frac{3 \cdot 27 \cdot 0,2 K}{1,35 (3 \cdot 4,5 - 4 \cdot 1,35)} = 1,48 K.$$

Die spezifische Spannung in den einzelnen Theilen des Gurtes ist nun $0, \frac{65}{98} = 0,66, \frac{110}{170} = 0,62, \frac{148}{208} = 0,71, \frac{164}{243} = 0,67$, daher im Mittel $= \frac{1}{9} (2 \cdot 0 + 2 \cdot 0,66 + 2 \cdot 0,62 + 2 \cdot 0,71 + 0,67) = 0,52$, mithin $N = 1,48 \cdot 0,52 = 0,77 \text{ Ton. pro } \square\text{cm.}$

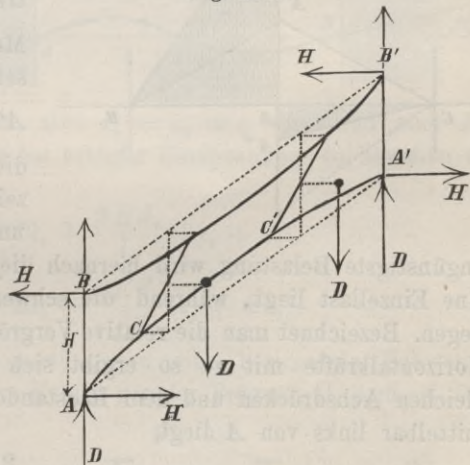
§. 93. Torsion der Querträger. Eine Torsion der Querträger tritt dann ein, wenn die Zwischenträger ihren Druck auf die Querträger nicht central übertragen, wie dies bei der üblichen Unterstützungsweise der Fall ist. Wir setzen zunächst Querträger von konstanter Höhe voraus, welche an ihrem Auflager in ihrer vertikalen Lage gesichert sind, aber derart, dass die Gurte an freier horizontaler Durchbiegung nicht gehindert werden. Wir wollen ferner annehmen, dass die Querträger Gitterträger seien oder dass die Blechwand eines Blechträgers der horizontalen Ausbiegung keinen Widerstand leiste.

Wirkt bei einer eingeleigten Brücke an jeder Befestigungsstelle der Zwischenträger der Druck D mit der Excentricität e (Fig. 230), so entstehen an den Enden der Gurte des Querträgers Horizontalreaktionen H , welche bei der Trägerhöhe h bestimmt sind durch

$$31. \quad H = \frac{De}{h}.$$

Kennt man diese Horizontalkräfte H , so kann man in bekannter Weise die hierdurch entstehenden Biegungsspannungen bestimmen. Im Abstände z

Fig. 230.



von dem Ende des Querträgers ist das Moment für eine horizontale Schweraxe $= Dz$, in jedem Gurte für eine vertikale Schweraxe $= Hz$, falls $z \leq a$ ist. Demnach ist, wenn wir die früheren Bezeichnungen beibehalten, die am betreffenden Querschnitte entstehende Maximalspannung

$$32. \quad N = \left(\frac{Dh}{2J} + \frac{H\beta}{J'} \right) z = \left(1 + \frac{2J\epsilon\beta}{J'h^2} \right) \frac{Dzh}{2J},$$

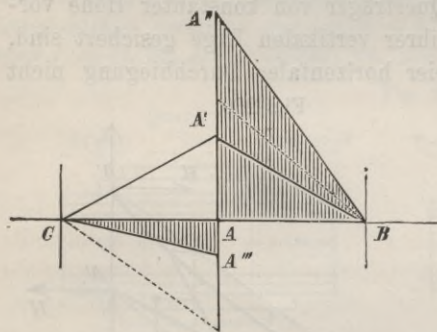
wobei das erste Glied die durch die Vertikalkräfte, das zweite Glied die durch die Horizontalkräfte erzeugte Spannung bedeutet. Wir unterscheiden nun die folgenden beiden Fälle:

1. Die Zwischenträger sind frei, aber excentrisch aufgelagert. Die beiden an dem Querträger zusammenstossenden Zwischenträger mögen den Druck D' , D'' mit der Excentricität e' , e'' ausüben. Dann ist $D = D' + D''$, $De = D'e' - D''e''$ zu setzen, mithin

$$33. \quad N = \left[\frac{(D' + D'')h}{2J} + \frac{(D'e' - D''e'')\beta}{J'h} \right] z.$$

In Fig. 231 ist unter der Voraussetzung, dass eine Einzellast $= 1$ über den Zwischenträger rollt, am Angriffspunkte der Einzellast die Spannung hinsichtlich der vertikalen und horizontalen Kräfte aufgetragen. Es entsteht hierdurch die Influenzlinie $BA'C$ für die Vertikalkräfte; es ist also $AA' = \frac{hz}{2J}$.

Fig. 231.



Macht man unter der Voraussetzung, dass $e'' = e'$ ist, $A'A'' = A'A'' = \frac{e'\beta z}{J'h}$, so stellt $BA''A''C$ die Influenzlinie für die gleichzeitige Wirkung der horizontalen und vertikalen Kräfte dar. Die

ungünstigste Belastung wird hiernach diejenige sein, für welche bei A eine Einzellast liegt, während die schweren Lasten auf der Seite AB liegen. Bezeichnet man die relative Vergrößerung der Spannung durch die Horizontalkräfte mit ϵ , so ergibt sich für eine Lokomotive mit drei gleichen Achsdrücken und dem Radstande a , wenn das mittlere Rad unmittelbar links von A liegt,

$$34. \quad \epsilon_1 = \frac{2la}{3l - 2a}$$

und wenn die Lokomotive ganz links von A liegt,

$$34a. \quad \epsilon_2 = \frac{6a(l-a) - a}{3l - 2a},$$

wenn man zur Abkürzung

$$\alpha = \frac{J\beta e'}{J'h^2}$$

setzt. Der Werth von α liegt etwa zwischen $10 \frac{e}{h}$ und $40 \frac{e}{h}$ oder zwischen $0,20e$ und $0,40e$ (e in Centimetern). Nimmt man, entsprechend einigen Brücken der bairischen Staatsbahnen, $e' = 7,5$ Centim. an, so wird $\alpha = 1,5$ bis 3 . Hier wird $\varepsilon_2 > \varepsilon_1$. Es ergibt sich:

	$a = 1,5$	$2,0$	$2,5$	$3,0$
$1 = 3$ Met.	$\varepsilon_2 = 2,2$	$3,0$	$3,8$	$4,6$
$1 = 4$ "	$\varepsilon_2 = 2,5$	$3,3$	$4,2$	$5,0$
$1 = 5$ "	$\varepsilon_2 = 2,6$	$3,5$	$4,4$	$5,3$
$1 = 6$ "	$\varepsilon_2 = 2,7$	$3,6$	$4,6$	$5,4$

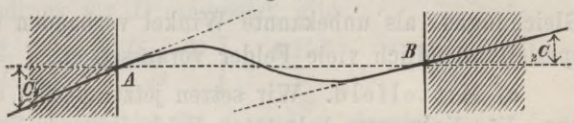
Hiernach ist der Einfluss bei einer so grossen Excentricität ein ganz bedeutender, eine derartige Anordnung also nicht zu empfehlen.

2. Die Zwischenträger sind starr mit den Querträgern verbunden. Hier ist die Theorie der kontinuierlichen Träger in Anwendung zu bringen, da durch die starre Verbindung mit den Querträgern die Zwischenträger auch unter sich zu kontinuierlichen Trägern verbunden werden.

Ist ein Träger mit der Spannweite l an den Enden so eingespannt, dass die Tangente mit der ursprünglichen Axe den Winkel τ_1, τ_2 bilden (Fig. 232), ist der Stab

Fig. 232.

ferner so belastet, dass an den Enden die Momente M_1, M_2 entstehen würden, wenn der Stab horizontal eingespannt, also $\tau_1 = \tau_2 = 0$ wäre und sind M_1, M_2 die Momente an den Enden bei schiefer Einspannung, so bestehen die Beziehungen

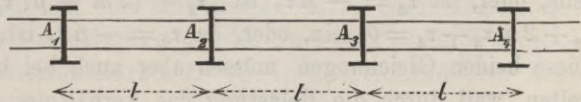


$$35. \begin{cases} M_1 = M_1 + \frac{2EJ_1}{l} (2\tau_1 + \tau_2), \\ M_2 = M_2 - \frac{2EJ_1}{l} (\tau_1 + 2\tau_2), \end{cases}$$

wenn noch J_1 das Trägheitsmoment gegen eine horizontale Schweraxe bezeichnet (siehe z. B. „Aeusserer Kräfte gerader Träger“, II. Aufl., S. 56).

Sind nun τ_1, τ_2, τ_3 die Winkel, welche die Tangente eines kontinuierlichen Trägers an drei auf ein-

Fig. 233.



einander folgenden Stützen A_1, A_2, A_3 (Fig. 233) mit der ursprünglichen Axe bilden, M_2'', M_2' die Momente an der mittleren Stütze A_2 auf

der linken und rechten Seite derselben, \mathfrak{M}_2'' , \mathfrak{M}_2' dieselben Momente, welche hier entstehen würden, wenn der Träger an allen drei Stützen horizontal eingespannt, also $\tau_1 = \tau_2 = \tau_3 = 0$ wäre, so ist nach den vorigen Formeln

$$36. \quad \begin{cases} M_2'' = \mathfrak{M}_2'' - \frac{2EJ_1}{l} (\tau_1 + 2\tau_2), \\ M_2' = \mathfrak{M}_2' + \frac{2EJ_1}{l} (2\tau_2 + \tau_3). \end{cases}$$

Bei den frei auf Stützen ruhenden kontinuierlichen Trägern ist $M_2'' = M_2'$. Hier dagegen ist dies nicht der Fall. Der Winkel τ_2 ist derjenige, um welchen sich der Querträger A_2 verdrehen muss. Diese Verdrehung ist dem auf diesen Querträger wirkenden Momente $M_2'' - M_2'$ proportional, so dass wir

$$37. \quad M_2'' - M_2' = A\tau_2$$

setzen können. Führen wir für M_2'' , M_2' die vorigen Ausdrücke ein und setzen noch zur Abkürzung

$$2 + \frac{Al}{4EJ_1} = m, \quad \frac{l}{2EJ} = \varepsilon,$$

so erhalten wir

$$38. \quad \tau_1 + 2m\tau_2 + \tau_3 = \varepsilon(\mathfrak{M}_2'' - \mathfrak{M}_2').$$

Indem man diese Gleichung für jede Kombination zweier auf einander folgender Felder anwendet, erhält man für den Winkel τ so viele Gleichungen, als unbekannt Winkel vorhanden sind. Wir wollen nun speziell unendlich viele Felder voraussetzen.

a) Mittelfeld. Wir setzen jetzt speziell ein mittleres Feld voraus. Für links vom belasteten Felde liegende Felder wird dann $\tau_{n-2} + 2m\tau_{n-1} + \tau_n = 0$. Bei unendlich vielen Feldern muss sich hiernach das Verhältniss zweier auf einander folgender Winkel konstant ergeben. Wir bezeichnen dasselbe mit $-\mu$. Alsdann wird $\tau_{n-1} = -\mu\tau_{n-2}$, $\tau_n = -\mu\tau_{n-1}$, mithin $1 - 2m\mu + \mu^2 = 0$ und hiernach

$$39. \quad \mu = m + \sqrt{m^2 - 1}.$$

Ist nun (Fig. 233) das Feld A_2A_3 belastet, so gibt die Gleichung 38:

$$\begin{aligned} \tau_1 + 2m\tau_2 + \tau_3 &= -\varepsilon\mathfrak{M}' \\ \tau_2 + 2m\tau_2 + \tau_3 &= +\varepsilon\mathfrak{M}'' \end{aligned}$$

Wenn das Feld A_2A_3 auch unbelastet wäre, so würde $\tau_1 + 2m\tau_1 + \tau_3 = 0$ sein, oder, da $\tau_3 = -\mu\tau_2$ ist, $\tau_1 + (2m - \mu)\tau_2 = 0$. Ebenso würde $\tau_2 + 2m\tau_3 + \tau_4 = 0$ sein, oder, da $\tau_2 = -\mu\tau_3$ ist, $(2m - \mu)\tau_3 + \tau_4 = 0$. Diese beiden Gleichungen müssen aber auch bei belastetem Felde A_2A_3 gelten, weil durch die Belastung das Verhältniss $-\mu$ von τ_2 zu τ_1 und von τ_3 zu τ_4 nicht geändert wird. Durch die Subtraktion dieser Gleichungen von den vorigen erhält man:

$$40. \quad \begin{cases} \mu \tau_2 + \tau_3 = -\varepsilon \mathfrak{M}', \\ \tau_2 + \mu \tau_3 = +\varepsilon \mathfrak{M}'' \end{cases}$$

Die Auflösung gibt

$$41. \quad \tau_2 = -\frac{\varepsilon}{\mu^2 - 1} (\mu \mathfrak{M}' + \mathfrak{M}''), \quad \tau_3 = +\frac{\varepsilon}{\mu^2 - 1} (\mathfrak{M}' + \mu \mathfrak{M}'').$$

Ist nun das betreffende Feld durch eine Einzellast G belastet, welche von der linken und rechten Stütze den Abstand ξ , ξ_1 hat, so ergibt sich durch die besondere Untersuchung des horizontal eingespannten Stabes (z. B. „Aeusserer Kräfte gerader Träger“, II. Aufl., S. 57):

$$\mathfrak{M}' = -G \frac{\xi \xi_1^2}{l^2}, \quad \mathfrak{M}'' = -G \frac{\xi^2 \xi_1}{l^2}. \quad \text{Daher wird } \tau_1 = -\frac{\tau_2}{\mu} \text{ und}$$

$$42. \quad \tau_2 = +\frac{\varepsilon}{\mu^2 - 1} \frac{G \xi \xi_1 (\xi + \mu \xi_1)}{l^2}, \quad \tau_3 = -\frac{\varepsilon}{\mu^2 - 1} \frac{G \xi \xi_1 (\mu \xi + \xi_1)}{l^2}.$$

Wir haben nun noch den auf den Querträger A_2 wirkenden Druck D zu bestimmen. Sind die Momente bei A_1 , A_2 , A_3 auf der linken und rechten Seite der Stütze bezüglich M_1'' , M_1' , M_2'' , M_2' , M_3'' , M_3' , die neben der Stütze A_2 auf der linken und rechten Seite wirkenden Transversalkräfte Q'' , Q' , so wird $Q'' l = M_2'' - M_1'$, $Q' l = G \xi_1 + M_3'' - M_2'$, daher $D l = (Q' - Q'') l = G \xi_1 + M_1' - M_2'' - M_2' + M_3''$. Nun aber wird den Ausdrücken 36 entsprechend,

$$M_1' l^2 = +2EJ_1 l (2\tau_1 + \tau_2), \quad M_2' l^2 = -G \xi \xi_1^2 + 2EJ_1 l (2\tau_2 + \tau_3), \\ M_2'' l^2 = -2EJ_1 l (\tau_1 + 2\tau_2), \quad M_3'' l^2 = -G \xi^2 \xi_1 - 2EJ_1 l (\tau_2 + 2\tau_3).$$

Dies in den vorigen Ausdruck für D eingesetzt, gibt

$$43. \quad D = G \frac{\xi_1}{l} \left[1 + \frac{\xi (\xi_1 - \xi)}{l^2} \right] + \frac{6EJ_1}{l^2} (\tau_1 - \tau_3)$$

oder, wenn man die obigen Ausdrücke für τ_1 und τ_2 einsetzt,

$$44. \quad D = G \frac{\xi_1}{l} \left[1 + \frac{\xi (\xi_1 - \xi)}{l^2} + \frac{3\xi^2}{\mu l^2} \right].$$

Für den Druck D_1 auf die Stütze A_1 wird, der Formel 43 entsprechend, $D_1 l = 6EJ_1 (\tau_0 - \tau_3)$, oder, da $\mu \tau_0 = -\tau_1$, $\tau_2 = -\mu \tau_1$, $6EJ_1 \varepsilon = 3l$ ist, $D_1 = \frac{3(\mu^2 - 1)\tau_1}{\varepsilon \mu l} = -\frac{3(\mu^2 - 1)\tau_2}{\varepsilon \mu^2 l}$, d. i.

$$45. \quad D_1 = -\frac{3G \xi \xi_1 (\xi + \mu \xi_1)}{\mu^2 l^3}.$$

Ganz allgemein wird nun für die nicht belasteten Felder $\mu D_{n-1} = -D_n$.

Es erübrigt jetzt noch, den Koeffizienten A der Formel 37 zu bestimmen. Wir wollen uns auf eine eingeleisige Brücke beschränken; bei dieser wird die horizontale Ausbiegung y jedes Gurtes an einem Zwischenträger, wenn hier eine Horizontalkraft H wirkt, entsprechend dem Ausdrücke 23:

$$y = \frac{a^2(3b - 4a)H}{3EJ'}.$$

Nun aber ist $h\tau_2 = 2y$ und, da $Hh = M_2'' = M_2'$ ist, nach Formel 37:

$$46. \quad A = \frac{3EJ'h^2}{2a^2(3b - 4a)}$$

und dementsprechend der Koeffizient m :

$$47. \quad m = 2 + \frac{3J'lh^2}{8J_1 a^2(3b - 4a)}$$

Wegen der Kleinheit von J' gegen J_1 wird m von 2 nur wenig abweichen. Es ergibt sich etwa $m = 2,002$ bis $2,010$. Für $m = 2$, d. i. bei Vernachlässigung des Torsionswiderstandes der Querträger aber wird $\mu = 2 + \sqrt{3} = 3,732$, $\frac{1}{\mu} = 2 - \sqrt{3} = 0,268$. Die Formeln 44 und 45 gehen dadurch über in

$$48. \quad \begin{cases} D = G \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) \left(1 + \frac{\xi}{l} - 1,196 \frac{\xi^2}{l^2}\right) \\ D_1 = -0,802 G \frac{\xi}{l} \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) \left(1 - 0,732 \frac{\xi}{l}\right). \end{cases}$$

Die erste dieser Formeln ist in Uebereinstimmung mit Formel 8, S. 173.

Die Maximalspannung N in einem beliebigen Querschnitte ist nun, entsprechend der Formel 32: $N = \frac{Dhz}{2J} + \frac{H\beta z}{J'} = \frac{Dhz}{2J} + \frac{A\tau_2\beta z}{J'h}$. Für $m = 2$ ergibt sich

$$49. \quad N = \frac{Gzh\xi_1}{2Jl} \left[1 + \frac{\xi}{l} - 1,196 \frac{\xi^2}{l^2} + \varphi \frac{\xi}{l} \left(1 - 0,732 \frac{\xi}{l} \right) \right],$$

wenn man zur Abkürzung

$$\varphi = 0,432 \frac{Jl^2\beta}{J_1 a^2(3b - 4a)}$$

setzt. Liegt die Last G nicht im Felde A_2A_3 , sondern im Felde A_1A_2 , so kehrt sich das Vorzeichen im Gliede mit φ um und ξ und ξ_1 sind zu vertauschen. Liegt die Last ferner im Felde A_3A_4 , so ergibt sich leicht für $m = 2$:

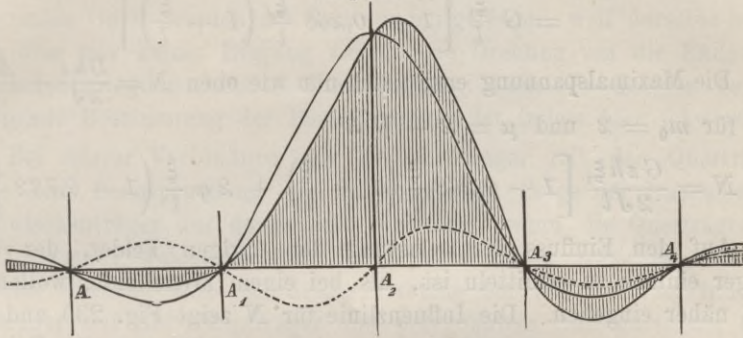
$$50. \quad N = 0,402 \frac{Gzh\xi_1}{Jl^2} \left(1 - 0,732 \frac{\xi}{l} \right) \left(1 + 0,618 \varphi \right).$$

Bei der Belastung des nächsten n^{ten} Feldes ist dieser Ausdruck mit $\left(-\frac{1}{\mu}\right)^n$ zu multipliciren. Es genügt indess, nur die Belastung der beiden, neben dem fraglichen Querträger liegenden Felder in Betracht zu ziehen.

Der Koeffizient φ liegt etwa zwischen 0,14 und 1,2. Für $\varphi = 1$ ist in Fig. 234 die Influenzlinie für N dargestellt; die ausgezogene Linie gibt den Einfluss der Vertikalkräfte, die punktirte Linie den der Horizontalkräfte und die schraffierte Fläche die Summe beider Einflüsse. Bei einer Belastung durch drei gleiche Raddrücke mit dem Achsstand a muss hiernach für $\varphi = 1$ und für $a = 0,1l, 0,2l, 0,3l, 0,4l$ das mittlere Rad

um 0,17l, 0,15l, 0,12l, 0,09l rechts von dem Querträger A_2 liegen, damit N zum Maximum wird. Dieses Maximum wird bezüglich um 6,6 4,5 2,9 1,8 Prozent grösser, als ohne Rücksicht auf die horizontale Ausbiegung der Gurte des Querträgers.

Fig. 234.



b) Endfeld. Den Gleichungen 36 entsprechend wird, wenn man dem ersten Querträger den Index 0 gibt,

$$M_0' = \mathfrak{M}' + \frac{2EJ_1}{l} (2\tau_0 + \tau_1) = -A\tau_0,$$

also

$$51. \quad m_0\tau_0 + \tau_1 = -\varepsilon\mathfrak{M}',$$

wenn man wieder zur Abkürzung

$$2 + \frac{Al}{2EJ_1} = m_0, \quad \frac{l}{2EJ_1} = \varepsilon$$

setzt. Für die beiden ersten Felder ergibt sich wie oben, wenn nur das erste Feld belastet ist,

$$\tau_0 + 2m\tau_1 + \tau_2 = \varepsilon\mathfrak{M}''.$$

Wäre das erste Feld nicht belastet, so würde $\tau_0 = -\mu\tau_1$ sein, also $(2m - \mu)\tau_1 + \tau_2 = 0$. Da nun aber das Verhältnis von τ_1 zu τ_2 durch die Belastung des ersten Feldes nicht geändert wird, so bleibt diese Gleichung auch noch gültig, wenn das erste Feld belastet ist. Die Subtraktion von der vorigen Gleichung gibt

$$52. \quad \tau_0 + \mu\tau_1 = \varepsilon\mathfrak{M}''.$$

Die Auflösung dieser und der Gleichung 51 gibt

$$\tau_0 = -\frac{\varepsilon(\mu\mathfrak{M}' + \mathfrak{M}'')}{\mu m_0 - 1} = +\frac{\varepsilon}{\mu m_0 - 1} \frac{G\xi\xi_1(\xi + \mu\xi_1)}{l^2},$$

$$\tau_1 = +\frac{\varepsilon(\mathfrak{M}' + m_0\mathfrak{M}'')}{\mu m_0 - 1} + -\frac{\varepsilon}{\mu m_0 - 1} \frac{G\xi\xi_1(m_0\xi + \xi_1)}{l^2}.$$

Es ergibt sich nun weiter

$$53. \quad D_0 = G\frac{\xi_1}{l} + \frac{M_1' - M_0''}{l} = G\frac{\xi_1}{l} \left[1 + \frac{\xi(\xi_1 - \xi)}{l^2} \right] - \frac{6EJ_1}{l^2} (\tau_0 + \tau_1).$$

Setzen wir annähernd $m_0 = 2$, $\mu = 2 + \sqrt{3} = 3,732$, so erhält man durch Einsetzung der Ausdrücke für τ_0, τ_1 :

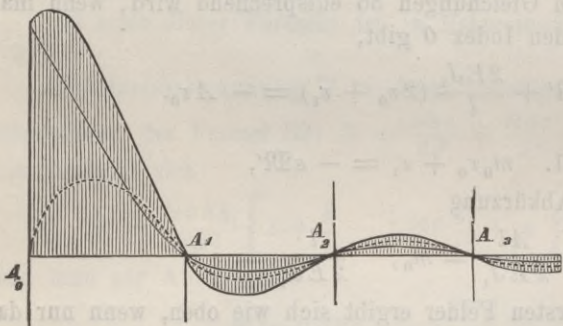
$$54. \quad D_0 = G \frac{\xi_1}{l} \left[1 - (2 - \sqrt{3}) \frac{\xi}{l} \left(1 + \frac{\xi}{l} \right) \right] \\ = G \frac{\xi_1}{l} \left[1 - 0,268 \frac{\xi}{l} \left(1 + \frac{\xi}{l} \right) \right].$$

Die Maximalspannung ergibt sich nun wie oben $N = \frac{D h z}{2J} + \frac{A \tau_0 \beta z}{J' h}$, d. i. für $m_0 = 2$ und $\mu = 2 + \sqrt{3}$

$$55. \quad N = \frac{G z h \xi_1}{2J l} \left[1 - 0,268 \frac{\xi}{l} \left(1 + \frac{\xi}{l} \right) \right] + 2 \varphi \frac{\xi}{l} \left(1 - 0,732 \frac{\xi}{l} \right).$$

Auf den Einfluss der Belastung der übrigen Felder, der etwas weniger einfach zu ermitteln ist, als bei einem Mittelfelde, wollen wir nicht näher eingehen. Die Influenzlinie für N zeigt Fig. 235 und zwar

Fig. 235.



für $\varphi = 1$. Bei einer Belastung durch drei gleiche Raddrücke mit dem Achsstande a wird hiernach das Maximum von N für $a = 0,1l, 0,2l, 0,3l, 0,4l$ bezüglich um 16, 22, 19, 8 Prozent grösser, als ohne Rücksicht auf die horizontale Ausbiegung.

Wir hatten bisher angenommen, dass sich die Axen der Quer- und Zwischenträger schneiden. Liegt dagegen die Axe der Zwischenträger um d über der Axe der Querträger, so werden die durch die Horizontalkräfte entstehenden Spannungen im Querträger nahezu im Untergurte auf das $1 + \frac{2d}{h}$, im Obergurte auf das $1 - \frac{2d}{h}$ fache gegenüber den für centrische Axen entstehenden Spannungen geändert, vorausgesetzt, dass die Symmetrieaxe des Querschnittes der Querträger auch bei der Deformation senkrecht auf der Axe der Zwischenträger bleibt. Die Erfüllung dieser Annahme ist von der Art der Verbindung der Quer- und Zwischenträger abhängig und jedenfalls in dem Falle, wo die Zwischenträger auf dem Querträger liegen, nicht ganz zutreffend.

Ausser der horizontalen Ausbiegung der Gurte der Querträger entsteht noch eine eigentliche Torsion derselben. Eine genaue Bestimmung der hierdurch hervorgerufenen Schubspannungen ist zwar nicht möglich, jedoch zeigt eine Näherungsbestimmung, dass diese Schubspannungen in Kombination mit den oben bestimmten Biegungs- oder Normalspannungen

Hauptspannungen erzeugen, welche nicht wesentlich grösser als die Biegungsspannungen sind.

Haben die Querträger einen geraden und einen gekrümmten oder polygonalen Gurt, so bleiben die im geraden Gurte entstehenden Biegungsspannungen dieselben, wie bei parallelen Gurten. Im gekrümmten oder polygonalen Gurte werden die Spannungen geringer, weil derselbe bereits durch eine mit keiner Biegung verbundene Drehung um die Endpunkte eine Seitenbewegung zulässt. Eine genaue, auch die Torsion berücksichtigende Bestimmung der Beanspruchung ist indess hier schwierig.

Bei starrer Verbindung der Zwischenträger mit den Querträgern würde eine Beanspruchung der Querträger in Folge der Durchbiegung der Zwischenträger nur dann nicht eintreten, wenn die Querträger um eine Längsaxe, welche die Axe der Zwischenträger schneidet, drehbar gemacht würden, eine Anordnung, welche bei freier Auflagerung der Querträger auf die Hauptträger und polygonalem Untergurte der Querträger leicht möglich ist.

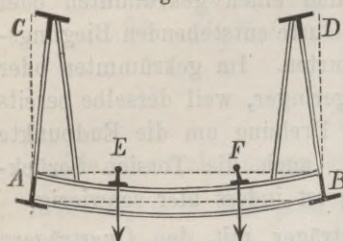
Bei freier Auflagerung der Zwischenträger lässt die Reibung im Allgemeinen keine vollständige Beseitigung der fraglichen Beanspruchung der Querträger zu. Diese vollständige Beseitigung tritt nur dann ein, wenn die Lagerflächen in der neutralen Schicht der Zwischenträger liegen, so dass bei einer Durchbiegung derselben keine Verschiebung der Lagerpunkte eintritt. Wenn überhaupt eine freie Auflagerung der Zwischenträger auf die Querträger gewählt wird, so würde die genannte Anordnung, deren Durchführung auf keine Schwierigkeiten stösst, als zweckmässig zu bezeichnen sein.

§. 94. Beanspruchungsweise der Querträger als einfache und eingespannte Träger. Wir haben bisher die Querträger immer als einfache Träger angesehen, und zwar aus dem Grunde, weil sich nur unter dieser Annahme einfache Regeln für die Beanspruchungsweise und das Gewicht aufstellen lassen. Im Allgemeinen aber sind die Querträger weder einfache, d. h. frei aufliegende, noch starr eingespannte Träger; sie befinden sich vielmehr im Allgemeinen in einem mittleren Zustande, den wir im Folgenden etwas näher untersuchen wollen. Wir haben hierbei verschiedene Konstruktionen zu unterscheiden.

1. Beanspruchung als einfache Träger. Als einfacher oder frei aufliegender Träger wird ein Querträger in zwei Fällen beansprucht, nämlich *a*) wenn derselbe gelenkartig mit den Hauptträgern verbunden ist (vergl. §. 85) und *b*) auch bei fest mit den Hauptträgern verbundenen Querträgern, wenn letztere an einem geraden Untergurte liegen und über den Querträgern keine Querverbindung vorhanden ist, allerdings vollkommen nur bei einer gleichen Belastung aller Querträger, indem

sich hier der Hauptträger nahezu frei um die die Lager des Untergurtes verbindende Gerade dreht und der Durchbiegung des Querträgers folgt

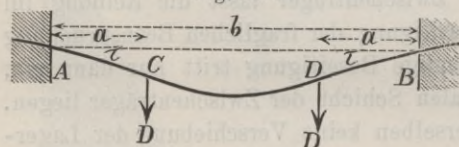
Fig. 236.



(Fig. 236). Als Auflagerpunkte kann man hier die Gurtmitten A und B ansehen. Bei ungleicher Belastung der Querträger, also auch ungleicher Durchbiegung derselben tritt eine Torsion der Untergurte und eine ungleiche seitliche Ausweichung der Obergurte ein, so dass hier die Querträger als schief eingespannte Träger wirken. Eine genauere Untersuchung ist wohl möglich, jedoch sehr umständlich. Man wird indess hier mit hinreichender Genauigkeit die Querträger als frei aufliegende Träger berechnen können.

2. Beanspruchung als schief eingespannte Träger. In jedem anderen Falle sind die Querträger als schief eingespannte Träger anzusehen.

Fig. 237.



In der hierüber zu führenden Untersuchung setzen wir die Spannweite AB (Fig. 237) $= b$ und das Moment an den Enden, symmetrische Anordnung vorausgesetzt, $= M_0$.

Bei horizontaler Einspannung sei das Moment an den Enden $= \mathfrak{M}_0$. Bei konstantem Querschnitte ist für irgend eine Einzellast D im Abstände x von A

$\mathfrak{M}_0 = -D \frac{x(b-x)^2}{b^2}$ und für die totale gleichmässige Belastung mit der Last q pro Längeneinheit $\mathfrak{M}_0 = -\frac{1}{12} q b^2$ (Theorie der Brücken, I. Heft, II. Aufl., S. 57). Daher wird bei einer eingleisigen Brücke, wenn die Lasten D im Abstände a von den Enden wirken, $\mathfrak{M}_0 = -D \frac{a(b-a)^2}{b^2}$

$= -D \frac{(b-a)^2}{b^2} - \frac{1}{12} q b^2$, d. i.

$$56. \quad \mathfrak{M}_0 = -D b \frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) - \frac{1}{12} q b^2.$$

Nach dieser Formel wird für eine zweigleisige Brücke, wenn man die Abstände der äusseren und inneren Schienen, resp. Zwischenträger von den Enden des Querträgers mit a und a_1 , bezeichnet,

$$57. \quad \mathfrak{M}_0 = -D b \left[\frac{a}{b} \left(1 - \frac{a}{b}\right) + \frac{a_1}{b} \left(1 - \frac{a_1}{b}\right) \right] - \frac{1}{12} q b^2.$$

Bei beliebig veränderlichem Querschnitte findet man \mathfrak{M}_0 durch die bekannte Bedingung $\int \frac{M dx}{I} = 0$.

Es wird sich nun hauptsächlich darum handeln, das Moment M_0 zu bestimmen. Es kommt hierbei offenbar die Formänderung sämtlicher in einem Querschnitte der Brücke liegenden Theile in Betracht.

Wir wollen nun einzelne spezielle Fälle untersuchen.

§. 95. **Geschlossene Brücke mit voller gerader Querverbindung.** Wir setzen jetzt voraus, dass die Querträger zwischen den geraden Untergurten liegen (Fig. 238).

1. **Centrische Anordnung.** a) **Steife Vertikalen, einfache schlaaffe Diagonalen.** Es seien Vertikalen vorhanden, welche oben durch Querverbindungen verbunden sind. Wir setzen ferner zunächst voraus, dass die geneigten Gitterstäbe einer Biegung senkrecht zur Gitterwand keinen beachtenswerthen Widerstand bieten.

Denken wir uns den rechteckigen Rahmen in der Mitte der horizontalen Theile durchschnitten und behalten wir nur den linken Theil (Fig. 239) bei, so haben wir die beiden gleichen, aber entgegengesetzten Kräfte H anzubringen; der Abstand der auf die obere Querverbindung wirkenden Kraft von V sei $= e$.

Wir gehen hier wieder von den Formeln 35 (S. 187) aus; nach denselben ist für einen Stab mit der Länge l und dem Trägheitsmomente I des Querschnittes

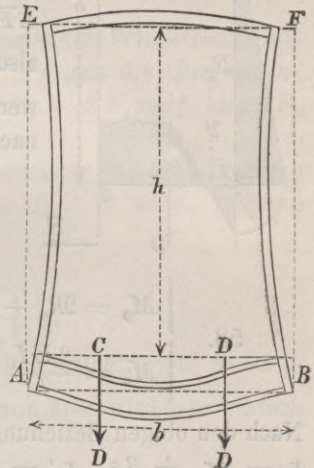
$$a. \quad \begin{cases} M_1 = \mathfrak{M}_1 + \frac{2EI}{l} (2\tau_1 - \tau_2), \\ M_2 = \mathfrak{M}_2 + \frac{2EI}{l} (2\tau_2 - \tau_1). \end{cases}$$

Die Winkel τ_1, τ_2 , welche die Tangenten der deformirten Axe an den Enden mit der Sehne bilden und welche wir Ausschlagwinkel nennen, sind hierbei mit gleichen Vorzeichen angenommen, wenn der Stab an beiden Enden nach derselben Seite ausschlägt.

Wir bezeichnen nun die Ausschlagwinkel des Querträgers AB (Fig. 238) mit τ_0 , den Ausschlagwinkel von AE bei A und E mit τ_0', τ_2' und die Ausschlagwinkel von EF mit τ_2 , sowie den Winkel, welchen die Sehne AE nach der Deformation mit der Vertikalen bildet (bei einer Verkürzung von EF als positiv angenommen), mit ε . Die Tangenten der deformirten Axen in A und E müssen, wenn wir eine starre Verbindung voraussetzen, auf einander senkrecht stehen; daher erhalten wir die Beziehungen

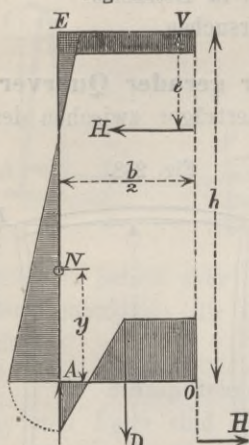
$$\tau_0' = \tau_0 - \varepsilon, \quad \tau_2' = \tau_2 + \varepsilon.$$

Fig. 238.



Wir bezeichnen nun ferner die Querschnittsfläche der oberen Quer-
verbindung mit F_2 , die Trägheitsmomente der Querschnitte des Quer-
trägers, der Vertikalen und der Querverbindung

Fig. 239.



bezüglich mit I, I_1, I_2 , ferner die Momente, welche
auf die Stäbe in A und E wirken, mit M_0, M_2 ,
wobei wir nach aussen krümmende Momente als
positiv annehmen.

Die Verkürzung der Querverbindung EF ist
 $\frac{Hb}{EF_2}$, oder, da $M_0 = -H(h-e) = -Hh + M_2$,
also $H = \frac{M_2 - M_0}{h}$ ist, $= \frac{(M_2 - M_0)b}{EF_2 h}$; daher ist,
wenn wir Längenänderung des Querträgers ver-
nachlässigen,

$$\varepsilon = \frac{(M_2 - M_0)b}{2EF_2 h^2}.$$

Nach den Gleichungen a wird nun

$$58. \quad \begin{cases} M_0 = \mathfrak{M}_0 + \frac{2EI}{b} \tau_0, & M_2 = \frac{2EI_2}{b} \tau_2, \\ M_0 = \frac{2EI_1}{h} (\tau_2' - 2\tau_0'), & M_2 = \frac{2EI_1}{h} (\tau_0' - 2\tau_2'). \end{cases}$$

Nach den obigen Beziehungen zwischen $\tau_0, \tau', \tau_2, \tau_2'$ wird $\tau_2' - 2\tau_0' =$
 $\tau_2 - 2\tau_0 + 3\varepsilon$, $\tau_0' - 2\tau_2' = \tau_0 - 2\tau_2 - 3\varepsilon$. Setzt man dies ein
und eliminirt man hierauf aus den beiden unteren Gleichungen einmal
 ε , sodann τ_0 , so erhält man

$$M_0 + M_2 = -\frac{2EI_1}{h} (\tau_0 + \tau_2), \quad M_0 + 2M_2 = -\frac{6EI_1}{h} (\tau_2 + \varepsilon).$$

Setzt man für τ_0, τ_2 die Ausdrücke aus den beiden oberen der Gleichungen
58. und für ε obigen Ausdruck, so erhält man die Gleichungen

$$59. \quad \begin{cases} M_0 \left(\frac{b}{I} + \frac{h}{I_1} \right) + M_2 \left(\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) = \mathfrak{M}_0 \frac{b}{I}, \\ M_0 \left(\frac{h}{3I_1} - \frac{b}{F_2 h^2} \right) + M_2 \left(\frac{2h}{3I_1} + \frac{b}{I_2} + \frac{b}{F_2 h^2} \right) = 0. \end{cases}$$

Hiernach lassen sich M_0 und M_2 in verschiedener Form aus-
drücken. Die direkte Auflösung gibt

$$60. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{\frac{b}{I} \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{3b}{I_2} + \frac{3b}{F_2 h^2} \right)}{\left(\frac{b}{I} + \frac{h}{I_1} \right) \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{3b}{I_2} + \frac{3b}{F_2 h^2} \right) - \left(\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) \left(\frac{h}{I_1} - \frac{3b}{F_2 h^2} \right)}.$$

In der Regel wird man die Glieder mit $F_2 h^2$ vernachlässigen können.
Alsdann aber wird

$$61. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{\frac{I}{I_2} + \frac{2Ih}{3I_1b}}{\frac{I}{I_2} + \frac{2Ih}{3I_1b} + \frac{2Ih}{3I_1b} \left(\frac{I}{I_2} + \frac{Ih}{2I_1b} \right)}.$$

Da $\frac{I}{I_2} + \frac{2Ih}{3I_1b}$ von $\frac{I}{I_2} + \frac{1}{2} \frac{Ih}{I_1b}$ nicht sehr viel abweicht, so ergibt sich als roher Näherungswert

$$61a. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Ih}{3I_1b}}.$$

Sind zwischen den oberen Querverbindungen steife Windstreben mit dem Querschnitte F_3 und dem Neigungswinkel β gegen die Querverbindungen vorhanden, so ergibt sich leicht, dass $F_2 + 2F_3 \cos \beta$ statt F_2 zu setzen ist.

Ist der Riegel nicht starr, sondern scharnierartig mit den Trägern verbunden, so ist der Erfolg derselbe, als wenn $I_2 = 0$ wäre. Alsdann aber wird

$$62. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{2Ih}{3I_1b} + \frac{I}{F_2 h^2}}.$$

Wenn die obere Querverbindung sehr stark konstruiert ist, so kann man annähernd $\frac{1}{I_2} = 0$, $\frac{1}{F_2} = 0$ setzen; alsdann aber wird sehr einfach

$$63. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{1Ih}{2I_1b}}.$$

b) Steife Vertikalen, doppelte schlaaffe Diagonalen. Wenn die Gitterträger Doppelträger, d. h. Träger mit zwei Wänden von schlaffen Diagonalen mit dazwischen liegenden steifen Druckstäben sind, so bedürfen die Formeln einer Korrektur, weil hier auch die ungleiche Ausdehnung der Diagonalen auf beiden Seiten in Frage kommt. Die relative Längenänderung einer inneren Diagonale ist bei dem Neigungswinkel α der Diagonalen gegen die Vertikalen und dem Abstände d beider Diagonalen um $\frac{d(\tau_0 + \tau_2) \sec \alpha}{2h \sec \alpha} = \frac{d(\tau_0 + \tau_2)}{2h}$ grösser, die einer äusseren Diagonale ist um ebenso viel kleiner, als die mittlere Längenänderung. In Folge dessen entsteht bei der Querschnittsfläche f beider Diagonalen ein um die Gurtaxe drehendes Moment $m = 2Ef_2 \frac{d(\tau_0 + \tau_2)}{2h} \cos \alpha \cdot \frac{d}{2}$, d. i.

$$64. \quad m = \frac{1}{4h} Efd^2(\tau_0 + \tau_2) \cos \alpha.$$

Bezeichnet man nun die Momente in den Endquerschnitten einer Vertikale mit M_0' , M_2' , so wird $M_0' = M_0 + m$, $M_2' = M_2 + m$. In den unteren der Gleichungen 58. ist daher $M_0 + m$ statt M_0 , $M_2 + m$ statt M_2 zu setzen. Die weitere Durchführung gibt alsdann, wenn man zur

zent von \mathfrak{M}_0 betragen kann, so dass es nie zulässig erscheint, den Querträger als horizontal eingespannt anzusehen oder $M_0 = \mathfrak{M}_0$ zu setzen.

2. **Excentrische Anordnung.** In vorstehender Untersuchung wurde vorausgesetzt, dass die Schwerpunktsachsen der Gurt- und Gitterstäbe in einer Ebene liegen. Wenn die Gitterstäbe seitlich an den Gurten angebracht sind, so werden sie indess schon in Folge ihrer Beanspruchung auf Zug und Druck auch gebogen. Es ist leicht, die geführte Untersuchung für diesen Fall zu modifiziren. Es seien zunächst aussen liegende gedrückte Stäbe und innen liegende gezogene Stäbe vorhanden; P_1, P_2 seien die Vertikalkomponenten der Spannung derselben, I_1 die Summe der Trägheitsmomente der Querschnitte derselben multipliziert mit $\cos^3 \alpha$ und a_1 und a_2 die Abstände der Schwerpunkte der Querschnitte von der mittleren Vertikalebene der Träger. Alsdann ist in der vorigen Untersuchung das Moment in den Vertikalen um $P_1 a_1 + P_2 a_2$ zu vermindern. Auf der rechten Seite der Gleichungen 59. kommt alsdann bezüglich das Glied $2(P_1 a_1 + P_2 a_2) \frac{h}{I_1}$ und $(P_1 a_1 + P_2 a_2) \frac{h}{I_1}$ hinzu. Hierdurch ergibt sich, dass die Formeln 60 bis 63 zur Berechnung von M_0 benützt werden können, wenn man

$$66. \quad \mathfrak{M}_0' = \mathfrak{M}_0 - (P_1 a_1 + P_2 a_2) \frac{\frac{I}{I_2} + \frac{Ih}{3I_1 b} + \frac{2I}{F_2 h^2}}{\frac{I}{I_2} + \frac{2Ih}{3I_1 b} + \frac{I}{F_2 h^2}} \frac{Ih}{I_1 b}$$

für \mathfrak{M}_0 setzt. Ist $F_2 h^2$ und I_2 sehr gross, so wird wesentlich einfacher

$$67. \quad \mathfrak{M}_0' = \mathfrak{M}_0 - \frac{1}{2} \frac{Ih}{I_1 b} (P_1 a_1 + P_2 a_2).$$

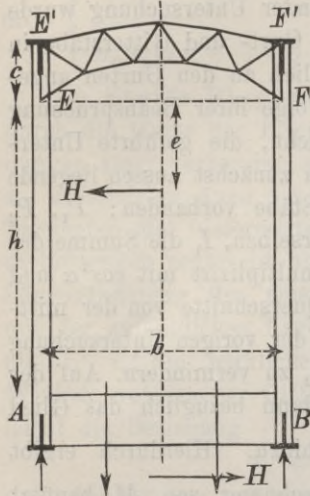
Setzt man dies in Formel 60 bis 63 ein, so ergibt sich M_0 um $0,7(P_1 a_1 + P_2 a_2)$ bis $1,2(P_1 a_1 + P_2 a_2)$, durchschnittlich also um $P_1 a_1 + P_2 a_2$ grösser oder kleiner als bei centrischer Befestigung.

Liegen dagegen die gedrückten Stäbe innen, die gezogenen aussen, so ist das Vorzeichen von $P_1 a_1 + P_2 a_2$ umzukehren. Hierbei ist zu beachten, dass \mathfrak{M}_0 und M_0 negativ ist; es wird demnach M_0 bei aussen liegenden Druck- und innen liegenden Zugstäben vergrössert, bei aussen liegenden Zug- und innen liegenden Druckstäben dagegen vermindert. Der Einfluss dieses Umstandes ist im Allgemeinen nicht unbedeutend; an den Enden der Träger, wo P_1 und P_2 am grössten sind, kann M_0 selbst $= \mathfrak{M}_0$ werden, so dass der Querträger horizontal eingespannt erscheint, während in der Mitte der Träger, wo P_1 und P_2 am kleinsten sind, M_0 höchstens $= \frac{1}{2} \mathfrak{M}_0$ werden kann. Mit Rücksicht auf diesen Umstand erscheint es rathsam, die gedrückten Stäbe aussen, die gezogenen dagegen innen anzuordnen, falls eine excentrische Befestigung aus besonderen Gründen überhaupt beliebt wird.

§. 96. Geschlossene Brücke mit gegliederter Querverbindung.

Wir setzen jetzt voraus, dass die Querverbindung ein Stabsystem bilde, welches nach Bestimmung der von den Vertikalen ausgeübten Reaktionen statisch bestimmt ist (Fig. 240). Dasselbe schliesse in E, E' und F, F' an die Vertikalen mit gelenkartigen Verbindungen an. Die im Scheitelschnitte wirkende Horizontalkraft habe von E den Abstand e und erzeuge in E, E' die nach innen und aussen wirkenden Reaktionen H', H'' . Ist $EE' = c$, so ergibt das Gleichgewicht der drei Kräfte H, H', H'' :

Fig. 240.



$H' = H \frac{c + e}{c}, \quad H'' = H \frac{e}{c}.$

Es sei nun Δ, Δ' die Verschiebung der Punkte E und E' nach innen oder die halbe Längenänderung von EF und $E'F'$. Es sei ferner λ die Länge eines beliebigen Stabes, $\Delta\lambda$ seine Längenänderung, s die Spannung, welche dieser Stab annimmt, wenn in E und F eine nach innen gerichtete Kraft $= 1$ wirkt. Alsdann ist nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit $1 \cdot \Delta + 1 \cdot \Delta' = \sum s \Delta\lambda$, also $\Delta = \frac{1}{2} \sum s \Delta\lambda$, wobei sich die durch \sum angedeutete Summirung auf alle Theile der Querverbindung zu erstrecken hat. Ist S die Spannung des beliebigen Stabes, f seine Querschnittsfläche, so ist $\Delta\lambda = \frac{S\lambda}{Ef}$, mithin

$$68. \quad \Delta = \frac{1}{2E} \sum \frac{sS\lambda}{f}.$$

Dieselbe Formel gilt auch für Δ' , wenn s die Spannung bedeutet, welche eine in E' wirkende, nach aussen gerichtete Kraft 1 erzeugt. Um die Spannung S eines beliebigen Stabes zu bestimmen, hat man durch denselben einen Schnitt zu legen und das Moment der äusseren Kräfte für denjenigen Punkt zu bestimmen, in welchem sich die beiden anderen mitgeschnittenen Stäbe schneiden; diesen Punkt nennen wir den dem betreffenden Stabe konjugirten Punkt. Ist y der Abstand des konjugirten Punktes von EF und η der Abstand desselben vom zugehörigen Stabe, so ist $S = \frac{H(e + y)}{\eta}$; daher ist $\Delta\lambda = \frac{S\lambda}{Ef} = \frac{H(e + y)\lambda}{Ef\eta}$, $s = \frac{y}{\eta}$, mithin

$$69. \quad \Delta = \frac{H}{2E} \sum \frac{(e + y)y\lambda}{f\eta^2}.$$

In gleicher Weise ergibt sich

$$70. \quad \Delta' = \frac{H}{2E} \sum \frac{(e + y)(y - c)\lambda}{f\eta^2}.$$

Bezeichnet man den Winkel, um welchen sich EE' um E nach aussen dreht, mit τ_2 , so ist $\tau_2 c = \Delta - \Delta'$, daher

$$71. \quad \tau_2 = \frac{H}{2E} \sum \frac{(e+y)\lambda}{f\eta^2}.$$

1. Einfache schlaaffe Diagonalen. Hier wird $He = M_2$ und wenn man $AE = h$ setzt, $H(h-e) = M_0$, also $Hh = M_2 - M_0$, daher

$$72. \quad \begin{cases} \Delta = \frac{1}{2Eh} \left[M_2 h \Sigma \frac{y\lambda}{f\eta^2} + (M_2 - M_0) \Sigma \frac{y^2\lambda}{f\eta^2} \right], \\ \tau_2 = \frac{1}{2Eh} \left[M_2 h \Sigma \frac{\lambda}{f\eta^2} + (M_2 - M_0) \Sigma \frac{y\lambda}{f\eta^2} \right]. \end{cases}$$

Ist der Ausschlagwinkel des Stabes EE' bei $E = \tau_2''$, ferner der Ausschlagwinkel des Stabes AE bei A und $E = \tau_0$ und τ_2' , so wird

$$73. \quad \begin{cases} M_0 = \mathfrak{M}_0 + \frac{2EI}{b} \tau_0, & M_2 = \frac{3EI}{c} \tau_2'', \\ M_0 = \frac{2EI}{h} (\tau_2' - 2\tau_0'), & M_2 = \frac{2EI}{h} (\tau_0' - 2\tau_2'). \end{cases}$$

Nun aber ist

$$\tau_0' = \tau_0 - \varepsilon, \quad \tau_2' = \tau_2 + \tau_2'' + \varepsilon.$$

Setzt man dies in die beiden unteren der vorigen Gleichungen ein und eliminirt einmal ε und einmal τ_0 , so erhält man

$$74. \quad \begin{cases} M_0 + M_2 = -\frac{2EI}{h} (\tau_0 + \tau_2 + \tau_2''), \\ M_0 + 2M_2 = -\frac{6EI}{h} (\tau_2 + \tau_2'' + \varepsilon). \end{cases}$$

In diese Gleichungen ist τ_0 und τ_2'' aus den ersten der Gleichungen 72., ferner τ_2 aus der Gleichung 71. und endlich $\varepsilon = \frac{\Delta}{h}$, hierbei Δ aus Gleichung 69a. zu substituiren.

Ist der Querträger vollwandig, aber ohne konstanten Querschnitt, so ist statt der ersten oberen der Gleichungen 73. zu setzen

$$75. \quad \tau_0 = \frac{M_0 - \mathfrak{M}_0}{E} \int_0^{\frac{b}{2}} \frac{dx}{I}.$$

Ist auch der Querträger durchbrochen, so ist derselbe in gleicher Weise zu behandeln, wie die Querverbindung.

Wenn in den Punkten E' , F' steife Windstreben angeordnet sind, so wird, wenn man die in Richtung von $E'F'$ fallende Resultante der Spannungen derselben mit H''' bezeichnet,

$$M_2 = He - H'''e, \quad M_0 = H(h-e) + H'''(h+e).$$

H''' bestimmt sich dadurch, dass A' einmal durch die Formel 70., sodann durch die Beziehung $A' = \frac{H''' b \sec \beta}{4 E F_3}$ bestimmt ist, wenn F_3 und β dieselbe Bedeutung, wie im vorigen Paragraphen haben. Hierdurch ergeben sich drei Gleichungen, mit Hilfe deren man H , H''' und He durch M_0 und M_2 ausdrücken kann. Diese Ausdrücke für H und He sind in die Gleichungen 69. und 71. zu substituieren. Alles übrige bleibt wie vorhin.

Ist der Obergurt $E'F'$ gerade (Fig. 241), so ist der Querschnitt des Obergurtes einfach um $2F_3 \cos \beta$ zu vergrößern.

2. Doppelte schlaaffe Diagonalen. Bezeichnet man das Moment für den dicht über dem Querträger liegenden Querschnitt der Vertikalen mit M_0' , so ist in den Gleichungen 74. M_0' für M_0 zu setzen. Ist, wie in §. 95, m das Moment der Spannungen der Diagonalen des Hauptträgers für die Axe der Gurte der Hauptträger, τ_2'''' der Ausschlagwinkel der Vertikalen in E' , so wird statt der Formel 64.:

$$76. \quad m = \frac{Efd^2(\tau_0 + \tau_2 - \tau_2'''') \cos \alpha}{4(h+c)}$$

Es wird nun $M_0' = M_0 + m$, $He = M_2 - m$, $Hh = M_2 - M_0 - m$. Die Formeln 69. bis 71. bleiben gültig; nur ist hier

$$77. \quad H = \frac{M_2 - M_0 - m}{h}$$

zu setzen. Für das Stück EE' der Vertikalen mit den Ausschlagwinkeln τ_2'' und τ_2'''' in E und E' wird

$$M_2 c = 2 E I_1 (2\tau_2'' - \tau_2''''), \quad m c = 2 E I_1 (2\tau_2'''' - \tau_2'')$$

oder

$$78. \quad \tau_2'' = \frac{(2M_2 + m)c}{6 E I_1}, \quad \tau_2'''' = \frac{(M_2 + 2m)c}{6 E I_1}$$

Die Einsetzung der Ausdrücke für τ_0 , τ_2 , τ_2'' , τ_2'''' und ε in die Gleichungen 74. und 76. liefert drei Gleichungen zur Bestimmung der drei Unbekannten M_0 , M_2 , m .

Sind statt der Vertikalen steife Diagonalen vorhanden oder ist das Gitterwerk excentrisch angeordnet, so treten die im vorigen Paragraphen erörterten Modifikationen ein.

Beispiel. Wir behandeln das in Fig. 241 dargestellte Beispiel (Maasse in Decimetern). Es sei hierbei $I = 14$, $I_1 = 3$ Decim. und der Querschnitt der Gurte 0 26 und 15 = 0,3, der der Gitterstäbe = 0,15 □ Decim.

1. Einfache schlaaffe Diagonalen. Die Rechnungsergebnisse für die Querbindung sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Theil	Länge λ	Fläche f	Spannung S	$\frac{S\lambda}{f}$	Kraft 1 in E		Kraft 1 in E'	
					s	$\frac{sS\lambda}{f}$	s	$\frac{sS\lambda}{f}$
0 2	10	0,30	-1,67-0,104e	-55,6-3,47e	-1,67	93+5,8e	0	0
2 4	12	0,30	-2,00-0,125e	-80,0-5,00e	-2,00	160+10,0e	0	0
4 6	6	0,30	-2,00-0,125e	+40,0-2,50e	-2,00	80+5,0e	0	0
1 3	12	0,30	+1,00+0,125e	+40,0+5,00e	+1,00	40+5,0e	+1	40+5,0e
3 5	12	0,30	+1,00+0,125e	+40,0+5,00e	+1,00	40+5,0e	+1	40+5,0e
1 2	10	0,15	-1,67-0,104e	-111,1-6,94e	-1,67	185+11,6e	0	0
2 3	10	0,15	0	0	0	0	0	0
3 4	10	0,15	0	0	0	0	0	0
4 5	10	0,15	0	0	0	0	0	0
0 1	16	1,00	+1,33+0,083e	+21,3+1,33e	+1,53	28+1,8e	0	0
	Decim. □ Dec.		. H	. H		. H		. H

Demnach wird nach Formel 68., wenn wir, da E auf das Verhältniss von M_0 zu \mathfrak{M} , ohne Einfluss ist, $E = 1$ setzen,

$$A = (626 + 44,2e)H, \quad A' = (80 + 10,0e)H$$

Nun aber wird $He = M_2$, $Hh = M_2 - M_0$, d. i. $60H = M_2 - M_0$, daher

$$A = -10,4M_0 + 54,4M_2, \quad A' = -1,3M_0 + 11,3M_2,$$

$$\tau_2 = \frac{A \cdot A'}{16} = (34,1 + 2,14e)H = -0,57M_0 + 2,70M_2,$$

$$\varepsilon = \frac{A}{60} = (10,4 + 0,74e)H = -0,17M_0 + 0,91M_2.$$

Nach den Gleichungen 74. wird

$$M_0 + M_2 = -0,1(\tau_0 + \tau_2 + \tau_2''),$$

$$M_0 + 2M_2 = -0,3(\tau_2 + \tau_2'' + \varepsilon).$$

Hierin ist τ_2 und ε durch die eben aufgestellten Gleichungen bestimmt, während nach den oberen der Gleichungen 73. zu setzen ist:

$$\tau_0 = 1,71(M_0 - \mathfrak{M}_0), \quad \tau_2'' = 1,78M_2.$$

Durch Einsetzung erhält man

$$1,114M_0 + 1,448M_2 = 0,171\mathfrak{M}_0,$$

$$0,778M_0 + 3,617M_2 = 0.$$

Die Auflösung gibt

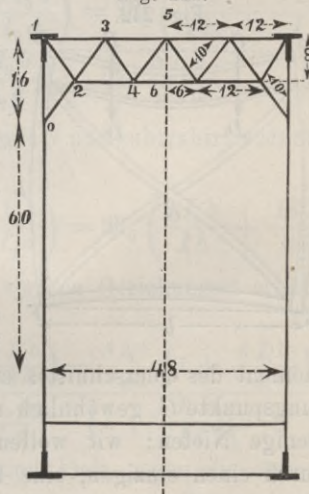
$$M_0 = 0,213\mathfrak{M}_0, \quad M_2 = -0,046\mathfrak{M}_0.$$

Rechnet man nach der Formel 60. und setzt hierin $E_2 = 2 \cdot 0,30 = 0,60$, $I_2 = 2 \cdot 0,3 \cdot 4^2 = 9,6$, $b = 48$, $h = 60 + 8 = 68$, so erhält man das nur sehr wenig abweichende Resultat $M_0 = 0,219\mathfrak{M}_0$.

2. Doppelte schlaffe Diagonalen. Wir setzen jetzt doppelte schlaffe Diagonalen von zusammen 5 □ Dec. Querschnitt und $d = 4$, $\cos \alpha = 0,6$ voraus. Da $h = 76$ ist, so wird nach Formel 76:

$$a. \quad m = \frac{5 \cdot 4^2 \cdot 0,6}{4 \cdot 76} (\tau_0 + \tau_2 - \tau_2''') = 0,158(\tau_0 + \tau_2 - \tau_2''').$$

Fig. 241.



Die Gleichungen 74. geben:

$$b. \begin{cases} M_0 + M_2 + m = -0,1(\tau_0 + \tau_2 + \tau_2''), \\ M_0 + 2M_2 + m = -0,3(\tau_2 + \tau_2'' + \varepsilon). \end{cases}$$

Hierbei ist, wie oben

$$\tau_0 = 1,71(M_0 - \mathfrak{M}_0).$$

Nach den Gleichungen 78. wird

$$\tau_2'' = \frac{8}{9}(2M_2 + m), \quad \tau_2''' = \frac{8}{9}(M_2 + 2m).$$

Wie unter 1. bleibt auch hier $\tau_2 = (34,1 + 2,14\varepsilon)H$, $\varepsilon = (10,4 + 0,74\varepsilon)H$, d. i., wenn man $He = M_2 - m$, $H = \frac{1}{60}(M_2 - M_0 - m)$ setzt,

$$\begin{aligned} \tau_2 &= -0,57M_0 + 2,71(M_2 - m), \\ \varepsilon &= -0,17M_0 + 0,91(M_2 - m). \end{aligned}$$

Die Gleichungen *a* und *b* gehen hierdurch über in

$$\begin{aligned} 1,12M_0 + 1,45M_2 + 0,82m &= +0,17\mathfrak{M}_0, \\ 0,78M_0 + 3,62M_2 + 0,18m &= 0, \\ 0,18M_0 - 0,29M_2 + 1,71m &= -0,27\mathfrak{M}_0. \end{aligned}$$

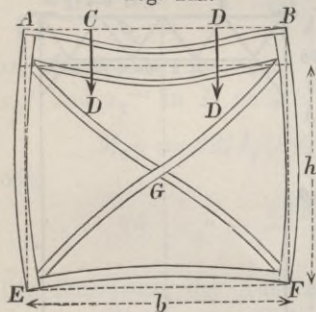
Die Auflösung gibt

$$M_0 = 0,423\mathfrak{M}_0, \quad M_2 = -0,100\mathfrak{M}_0, \quad m = -0,188\mathfrak{M}_0.$$

§. 97. Brücke mit oben liegender Bahn. *a)* Wir setzen jetzt

voraus, dass die Querträger zwischen den geraden Obergurten liegen; die Untergurte seien durch steife Riegel verbunden und zwischen Querträgern und Riegeln mögen steife Andreaskreuze (Fig. 242) liegen,

Fig. 242.



deren Streben starr mit den übrigen Theilen verbunden sind. Da wir schon im §. 95 gesehen haben, dass die Längenänderung der Riegel nur wenig Einfluss übt, so wollen wir hier von vornherein die Längenänderung der Riegel und Streben vernachlässigen. Wir behalten die Bezeichnungen des §. 95 bei, nur bezeichne hier M_0' , M_2' das in *A* und *E* auf die Vertikale, M_0'' , M_2'' das in *A* und *E* auf die Streben wirkende Moment, *d* die Länge einer Strebe und I_3 das Trägheitsmoment des Querschnittes einer Strebe. Die Streben sind zwar im Kreuzungspunkte *G* gewöhnlich mit einander vernietet, indess meist nur durch wenige Nieten; wir wollen daher voraussetzen, dass die Streben in *G* durch einen einzigen, eine Drehung zulassenden Bolzen verbunden seien.

Bezeichnet man vorübergehend das Moment für die Strebe *AF* in *G* mit M_3 , so ist nach der Theorie der kontinuierlichen Träger (Klapeyron'sche Gleichung): $M_0'' + 4M_3 - M_2'' = 0$. Ist τ und τ_2 die Tangente der Winkel, um welche sich die Theile in *A* und *E* bei der Formänderung drehen, so ist den Gleichungen *a)* (Seite 195) entsprechend $12EI_3\tau = d(2M_0'' + M_3)$, $12EI_3\tau_2 = d(-2M_2'' + M_3)$ oder $M_3 = \frac{12EI_3\tau}{d} - 2M_0''$, $M_3 = \frac{12EI_3\tau_2}{d} + 2M_2''$. Dies in die vorige Gleichung eingesetzt, gibt

$$b) \begin{cases} 48 E I_3 \tau = d (7 M_0'' + M_2''), \\ 48 E I_3 \tau_2 = d (M_0'' + 7 M_2''). \end{cases}$$

Ausserdem wird aber für die Theile AB und EF :

$$c) 2 E I \tau = (M_0 - \mathfrak{M}_0) b, \quad 2 E I_2 \tau_2 = M_2 b.$$

Die Gleichsetzung der Ausdrücke für τ und τ_2 in den Gleichungen $b.$ und $c.$ gibt nach Reduktion auf M_0'' und M_2'' :

$$d) \begin{cases} M_0'' = \frac{I_3 b}{2d} \left[\frac{7 (M_0 - \mathfrak{M}_0)}{I} - \frac{M_2}{I_2} \right], \\ M_2'' = \frac{I_3 b}{2d} \left[\frac{7 M_2}{I_2} - \frac{M_0 - \mathfrak{M}_0}{I} \right]. \end{cases}$$

Statt der Gleichungen 59. ergeben sich in derselben Weise wie dort die Gleichungen

$$e) \begin{cases} \left(\frac{M_0 - \mathfrak{M}_0}{I} b + \frac{M_2' + M_2''}{I_1} h + \frac{M_2 b}{I_2} \right) = 0, \\ \left(\frac{M_0' + 2 M_2'}{3 I_1} h + \frac{M_2 b}{I_2} \right) = 0. \end{cases}$$

Hierin ist $M_0' = M_0 + M_0''$ und $M_2' = M_2 + M_2''$ zu setzen. Setzt man sodann für M_0'' und M_2'' die Ausdrücke d. ein, so ergeben sich die Gleichungen:

$$79. \begin{cases} M_0 \left(1 + \frac{I_1 b}{I h} + \frac{3 I_3 b}{I d} \right) + M_2 \left(1 + \frac{I_1 b}{I_2 h} + \frac{3 I_3 b}{I_2 d} \right) = \mathfrak{M}_0 \left(\frac{I_1 b}{I h} + \frac{3 I_3 b}{I d} \right), \\ M_0 \left(1 + \frac{5 I_3 b}{2 I d} \right) + M_2 \left(2 + \frac{3 I_1 b}{I_2 h} + \frac{13 I_3 b}{2 I_2 d} \right) = \mathfrak{M}_0 \frac{5 I_3 b}{2 I d}. \end{cases}$$

Multipliziert man die erste dieser Gleichungen mit 3 und subtrahirt sodann die zweite Gleichung, so erhält man

$$79a. M_0 \left(2 + \frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d} \right) + M_2 \left(1 + \frac{5 I_3 b}{2 I_2 d} \right) = \mathfrak{M}_0 \left(\frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d} \right).$$

Durch Auflösung dieser und der zweiten der vorigen Gleichungen erhält man:

$$80. \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{\left(2 + \frac{3 I_1 b}{I_2 h} + \frac{13 I_3 b}{2 I_2 d} \right) \left(\frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d} \right) - \frac{5 I_3 b}{2 I d} \left(1 + \frac{5 I_3 b}{2 I_2 d} \right)}{\left(2 + \frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d} \right) \left(2 + \frac{3 I_1 b}{I_2 h} + \frac{13 I_3 b}{2 I_2 d} \right) - \left(1 + \frac{5 I_3 b}{2 I d} \right) \left(1 + \frac{5 I_3 b}{2 I_2 d} \right)}.$$

Die zweiten Glieder im Zähler und Nenner sind klein gegen die ersten Glieder, so dass man, wenn auch nicht mit sehr grosser Genauigkeit, setzen kann:

$$81. \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{\frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d}}{2 + \frac{3 I_1 b}{I h} + \frac{13 I_3 b}{2 I d}}.$$

Setzt man in diesen Formeln $I_3 = 0$, so gelten die erhaltenen Formeln natürlich für den in §. 95 behandelten Fall.

Für den Fall, dass keine Vertikalen vorhanden sind, gilt die im §. 95 in dieser Hinsicht gemachte Bemerkung.

Nach speziellen Berechnungen beträgt hier M_0 ungefähr 2 bis 42 Prozent von \mathfrak{M}_0 , selten aber wird M_0 grösser als 25 Prozent von \mathfrak{M}_0 sein.

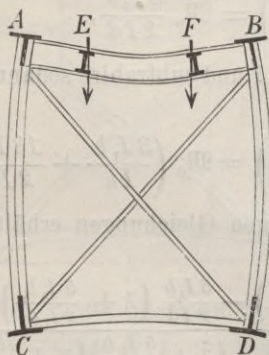
Für excentrische Befestigung der Gitterstäbe kommt, wie im vorigen Falle, auf der rechten Seite der Gleichungen 79. bezüglich 2 ($P_1 a_1 + P_2 a_2$) und 3 ($P_1 a_1 + P_2 a_2$) hinzu. Es ergibt sich, dass

$$82. \mathfrak{M}_0' = \mathfrak{M}_0 - \frac{3(P_1 a_1 + P_2 a_2) \left(1 + \frac{3I_1 b}{I_2 h} + \frac{4I_3 b}{I_2 d}\right)}{\left(2 + \frac{3I_1 b}{I_2 h} + \frac{13I_3 b}{2I_2 d}\right) \left(\frac{3I_1 b}{I_2 h} + \frac{13I_3 b}{2I_2 d}\right) - \frac{5I_3 b}{2I_2 d} \left(1 + \frac{5I_3 b}{2I_2 d}\right)}$$

für \mathfrak{M}_0 zu setzen ist. Wenn man für $P_1 a_1 + P_2 a_2$ den absoluten Werth einführt, so gilt das Zeichen — nur, wenn die gedrückten Stäbe aussen, die gezogenen innen liegen; bei umgekehrter Anordnung ist + für — zu setzen.

Auch hier kann der Einfluss der excentrischen Befestigung ziemlich bedeutend werden. An den Enden kann M_0 selbst = $1,3 \mathfrak{M}_0$ werden, während in der Mitte M_0 höchstens $\frac{1}{2} \mathfrak{M}_0$ werden kann. Es erscheint daher rathsam, die gezogenen Stäbe aussen, die gedrückten dagegen innen anzuordnen, falls eine excentrische Befestigung überhaupt beliebt wird.

Fig. 243.



b) Es seien die zwischen den Untergurten liegende Querverbindung, sowie die beiden Diagonalen schlaff konstruirt oder es seien diese Theile steif konstruirt, aber mit den Trägern scharnierartig verbunden, so dass sie sich nicht krümmen können (Fig. 243).

Für den Querträger ergibt sich wieder die Gleichung

$$a. (M_0 - \mathfrak{M}_0) b = 2EI\tau.$$

Für die Vertikale AC wird das Moment in $C = 0$, daher der Ausschlagwinkel in C halb so gross, als in A , mithin, da der Ausschlagwinkel in $A = \tau - \varepsilon$ ist,

$$b. -M_0 h = 3EI_1(\tau - \varepsilon).$$

Ist nun H die Spannung des Ringels CD , F die der Diagonale BC , so ergibt sich ε einestheils durch die Ausdehnung des Ringels, andernteils durch die der Diagonale

$$\varepsilon = \frac{Hb}{2EF_2 h}, \quad \varepsilon = \frac{Pd^2}{EF_3 b h}.$$

Nun aber ist $-M_0 = Hh + P \frac{bh}{d}$. Die Elimination von H und P aus diesen drei Gleichungen gibt

$$\varepsilon = - \frac{M_0 F_2 b d^3}{E F_2 h^2 (2 F_2 d^3 + F_3 b^3)}.$$

Setzt man nun in die Gleichung *b.* diesen Ausdruck für ε und für τ den sich aus der Gleichung *a.* ergebenden Ausdruck, so erhält man

$$83. \quad \frac{M_0}{\mathfrak{M}_0} = \frac{1}{1 + \frac{2 I h}{3 I_1 b} + \frac{2 I d^3}{(2 F_2 d^3 + F_3 b^3) h^2}},$$

wenn F_3 die Querschnittsfläche der Diagonalen bezeichnet. Ist eine excentrische Befestigung der Gitterstäbe vorhanden, so ist

$$84. \quad \mathfrak{M}_0' = \mathfrak{M}_0 - \frac{I h}{I_1 b} (P_1 a_1 + P_2 a_2)$$

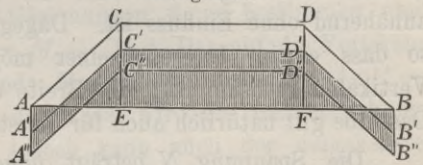
für \mathfrak{M}_0 zu setzen.

Hierbei ist vorausgesetzt, dass nur die horizontalen und geneigten Spannstrangen dem Ausweichen der unteren Enden der Vertikalen ein Hinderniss bieten. In Wirklichkeit bietet jeder Untergurt ein Hinderniss, falls derselbe steif konstruirt ist. Es nähert sich daher $\frac{M_0}{\mathfrak{M}_0}$ etwas mehr dem Werthe $\frac{3 I_1 b}{2 I h + 3 I b}$ und zwar an den Enden der Träger mehr, als in der Mitte. Eine genauere Berücksichtigung der Steifigkeit der Gurte führt indess zu sehr komplizirten Formeln.

Es können auch bei oben liegender Bahn noch verschiedene andere Formen der Querverbindungen Anwendung finden, auf deren spezielle Behandlung wir indess verzichten.

§. 98. Berechnung der Querträger mit Berücksichtigung der schiefen Einspannung. Hat man das Moment M_0 an den Enden bestimmt, so sind auch die Momente in anderen Querschnitten leicht zu bestimmen, nachdem man vorher die Momente für den frei aufliegenden Träger bestimmt hat, denn es ändert sich das Moment in jedem Querschnitte um M_0 . Das Seilpolygon, welches die Momente repräsentirt, verschiebt sich demnach parallel. Die Transversalkräfte dagegen ändern sich bei symmetrischer Belastung nicht.

Fig. 244.



Will man alle Querträger gleich konstruiren, so wird man die Momentenlinien $A' C' D' B'$ und $A'' C'' D'' B''$ (Fig. 244) für das Minimum und Maximum von M_0 konstruiren und in jedem Querschnitte das absolute Maximum von M (in Fig. 244 schraffirt) beibehalten.

Konstruirt man alle Querträger gleich, so kann die anzunehmende Verminderung des positiven Maximalmomentes höchstens bis zu etwa 15 Prozent geben. Hierbei ist indess eine centrische Befestigung der

Gitterstäbe vorausgesetzt. Bei excentrischer Belastung kann allerdings die anzunehmende Verminderung des positiven Maximalmomentes sogar bis zu etwa **40** Prozent gehen.

§. 99. Erhöhung der Beanspruchung des Gitterwerkes.

Durch die feste Verbindung der Querträger mit dem Gitterwerke erleidet das Gitterwerk im Allgemeinen eine seitliche Ausbiegung, also eine Erhöhung der Beanspruchung; eine Ausnahme macht nur der in §. 94 behandelte Fall 1, in welchem die Querträger als einfache Träger wirken. Zur Bestimmung der Erhöhung der Beanspruchung setzen wir zunächst voraus, dass die geneigten Gitterstäbe nicht steif seien; hier ist es zunächst nöthig, die auf die Vertikalen wirkenden Momente zu bestimmen; die hierdurch entstehende Spannung ist alsdann $N = \frac{M e}{I_1}$, wenn e den Abstand der gespanntesten Faser von der in der Ebene des Gitterwerkes liegenden Schweraxe bezeichnet.

a) **Geschlossene Brücke.** Bei centrischer Befestigung des Gitterwerkes ist das am unteren Ende der Vertikalen wirkende Moment M_0 durch die Formeln 60 bis 63, das am oberen Ende wirkende Moment M_2 alsdann durch die zweite der Formeln 59 bestimmt. Annähernd ist

$$85. \quad \frac{M_0}{M_2} = - \left(2 + \frac{3 I_1 b}{I_2 h} \right).$$

Hiernach ist dem absoluten Werthe nach $M_0 > M_2$, also M_0 für die Erhöhung der Beanspruchung maassgebend.

Mit geringer Annäherung wird nach Formel 61 a: $N = \frac{M_0 e}{I_1} = \frac{3 e b M_0}{3 I_1 b + 2 I_2 h}$, oder, da $I_1 b$ gegen $I_2 h$ meist nur klein ist, mit noch geringerer Annäherung

$$86. \quad N = \frac{3 e b M_0}{2 I_2 h},$$

so dass das Trägheitsmoment des Querschnittes der Vertikalen auf N annähernd ohne Einfluss ist. Dagegen aber ist N dem e proportional, so dass es im Interesse einer möglichst geringen Beanspruchung der Vertikalen rathsam ist, die Breite derselben möglichst klein zu wählen. Dasselbe gilt natürlich auch für die steif konstruirten geneigten Gitterstäbe.

Die Spannung N beträgt ungefähr bei eingeleisigen Brücken **0,1** bis **0,3**, bei zweigleisigen Brücken **0,2** bis **0,5** Tonnen pro □ Cent., ist also, da man die zulässige Beanspruchung zu 0,7 bis 0,8 Tonnen pro □ Cent. anzunehmen pflegt, sehr erheblich.

Bei excentrischer Befestigung der Gitterstäbe ist M_0 nach Formel 60 bis 63 mit Rücksicht auf Formel 66 und 67 zu bestimmen; M_2 wird alsdann

$$87. \quad M_2 = - \frac{\left(\frac{Ih}{3I_1 b} + \frac{I}{F_2 h^2} \right) M_0 - \frac{Ih}{I_1 b} (P_1 a_1 + P_2 a_2)}{\frac{I}{I_2} + \frac{2Ih}{3I_1 b} + \frac{I}{F_2 h^2}}.$$

Die zweckmässigste Anordnung ist die, bei welcher die gedrückten Stäbe aussen, die gezogenen innen liegen. Bei dieser Anordnung wird der absolute Werth von M_0 um 0,7 bis 1,2 von $P_1 a_1 + P_2 a_2$ vergrössert, der von M_2 um 0,4 bis 1,2 von $P_1 a_1 + P_2 a_2$ vermindert. Das auf die Vertikalen am unteren und oberen Ende wirkende Moment ist dem absoluten Werthe nach bezüglich $M_0 - P_1 a_1 - P_2 a_2$ und $M_2 + P_1 a_1 + P_2 a_2$. Da durch die Excentricität durchschnittlich M_0 um $P_1 a_1 + P_2 a_2$ vergrössert, M_2 um $P_1 a_1 + P_2 a_2$ vermindert wird, so ist die Beanspruchung der Vertikalen durchschnittlich nicht viel verschieden von der Beanspruchung bei centrischer Befestigung; sie kann etwas grösser, aber auch etwas kleiner sein.

b) Brücke mit oben liegender Bahn. Ist bei centraler Befestigung des Gitterwerkes nach Formel 80 oder 81 das M_0 bestimmt, so lässt sich durch jede der Formeln 79 das M_2 bestimmen; die Formeln d. (S. 205) geben sodann M_0'' und M_2'' und alsdann ist $M_0' = M_0 + M_0''$, $M_2' = M_2 + M_2''$. Es ergibt sich hierbei $M_0' = -1,3 M_2'$ bis $-3,6 M_2'$, so dass dem absoluten Werthe nach auch hier $M_0' > M_2'$ ist. Nach der Formel $N = \frac{M_0' e}{I_1}$ ergibt sich hier $N = 0'0005 \mathfrak{M}_0 e$ bis $0,0012 \mathfrak{M}_0 e$ Ton. pro \square^{cm} (\mathfrak{M}_0 in Tonnenmeter, e in Centim.), d. i. etwa **0,05** bis **0,15** Ton. pro \square^{cm} , also kleiner als im vorigen Falle, wo kein Andreas-kreuz angewendet ist.

Bei excentrischer Befestigung des Gitterwerkes ist M_0 nach Formel 80 oder 81 mit Rücksicht auf 82 zu bestimmen. Es wird alsdann

$$88. \quad M_2 = - \frac{\left(1 + \frac{5I_3 b}{2I d} \right) M_0 - \frac{5I_3 b}{2I d} \mathfrak{M}_0 - 3 (P_1 a_1 + P_2 a_2)}{2 + \frac{3I_1 b}{I_2 h} + \frac{13I_3 b}{2I d}}.$$

Es ist nun M_0'' und M_2'' nach den Gleichungen d. zu bestimmen und sodann ist $M_0' = M_0 + M_0''$, $M_2' = M_2 + M_2''$. Das auf die Vertikale am oberen und unteren Ende wirkende Moment ist nun $M_0' + P_1 a_1 + P_2 a_2$ und $M_2' + P_1 a_1 + P_2 a_2$. In der Regel wird die Beanspruchung am oberen Ende die grössere sein; jedoch kann auch der umgekehrte Fall eintreten. Dieses Moment kann bis zu etwa 0,4 ($P_1 a_1 + P_2 a_2$) grösser oder kleiner sein als bei centrischer Befestigung.

Wenn auch die geneigten Stäbe steif konstruirt sind, so wird für einen Stab $N = \frac{M e}{I_1} \sec \alpha$, wenn I_1 die Summen der Trägheitsmomente der einzelnen Stäbe, jedes multipliziert mit dem zugehörigen $\cos^3 \alpha$, bezeichnet.

Bilden in jedem Träger die schlaffen gezogenen Stäbe nicht nur eine Wand, sondern zwei Wände, so werden auch die gezogenen Stäbe ungleich beansprucht, wie bereits oben bemerkt und zwar wird die Spannung bei unten liegender Bahn auf der äusseren Seite vermehrt, auf der inneren vermindert, bei oben liegender Bahn auf der äusseren Seite vermindert, auf der inneren vermehrt. Die Vermehrung und Verminderung der Beanspruchung beträgt 0,2 bis 0,5 der Erhöhung der Beanspruchung in den Vertikalen. Man kann den hierdurch entstehenden Nachtheil nur dadurch einigermaßen mässigen, indem man beim Montiren diejenigen Stäbe, deren Spannung vermindert wird, etwas stärker anspannt als die anderen.

Die Erhöhung der Beanspruchung des Gitterwerkes bei starrer Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern ist nach dem Gesagten im Allgemeinen so gross, dass sie als ein Nachtheil zu betrachten ist, da sie eine entsprechende Verstärkung des Gitterwerkes nöthig macht. Eine derartige Auflagerung der Querträger, welche die Biegung derselben nicht auf die Hauptträger überträgt, wie sie die Figuren 192, 193 (S. 155), 203 (S. 160), 206 (S. 162), 208 (S. 165) und 209 (S. 166) zeigen und wie sie in §. 85 näher besprochen wurde, würde demnach im Allgemeinen vorzuziehen sein. Weniger nachtheilig ist die starre Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern, wenn zur Anbringung der Querträger besondere Vertikalen, die nicht zum Gitterwerke gehören, angeordnet werden, weil hierdurch die Erhöhung der Beanspruchung in den Gitterstäben vermindert wird.

B. Gewicht der Querträger.

§. 100. **Gewicht der Blechquerträger.** Bezeichnen wir die Dicke der Blechwand mit δ , die relative Schwächung der Blechwand durch die Nietlöcher mit ν , den Mittelwerth der Momente für sämtliche Querschnitte mit \mathfrak{M} , das Gewicht der Volumeneinheit mit γ , den Konstruktionskoeffizienten für Blechwand und Gurte mit A und B und das Gewicht der zur Befestigung der Querträger und Zwischenträger dienenden Theile, sowie der etwaigen Laschenbleche für die Höhe l mit C , so ist das Gewicht eines Querträgers annähernd, entsprechend der Formel 21 (S. 140):

$$89. \quad G = \left[A - \frac{1}{3} (1 - \nu) B \right] \gamma b h \delta + 2\gamma B \frac{\mathfrak{M} b}{K h} + Ch$$

$$= \alpha b h \delta + \beta \frac{\mathfrak{M} b}{K h} + Ch.$$

Wir behandeln nun folgende spezielle Fälle:

1. **Strassenbrücken.** Hier kann man die Last als gleichmässig über die Länge vertheilt annehmen und die zufällige Last pro Längeneinheit

nach §. 90 bestimmen. Ist die Gesamtlast pro Flächeneinheit = q , so ist das mittlere Moment $\mathfrak{M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} q l b^2 = \frac{1}{12} q l b^2$. Ferner ergibt sich hier $A = 1$, $B = 1,75$ bis $2,20$, im Mittel $1,96$, C im Mittel $30 \frac{b}{c}$, wenn c den Abstand der Zwischenträger bezeichnet. Hiernach wird im Mittel $\alpha = 3,52$, $\beta = 3,05$, mithin

$$90. \quad G = 3,52 b h \delta + 0,254 \frac{q l b^3}{K h} + 30 \frac{b h}{c}.$$

Bezeichnen wir die zufällige Last pro \square Met. mit p , das Eigengewicht der Brückendecke, Fahrbahntafel und Zwischenträger pro \square Met. mit g , so ist $q l b = G + (g + p) l b$, wenn l den Abstand der Querträger bedeutet. Dies eingesetzt und auf G reduziert, gibt:

$$G = \frac{3,52 h \delta + 0,254 \frac{(g + p) l b^2}{K} + 30 \frac{h}{c}}{1 - 0,254 \frac{b^2}{K h}} b.$$

Der Nenner schwankt etwa zwischen $0,964$ und $0,990$, so dass wir den Mittelwerth $0,977$ einführen können; wir erhalten hierdurch:

$$91. \quad G = \left[3,6 h \delta + 0,26 \frac{(g + p) l b^2}{K h} + 30,7 \frac{h}{c} \right] b.$$

Zum Minimum wird G für

$$92. \quad \frac{h}{b} = 0,269 \sqrt{\frac{(g + p) l c}{K(c \delta + 8,5)}}$$

Wählt man die Höhe aus irgend welchen Gründen nicht gleich derjenigen, für welche das Minimum von G eintritt, sondern gleich dem ε fachen derselben, so wird $G = \frac{1 + \varepsilon^2}{2\varepsilon} \min G$. So z. B. wird für $\varepsilon = 0,5$ $0,75$ 1 $1,25$ $1,5$ bezüglich $G = 1,25$ $1,04$ 1 $1,03$ $1,08 \cdot \min G$, so dass man schon merklich von der 'günstigsten Höhe abweichen kann, ohne dass sich das Gewicht stark ändert.

Schlägt man zu dem Minimum von G , da sich die theoretisch günstigste Höhe nicht immer durchführen lässt, 10 Prozent zu, so wird

$$93. \quad G = 2,14 b^2 \sqrt{\frac{(g + p)(c \delta + 8,5) l}{K c}}.$$

Man kann etwa setzen:

Sehr schwere Wagen $g l = 0,53 l$, $p l = 1,29 + 0,56 l$,

Schwere Wagen $g l = 0,47 l$, $p l = 1,02 + 0,57 l$,

Leichte Wagen $g l = 0,41 l$, $p l = 0,59 + 0,41 l$,

Fussgänger $g l = 0,23 l$, $p l = 0,40 l$.

Setzen wir, der neueren Berechnungsweise entsprechend, $\frac{g}{K_0} + \frac{p}{K_1}$ statt $\frac{g + p}{K}$ und hierin $K_0 = 1,40$, $K_1 = 0,64$, so wird $\frac{(g + p) l}{K}$ bezüglich

$2,02 + 1,26 l$, $1,59 + 1,23 l$, $0,92 + 0,93 l$ und $0,79 l$. Für $\delta = 8$ ergeben sich nun die folgenden Zahlen:

l	h für min G						G					
	S. schw. Wg.		Schw. Wag.		Leichte Wag.		S. schw. Wg.		Schw. Wag.		Leichte Wag.	
	c = 1	c = 2	c = 1	c = 2	c = 1	c = 2	c = 1	c = 2	c = 1	c = 2	c = 1	c = 2
1	0,120	0,139	0,121	0,129	0,090	0,105	15,7	13,6	16,0	12,6	11,8	10,3
2	0,141	0,164	0,133	0,155	0,111	0,128	18,5	16,0	17,4	15,2	14,5	12,7
3	0,160	0,186	0,152	0,177	0,126	0,147	20,8	18,2	20,1	17,3	16,4	14,3
4	0,175	0,204	0,168	0,196	0,143	0,166	22,8	19,9	22,0	19,5	18,7	16,2
5	0,190	0,222	0,183	0,214	0,157	0,187	24,8	21,7	23,9	20,9	20,8	18,5
6	0,204	0,238	0,197	0,230	0,169	0,196	26,7	23,2	25,8	22,4	22,1	19,1

Met.

.b

.b² Klgr.

Der Werth von $\sqrt{\frac{(g+p)l}{K}}$ lässt sich für sehr schwere, schwere und leichte Wagen, sowie Fußgänger annähernd ausdrücken durch $1,67 + 0,25l$, $1,52 + 0,25l$, $1,23 + 0,23l$, $0,53 + 0,37l$. Ferner lässt sich $\sqrt{\frac{c\delta + 8,5}{c}}$, was etwa zwischen den Grenzen $\sqrt{12}$ und $\sqrt{18}$ schwankt, annähernd ausdrücken durch $2,92 + \frac{1,16}{c}$. Man kann hier nach annähernd setzen:

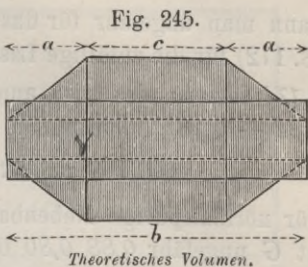
$$94. \left\{ \begin{array}{l} \text{Sehr schwere Wagen} \dots\dots G = 1,56 (l + 6,7) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2, \\ \text{Schwere Wagen} \dots\dots\dots G = 1,56 (l + 6,1) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2, \\ \text{Leichte Wagen} \dots\dots\dots G = 1,43 (l + 5,4) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2, \\ \text{Fußgänger} \dots\dots\dots G = 2,25 (l + 1,5) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2. \end{array} \right.$$

Wenn keine Zwischenträger vorhanden sind, so ist ungefähr $C = 10b$ zu setzen. In Formel 90 würde daher das Glied $30 \frac{bh}{c}$ durch $10bh$ zu ersetzen sein, so dass in den Formeln 92 bis 94 3^m für c zu setzen wäre. In den Formeln 94 würde sonach $1,13$ statt $1 + \frac{0,4}{c}$ zu setzen sein.

2. Eingleisige Eisenbahnbrücken. Das mittlere Moment M wird hier bei dem von einem Zwischenträger ausgeübten Drucke $D = \frac{1}{b} \left[\frac{1}{2} Da \cdot a + Da \cdot c + \frac{1}{2} Da \cdot a \right]$, d. i.:

$$\mathfrak{M} = \frac{Da(c+a)}{b} = \frac{D(b^2 - c^2)}{4b}$$

Der Konstruktionskoeffizient A ist $= 1$, wenn wir die Laschenbleche und vertikalen Winkeleisen in das Glied Ch einrechnen. Der Koeffizient B ist $= 1,2$ bis $1,7$ und der Koeffizient $C = 130$ bis 200 . Setzen wir im Mittel $B = 1,6$, $\nu = 0,13$, $\gamma = 0,0078$, so wird $\alpha = (1 - \frac{1}{3} 0,87 \cdot 1,8) 0,0078 = 0,0037$, $\beta = 0,0250$. Setzen wir noch $C = 170$, so wird:



$$95. \quad G = 3,7 (b\delta + 46) h + 0,64 \frac{D(b^2 - c^2)}{Kh}$$

Zum Minimum wird G für

$$96. \quad h = 0,416 \sqrt{\frac{D(b^2 - c^2)}{K(b\delta + 46)}}$$

Schlägt man zu $\min G$ durchschnittlich 6 Prozent zu, weil die günstigste Höhe nicht immer durchgeführt werden kann, so erhält man

$$97. \quad G = 3,26 \sqrt{\frac{D}{K} (b^2 - c^2) (b\delta + 46)}$$

Wählen wir $K = 0,6$ Ton. pro \square^{cm} , $\delta = 8^{mm}$, $c = 1,8^m$, so ergeben sich folgende Zahlen:

D	h für min G				G			
	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5
5	0,066	0,115	0,121	0,121	64	189	297	407
10	0,094	0,162	0,172	0,171	91	267	420	576
15	0,115	0,200	0,210	0,209	112	327	514	705
20	0,132	0,230	0,243	0,242	129	378	594	814

Ton.

. b

Klgr.

Mit hinreichender Genauigkeit kann man hiernach setzen:

$$98. \quad G = 49 (b - 0,75c) \sqrt{D}$$

D schwankt etwa zwischen 8 und 24. Innerhalb dieser Grenzen kann man annähernd¹⁾ setzen: $\sqrt{D} = 1,92 + 0,128D$. Für Hauptbahnen

¹⁾ Wenn x zwischen nicht zu weiten Grenzen schwankt, so kann man annähernd

$$\sqrt{x} = A + Bx$$

setzen. Variiert x zwischen $x=a$ und $x=b$, so ergibt sich nach der Methode der kleinsten Quadratsummen:

$$A = \frac{4}{15} \frac{10(b^3 - a^3)(\sqrt{b^3} - \sqrt{a^3}) - 9(b^2 - a^2)(\sqrt{b^3} - \sqrt{a^3})}{(b-a)^2}$$

$$B = \frac{4}{5} \frac{6(\sqrt{b^3} - \sqrt{a^3}) - 5(b+a)(\sqrt{b^3} - \sqrt{a^3})}{(b-a)^2}$$

Hiernach ergibt sich

	b = 1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10	$\frac{1}{\sqrt{a}}$
A =	0,5	0,528	0,600	0,648	0,680	0,741	0,839	0,850	0,891	0,916	0,978	1,018	$\frac{1}{\sqrt{a}}$
B =	0,50	4,70	0,418	0,388	0,361	0,325	0,300	0,279	0,262	0,248	0,238	0,227	$\frac{1}{\sqrt{a}}$

kann man ungefähr für das Eigengewicht $D = 0,40l$ und nach Formel 6 (S. 172) für die zufällige Last $D = 7,2 + 1,77l$, zusammen also $D = 7,2 + 2,17l$ setzen; also wird annähernd $\sqrt{D} = 1,92 + 0,128(7,2 + 2,17l) = 2,84 + 0,28l$. Formel 93 geht dadurch über in

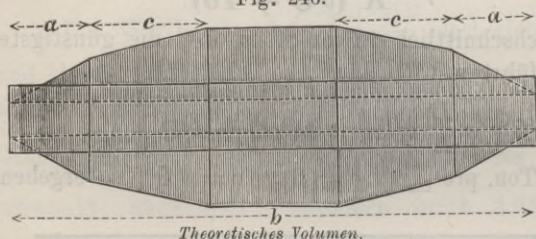
$$99. \quad G = 13,7 (b - 0,75c) (l + 10,2).$$

Für normalspurige Nebenbahnen, für Bahnen mit 1 und 0,75^m Spurweite ist G ungefähr 0,88 0,80 0,75 mal so gross. Für Hauptbahnen beträgt hiernach das Gewicht eines Querträgers für die gewöhnlichen Verhältnisse 250 bis 550 Klgr.

3. Zweigleisige Eisenbahnbrücken. Das mittlere Moment ergibt sich hier (Fig. 246) leicht zu

$$\mathfrak{M} = \frac{D}{b} \left[(2a + c)(b - c) - 2a^2 \right].$$

Fig. 246.



Der Werth von $2a$ liegt in der Anwendung zwischen $b - 3,0c$ und $b - 3,3c$, daher der Werth der Parenthese zwischen $0,5b^2 - 2,5c^2$ und $0,5b^2 - 3,1c^2$; der letztere lässt sich daher durchschnittlich zu $0,5b^2 - 2,8c^2$ annehmen. Alsdann wird:

lich zu $0,5b^2 - 2,8c^2$ annehmen. Alsdann wird:

$$\mathfrak{M} = \frac{D}{2b} (b^2 - 5,6c^2).$$

Es wird nun ferner $A = 1$, $B = 1,2$ bis $1,4$, im Mittel $1,3$, $C = 250$ bis 350 , im Mittel 300 . Setzen wir wieder $\nu = 0,13$, so wird $\alpha = (1 - \frac{1}{9} \cdot 0,87 \cdot 1,4) 0,0078 = 0,0046$, $\beta = 2 \cdot 1,3 \cdot 0,0078 = 0,020$. Demnach wird

$$100. \quad G = 4,6 (b \delta + 65) h + 1,0 \frac{D (b^2 - 5,6c^2)}{Kh}.$$

Zum Minimum wird G für

$$101. \quad h = 0,466 \sqrt{\frac{D (b^2 - 5,6c^2)}{K (b \delta + 65)}}.$$

Wählt man die Höhe nicht gleich demjenigen h , für welches das Minimum von ε eintritt, sondern ε mal so gross, so wird wiederum $G = \frac{1 + \varepsilon^2}{2\varepsilon^2} \text{min } G$. Schlägt man hier 10 Prozent zu, so erhält man

$$102. \quad G = 4,72 \sqrt{\frac{D}{K} (b^2 - 5,6c^2) (b \delta + 65)}.$$

Für $K = 0,6$ Ton. pro \square^{cm} , $\delta = 9mm$, $c = 1,8m$ ergeben sich folgende Zahlen:

D	<i>h</i> für <i>min G</i>				<i>G</i>			
	<i>b</i> = 6	<i>b</i> = 7	<i>b</i> = 8	<i>b</i> = 9	<i>b</i> = 6	<i>b</i> = 7	<i>b</i> = 8	<i>b</i> = 9
5	0,089	0,096	0,099	0,100	617	843	1065	1286
10	0,125	0,135	0,140	0,141	874	1192	1506	1820
15	0,153	0,166	0,172	0,170	1070	1462	1845	2231
20	0,176	0,192	0,197	0,199	1236	1688	2117	2579
Ton.	<i>b</i>				Klgr.			

Hiernach kann man mit hinreichender Genauigkeit setzen:

$$103. \quad G = 96 (b - 1,80c) \sqrt{D}.$$

Für *D* gilt das unter 2. Gesagte. Setzt man näherungsweise $\sqrt{D} = 2,84 + 0,286$, so wird annähernd

$$104. \quad G = 27,0 (b - 1,80c) (l + 10,2).$$

Bei Hauptbahnen beträgt hiernach das Gewicht eines Querträgers für die gewöhnlichen Verhältnisse 1000 bis 2200 Klgr. Sonach ist unter sonst gleichen Umständen das Gewicht eines Querträgers für eine zweigleisige Brücke ungefähr 4 mal so gross, als für eine eingleisige.

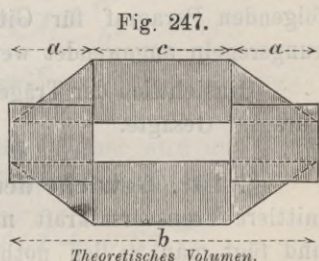
4. Eisenbahnbrücken mit Zwillingsträgern. Da hier die Querträger nur einen kleinen Theil des Gesamtgewichtes ausmachen, so kommt es auf eine genaue Bestimmung des Gewichtes nicht an. Beiläufig kann man das Gewicht pro lauf. Met. eines Gleises annehmen zu:

$$105. \quad \begin{cases} \text{Hauptbahnen} \dots\dots\dots G = 47 + 90 h, \\ \text{Normalsp. Nebenbahnen} \dots\dots G = 45 + 90 h, \\ \text{Bahnen mit 1 Met. Spurweite} \dots G = 35 + 80 h, \\ \text{Bahnen mit 0,75 " " " " " \dots G = 30 + 70 h. \end{cases}$$

Das Gewicht der Unterlagsplatten ist hierbei inbegriffen.

5. Blechträger mit polygonalen Gurten. Wir haben bisher Blechträger mit geraden Gurten vorausgesetzt. Wenn man die Höhe an den Enden kleiner annimmt, als in der Mitte, so wird das Gewicht nur wenig kleiner und zwar kann man etwa auf je 10 Prozent Verminderung der Höhe 1 Prozent Gewichtsverminderung annehmen. Wäre beispielsweise die Höhe an den Enden = 0,6 von der Höhe in der Mitte, so würde das Gewicht um ungefähr 6 Prozent kleiner sein.

§. 101. Gewicht der als Blechgitterträger konstruirten Querträger. Bei eingleisigen Brücken ist im mittleren Theile weder eine Blechwand noch Gitterwerk nothwendig und wird dadurch das Gewicht (Fig. 247) um $\left[A - \frac{l}{3} (1 - \nu) B \right] \gamma c h \delta$ geringer. Dafür kommt indess das Gewicht



des für eine unsymmetrische Belastung nöthigen schwachen Gitterwerkes hinzu, welches wir $C_1 c$ setzen können. Sonach wird hier, wenn wir wieder $\left[A - \frac{1}{3} (1 - \nu) B \right] \gamma = \alpha$ setzen,

$$G = 2\alpha a h \delta + \beta \frac{\mathfrak{M}b}{Kh} + Ch + C_1 c.$$

Wir können hier für eingleisige Eisenbahnbrücken $A = 1,08$, $B = 1,55$, $C = 180$, $C_1 = 12$ setzen. Alsdann wird $\alpha = 0,0040$, $\beta = 0,0242$; setzen wir ferner, wie im vorigen Paragraph, $4 \mathfrak{M}b = D (b^2 - c^2)$, so wird:

$$106. \quad G = 8 (a\delta + 22,5) h + 0,61 \frac{D (b^2 - c^2)}{Kh} + 12c.$$

Zum Minimum wird G für

$$107. \quad h = 0,276 \sqrt{\frac{D (b^2 - c^2)}{K(a\delta + 22,5)}}.$$

Schlagen wir wieder zu $\min G$ 6 Prozent hinzu, so erhalten wir

$$108. \quad G = 4,68 \sqrt{\frac{D}{K} (b^2 - c^2) (a\delta + 22,5)} + 12c$$

Hiernach ist für $c = 1,8$, $\delta = 8$, $K = 0,6$ folgende Tabelle berechnet:

D	h für min G				G			
	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5
5	0,072	0,122	0,127	0,125	77	190	291	395
10	0,102	0,173	0,180	0,177	101	260	402	550
15	0,125	0,212	0,221	0,217	118	314	489	670
20	0,144	0,242	0,254	0,250	134	359	561	770
Ton.	b				Klgr.			

Hiernach wird G , wenn b grösser als etwa $2,5^m$ ist, bis zu 5 Prozent kleiner, als bei voller Blechwand. Sehr nahe ergibt sich

$$109. \quad G = 47 (b - 0,8c) \sqrt{D} + 12c.$$

Wenn man bei zweigleisigen und Strassenbrücken in den Endfeldern der Querträger Blech statt Gitterwerk anwendet, so können die im folgenden Paragraph für Gitterträger aufzustellenden Regeln als Näherungsregeln angewendet werden.

Hinsichtlich der Träger mit polygonalen Gurten gilt das im vorigen Paragraph Gesagte.

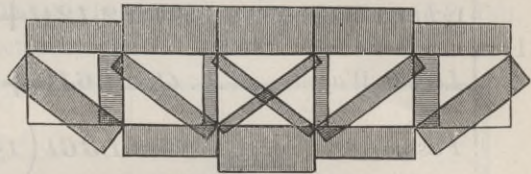
§. 102. **Gewicht der Gitter-Querträger.** Bezeichnet man eine mittlere Transversalkraft mit Ω , das mittlere Moment wieder mit \mathfrak{M} und fügt man zu den nothwendigen Theilen des Trägers noch das Ge-

wicht Ch für die Vertikalen zur Befestigung des Querträgers und der Zwischenträger hinzu, so wird das Gewicht des Querträgers:

$$G = 2A\gamma \frac{\Omega b}{K} + 2B\gamma \frac{Mb}{Kh} + Ch.$$

Hierbei sind die Gitterstäbe unter 45 Grad geneigt angenommen. In speziellen Fällen lassen sich indess noch genauere Regeln entwickeln:

1. Strassenbrücken. Das Gitterwerk kann hier verschieden konstruiert sein und ist es in jedem Falle leicht möglich, nach den in der „Theorie der Gitterträger“ gegebenen Regeln das Gewicht zu bestimmen. Wir wollen hier speziell voraussetzen, dass Fachwerk (Fig. 248) angewendet



Theoretisches Volumen.

werde, dessen Vertikalen gleichzeitig zum Anbringen der Zwischenträger dienen. Alsdann wird, wenn man die Gesamtlast pro Flächeneinheit mit q bezeichnet, das theoretische Gewicht des Gitterwerkes $= \frac{q l b^2 (2h^2 + c^2)}{4 K h c} \gamma$ und das der Gurte $= \frac{q l b^3}{6 K h} \gamma$. Nehmen wir den Konstruktionskoeffizienten für beide Theile zu 2,1 und γ zu 0,0078 an, so wird das Gewicht G eines Querträgers:

$$110. \quad G = 0,410 \frac{q l b^2 (2h^2 + c^2)}{K h c} + 0,273 \frac{q l b^3}{K h}.$$

Setzt man hierin, wie in §. 100 $q l b = G + (g + p) l b$ und reduziert auf G , so erscheint ein Bruch mit dem Nenner $1 - 0,41 \frac{b (2h^2 + c^2)}{K h c} - 0,273 \frac{b^2}{K h}$, welcher zwischen den engen Grenzen 0,94 und 0,98 liegt; setzen wir denselben durchschnittlich $= 0,96$, so wird:

$$111. \quad G = \left[0,427 \frac{2h^2 + c^2}{c} + 0,284 b \right] \frac{(g + p) l b^2}{K h}.$$

Hiernach wird G zum Minimum für:

$$112. \quad \frac{h}{b} = 0,577 \sqrt{\frac{c}{b} + 1,5 \frac{c^2}{b^2}} \\ = 0,106 + 0,92 \frac{c}{b};$$

der zweite Ausdruck ist nur annähernd richtig. Ferner wird nun, wenn man zum Minimalgewicht 10 Prozent zuzschlägt,

$$113. \quad G = 1,33 \frac{(g + p) l}{K} b^2 \sqrt{1 + 0,67 \frac{b}{c}}.$$

Der Werth von $1 + 0,67 \frac{b}{c}$ liegt etwa zwischen 3 und 6; innerhalb dieser Grenzen ist nahezu $\sqrt{x} = 1,04 + 0,24x$ und demnach $\sqrt{1 + 0,67 \frac{b}{c}}$ nahezu $1,28 \left(1 + 0,125 \frac{b}{c}\right)$.

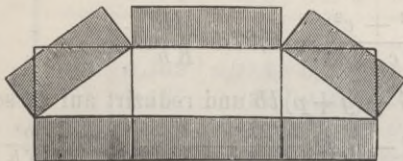
Führt man ferner für $\frac{(g+p)l}{K}$ die in §. 100 aufgestellten Ausdrücke ein, so erhält man als Näherungsregeln:

$$114. \left\{ \begin{array}{l} \text{Sehr schwere Wagen} \dots G = 2,17(l + 1,61) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2, \\ \text{Schwere Wagen} \dots\dots G = 2,12(l + 1,29) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2, \\ \text{Leichte Wagen} \dots\dots G = 1,61(l + 0,99) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2, \\ \text{Fussgänger} \dots\dots\dots G = 1,36l \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2. \end{array} \right.$$

Hiernach kann das Gewicht bis zu 30 Prozent kleiner oder grösser werden, als für Blechträger. Die zweckmässigste Höhe ergibt sich für Gitterträger grösser; muss man die Gitterträger wesentlich kleiner nehmen, so ergibt sich das Gewicht grösser, als für Blechträger.

2. Eingleisige Eisenbahnbrücken. Für die in Fig. 249 dargestellte Sprengwerksanordnung oder die entsprechende Hängewerksanordnung wird:

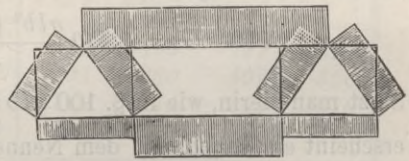
Fig. 249.



Theoretisches Volumen.

$$G = \frac{2A\gamma D(\alpha^2 + h^2)}{Kh} + \frac{B\gamma D(b^2 - c^2)}{2Kh} + Ch + C_1c.$$

Fig. 250.



Theoretisches Volumen.

Für die in Fig. 250 dargestellte Anordnung wird:

$$G = \frac{A\gamma D(\alpha^2 + 4h^2)}{Kh} + \frac{B\gamma D(b^2 - c^2)}{2Kh} + Ch + C_1c.$$

Dieselben Regeln ergeben sich als Näherungsregeln für zweitheiliges Gitterwerk. Das Glied C_1c ist des im mittleren Theile nothwendigen schwachen Gitterwerkes halber hinzugefügt. Der beiden Regeln entsprechende Mittelwerth ist:

$$G = \frac{3A\gamma D(\alpha^2 + 2h^2)}{2Kh} + \frac{B\gamma D(b^2 - c^2)}{2Kh} + Ch + C_1c.$$

Es ergibt sich $A = 1,5$ bis $1,7$, im Mittel $A = 1,6$, $B = 1,4$ bis $1,6$, im Mittel $= 1,5$; wir setzen ferner $C = 125$, $C_1 = 15$, mithin:

$$115. G = 1,87 \frac{D(a^2 + 2h^2)}{Kh} + 0,59 \frac{D(b^2 - c^2)}{Kh} + 125h + 15c.$$

Hiernach wird G zu einem Minimum für:

$$116. h = 0,069 \sqrt{\frac{D(b^2 - c^2 + 3,2a^2)}{K + 0,03D}}$$

Wenn man zu dem mit h variablen Theile 6 Prozent zuschlägt, erhält man:

$$117. G = \frac{18,3}{K} \sqrt{D(b^2 - c^2 + 3,2a^2)(K + 0,03D) + 15c}.$$

Hiernach ist folgende Tabelle berechnet, worin wir $K = 0,6$ Ton. pro \square^m , $c = 1,80$ Met. gesetzt haben.

D	h für min G				G			
	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5	b = 2	b = 3	b = 4	b = 5
5	0,068	0,156	0,182	0,195	72	181	270	351
10	0,088	0,201	0,235	0,252	100	267	399	531
15	0,099	0,229	0,266	0,285	119	345	520	689
20	0,107	0,247	0,287	0,309	140	421	635	846
Ton.	. b				Klgr.			

Hiernach unterscheidet sich das Minimalgewicht nur sehr wenig von dem der Blechträger; bei kleinem D wird es etwas kleiner, bei grossem D etwas grösser. Die günstigste Höhe ergibt sich hier im Allgemeinen etwas grösser, als die für Blechträger und in den meisten Fällen muss man sie kleiner annehmen. Dann aber wird bei gleichen Höhen der Blech- und Gitterträger das Gewicht der letzteren grösser, als das der ersteren.

Annähernd wird $\sqrt{b^2 - c^2 + 3,2a^2} = 1,53(b - 0,76c)$ und $\sqrt{D(K + 0,03D)} = 1 + 0,197D$. Daher ergibt sich annähernd

$$118. G = 9,20(b - 0,76c)(D + 5,08) + 15c.$$

und, wenn man, wie in §. 100, für Hauptbahnen $D = 7,2 + 2,17l$ setzt,

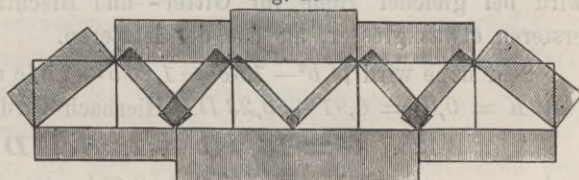
$$119. G = 20,0(b - 0,76c)(l + 5,66) + 15c.$$

3. Zweigleisige

Eisenbahnbrücken.

Für die in Fig. 251 dargestellte, meistens angewendete Anordnung oder für die entsprechende Anordnung mit zweitheiligem Gitterwerke ergibt sich:

Fig. 251.



Theoretisches Volumen.

$$G = \frac{2A\gamma D}{Kh} \left[2a^2 + \frac{1}{2}c^2 + \frac{2a+c}{4b}(b-2a-2c)^2 + \frac{4b+2a+c}{b}h^2 \right] + \frac{2B\gamma D}{Kh} \left[(2a+c)(b-c) - 2a^2 \right] + Ch.$$

Bei den in Anwendung kommenden Verhältnissen ist $4a^2 + c^2 + \frac{2a+c}{2b}(b-2a-2c)^2 = 0,12b^2$ bis $0,18b^2$, im Mittel $= 0,14b^2$, $4b + 2a + c = 4,30b$ bis $4,54b$, im Mittel $= 4,45b$ und $(2a+c)(b-c) - 2a^2 = 0,5b^2 - 2,5c^2$ bis $0,5b^2 - 3,1c^2$, im Mittel $= 0,5b^2 - 2,8c^2$ also annähernd

$$G = \frac{A\gamma D}{Kh} (0,14b^2 + 8,90h^2) + \frac{B\gamma D}{Kh} (b^2 - 5,6c^2) + Ch.$$

Es ergibt sich hier durchschnittlich $A = 1,25$, $B = 1,45$, $C = 190$. Daher wird:

$$120. \quad G = \frac{D}{Kh} (1,27b^2 - 6,34c^2 + 8,68h^2) + 190h.$$

Hiernach wird G zum Minimum für:

$$121. \quad h = 0,082 \sqrt{\frac{D(b^2 - 5c^2)}{K + 0,046D}}.$$

Bei einem Zuschlag von 12 Prozent zu $\min G$ wird

$$122. \quad G = \frac{33}{K} \sqrt{D(b^2 - 5c^2)(K + 0,046D)}.$$

Für $K = 0,6$ und $c = 1,80$ ergeben sich folgende Werthe:

D	h für min G				G			
	b = 6	b = 7	b = 8	b = 9	b = 6	b = 7	b = 8	b = 9
5	0,149	0,164	0,173	0,179	497	637	768	894
10	0,186	0,205	0,216	0,224	793	1019	1227	1432
15	0,207	0,228	0,241	0,250	1072	1380	1666	1946
20	0,220	0,243	0,257	0,265	1344	1731	2098	2431
Ton.	. b				Klgr.			

Auch hier ist das Minimalgewicht ziemlich gleich dem Minimalgewichte für Blechträger; bei grossem b ist es stets kleiner. Meist aber wird man die Höhe kleiner wählen müssen, als die günstigste; dann aber wird bei gleicher Höhe für Gitter- und Blechträger das Gewicht der ersteren etwas grösser, als das der letzteren.

Sehr nahe wird $\sqrt{b^2 - 1,5c^2} = 1,20b - 1,51c$ und $\sqrt{D(K + 0,046D)}$ (für $K = 0,6$) $= 0,91 + 0,23D$. Hiernach wird sehr nahe

$$123. \quad G = 15,2(b - 1,26c)(D + 3,92).$$

und, wenn man wieder $D = 7,2 + 2,17l$ setzt,

$$123a. \quad G = 33,0(b - 1,26c)(l + 5,12).$$

4. Gitterträger mit polygonalen Gurten. In den aufgestellten Regeln sind Parallelträger vorausgesetzt. Wählt man die Höhe an den Enden kleiner, als in der Mitte, so wird das Gewicht etwas kleiner und zwar kann man beiläufig annehmen, dass auf je 10 Prozent Verminderung der Höhe eine Gewichtsverminderung von $1\frac{1}{2}$ Prozent eintritt.

§. 103. Die Trägerhöhe. Diejenige Trägerhöhe, bei welcher das Minimum der Materialmenge eintritt, beträgt nach den gefundenen Regeln 0,07 bis 0,30 der Spannweite b . Die Regeln für die günstigste Höhe wurden durch die Ausdrücke für das Gewicht gefunden, welche konstante Konstruktionskoeffizienten voraussetzen. Dies aber ist nicht ganz richtig. Es nehmen nämlich die Konstruktionskoeffizienten etwas zu, wenn die Höhe wächst; nur ist es schwer, ein bestimmtes Gesetz hiefür aufzustellen. In Wirklichkeit ändert sich der Konstruktionskoeffizient nicht einmal gleichmässig, sondern sprungweise. Jedenfalls aber hat dieser Umstand zur Folge, dass sich die günstigste Höhe etwas kleiner ergibt, als nach den von uns aufgestellten Regeln; jedoch kann der Unterschied nur gering sein.

In speziellen Fällen können aber die Terrainverhältnisse eine geringere Trägerhöhe als zweckmässig erscheinen lassen. Die von uns aufgestellten allgemeinen Formeln bieten in jedem Falle die Möglichkeit, den Einfluss der Höhe auf das Gewicht zu untersuchen. Allgemein gültige Regeln für die Höhe in demjenigen Falle, wo ausser der Rücksicht auf möglichst geringes Gewicht noch andere Rücksichten zu nehmen sind, lassen sich nicht geben.

§. 104. Vertikalen. Sind zur Unterstützung der Querträger besondere Vertikalen angeordnet, so ist die Beanspruchung und das Gewicht derselben in jedem Falle leicht zu bestimmen. Annähernd kann man das Gewicht derselben zu $m h$ Prozent des von den Vertikalen getragenen Theiles der Querträger, Konsolen und Zwischenträger annehmen, wenn h die durchschnittliche Länge der Vertikalen bedeutet; m hat etwa folgenden Werth:

	<i>Gezogene Vertikale</i>	<i>Gedrückte Vertikale</i>
<i>Strassenbrücken</i>	$m = 2,0$	$m = 3,6$,
<i>Eingleisige Eisenbahnbrücken</i>	$m = 3,0$	$m = 4,3$,
<i>Zweigleisige Eisenbahnbrücken</i>	$m = 2,4$	$m = 3,2$.

Hinsichtlich der beim mehrtheiligen Netzwerke oft angeordneten Vertikalen sprechen wir noch bei den Querverstrebungen.

Für Streckgurte, welche die Vertikalen verbinden, ist für jeden Träger ungefähr 25 Klgr. pro Met. zuzuschlagen, wenn nicht etwa die Streckgurte als Theile der Windverstrebungen ein grösseres Gewicht erhalten müssen.

§. 105. **Bahngerippe bei Eisenbahn-Blechbrücken.** Das Gewicht zweier Zwischenträger pro lauf. Met. lässt sich nach §. 73 ausdrücken durch $A_1 + B_1 l$. Das Gewicht eines Querträgers pro ein Gleis lässt sich nach §. 100 bis 102 ausdrücken durch $(A + B l) (b - k)$. Sonach ist das Gewicht des ganzen Bahngerippes pro lauf. Met. eines Gleises:

$$124. \quad g = A_1 + B_1 l + \left(\frac{A}{l} + B \right) (b - k).$$

Hiernach wird g zum Minimum für:

$$125. \quad l = \sqrt{\frac{A}{B_1} (b - k)}$$

und zwar ist:

$$126. \quad \text{min } g = A_1 + B (b - k) + 2 \sqrt{A B_1 (b - k)}.$$

Die Koeffizienten sind nach den bezeichneten Paragraphen folgende:

Bahngattung	Zwischentr.				Blechquerträger						Gitterquerträger					
	I-Eisen		Blechr.		Eingl.			Zweigl.			Eingl.			Zweigl.		
	A ₁	B ₁	A ₁	B ₁	A	B	k	A	B	k	A	B	k	A	B	k
Hauptbahnen	0,52	3,2	3,2	140	13,7	1,4	138	13,5	3,2	113	20,0	1,3	85	16,5	2,3	
Normalspurige Nebenb.	0,46	3,0	2,8	125	11,0	1,4	124	10,5	3,2	104	15,0	1,3	77	12,2	2,3	
Bahnen mit 1 ^m Spurw.	0,38	2,0	2,7	100	8,5	0,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Bahnen m. 0,75 ^m Spurw.	0,32	1,0	2,6	76	8,4	0,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

Wenn man $\sqrt{b - k}$ in die Näherungsform $A + Bb$ umwandelt, und dabei beachtet, dass b etwa bei normalspurigen Bahnen mit einem Gleise zwischen 2,5 und 4,5, mit zwei Gleisen zwischen 5,5 und 8; bei 1,0^m Spurweite zwischen 2,0 und 3,5 und bei 0,75^m Spurweite zwischen 1,5 3,0 liegt, so ergeben sich folgende Näherungsregeln:

		I-Zwischenträger	Blech-Zwischenträger
Eingleisige normalsp. Bahnen.	Blechquertr.	$l = 0,46 + 0,44b$	$l = 0,59 + 0,72b$
	Gitterquertr.	$l = 0,39 + 0,50b$	$l = 0,50 + 0,65b$
Zweigleisige normalsp. Bahnen.	Blechquertr.	$l = 0,20 + 0,42b$	$l = 0,25 + 0,54b$
	Gitterquertr.	$l = 0,44 + 0,33b$	$l = 0,58 + 0,42b$
Eingl. Bahnen mit 1 ^m Spurw.	Blechquerträger.	$l = 0,58 + 0,52b$	$l = 0,64 + 0,67b$
	Blechquerträger.	$l = 0,64 + 0,59b$	$l = 0,71 + 0,65b$

Bei normalspurigen Bahnen würde hiernach für eingleisige Brücken, da b zwischen 2,5 und 4,5^m liegt, l zwischen 1,6 und 3,8 Met. und für zwei-

gleisige Brücken, da hier b zwischen 4,5 und 8,5^m liegt, l zwischen 2,0 und 4,8 Met. schwanken.

Wenn man zu dem Gliede $2\sqrt{AB_1(b-k)}$ noch 9 Prozent hinzufügt, weil sich die Entfernung l der Querträger, für welche g zum Minimum wird, nicht immer einhalten lässt und wenn man ferner für $\sqrt{b-k}$ dieselben Näherungsausdrücke setzt, wie vorhin, so ergeben sich die folgenden Durchschnittsregeln:

	<i>Eingleisig.</i>	<i>Zweigleisig.</i>	
128. {	<i>Hauptbahnen</i>	$g = 37 + 70b$	$g = 16 + 53b$.
	<i>Normalsp. Nebenbahnen</i> . . .	$g = 33 + 63b$	$g = 14 + 48b$,
	<i>Bahnen mit 1^m Spurw.</i> . .	$g = 40 + 54b$	
	<i>Bahnen mit 0,75^m Spurw.</i> . .	$g = 42 + 46b$	

Hiernach wird das Gewicht pro lauf. Met. für eingleisige Hauptbahnen 210 bis 350, für zweigleisige Hauptbahnen 250 bis 470; bei normalspurigen Nebenbahnen wird g ungefähr 10 Prozent kleiner. Durchschnittlich kommen von diesem Gewichte 55 Prozent auf die Querträger, 45 Prozent auf die Zwischenträger.

§. 106. **Bahngerippe bei Strassenblechbrücken.** Das Gewicht der Brückentafel pro \square Met. lässt sich nach dem III. Kapitel = $A + Bc$ setzen; ferner wird das Gewicht der Zwischenträger nach §. 73 = $\frac{1}{c}(A_1 + B_1l + B_1'c + C_1cl)$ und das Gewicht der Querträger pro \square Met. nach §. 100 bis 102 = $\frac{A_2 + B_2l}{l}(1 + \frac{\alpha}{c})b$, so dass das Gewicht g des Bahngerippes und der Fahrbahntafel:

$$129. g = A + Bc + \frac{A_1}{c} + B_1 \frac{l}{c} + B_1' + C_1l + \left(\frac{A_2}{l} + B_2\right) \left(1 + \frac{\alpha}{c}\right)b$$

gesetzt werden kann. Die Werthe der Koeffizienten sind ungefähr die in Tabelle Seite 224 angegebenen.

Differenziert man den Ausdruck für g nach c und l und setzt den Differenzialquotienten Null, so erhält man zwei Gleichungen als Bedingungen für das Minimum des Gewichtes; aus denselben ergibt sich:

$$130. c = \sqrt{\frac{A_1 + \alpha B_2 b + 2 B_1 l}{B}}$$

$$131. l = \sqrt{\frac{A_2 (c + \alpha) b}{B_1 + C_1 c}}$$

Der Ausdruck für g geht hierdurch über in:

$$132. \min g = A + B_1' + B_2 b + 2 B c + 2 C_1 l.$$

<i>Theil</i>	<i>Konstruktion</i>	<i>Koeffi- zient</i>	<i>Sehr schwere Wagen</i>	<i>Schwere Wagen</i>	<i>Leichte Wagen</i>
<i>Brücken- tafel</i>	<i>Zoreseisen</i>	<i>A</i>	33	33	33
		<i>B</i>	62	37	19
	<i>Wellenblech</i>	<i>A</i>	25	25	25
		<i>B</i>	50	30	15
	<i>Hängeblech</i>	<i>A</i>	25	25	25
		<i>B</i>	30	18	9
<i>Mittelwerth</i>	<i>A</i>	28	28	28	
	<i>B</i>	48	29	15	
<i>Zwischen- träger</i>	<i>I-Träger</i>	<i>A₁</i>	14,0	14,0	14,0
		<i>B₁</i>	8,4	4,0	2,4
		<i>B₁'</i>	0	0	0
		<i>C₁</i>	6,4	5,7	3,1
	<i>Blechträger</i>	<i>A₁</i>	16,7	12,4	10,6
		<i>B₁</i>	7,8	5,8	5,0
<i>B₁'</i>		4,0	4,3	3,5	
	<i>C₁</i>	1,9	2,0	2,1	
<i>Quer- träger</i>	<i>Blechträger</i>	<i>A₂</i>	10,5	9,5	7,7
		<i>B₂</i>	1,56	1,56	1,43
		<i>α</i>	0,40	0,40	0,40
	<i>Gitterträger</i>	<i>A₂</i>	3,5	2,7	1,6
		<i>B₂</i>	2,17	2,12	1,61
		<i>α</i>	0,12b	2,12b	0,12b

Wollte man aus den beiden durch Differenziation erhaltenen Gleichungen eine der Unbekannten *c* und *l* eliminiren, so würde man auf eine Gleichung höheren Grades stossen. Es ist indess einfacher und genügend, in folgender Weise vorzugehen: Da *l* sich nur wenig ändert, wenn sich *c* ändert, so berechnet man das *l* nach Formel 69 für einen angenommenen mittleren Werth von *c*; für den erhaltenen Werth von *l* berechnet man nach Formel 68 das *c* und jetzt berechnet man noch einmal nach Formel 69 das *l*. Im Folgenden sollen noch Näherungsregeln aufgestellt werden.

1. **Abstand der Querträger.** Obwohl in dem Ausdrücke 69 für *l* der Abstand *c* der Zwischenträger vorkommt, so hat doch, wie schon bemerkt, *c* wenig Einfluss auf *l*, und zwar ergeben sich als Näherungsregeln (132):

Blech-Querträger. *Sehr schwere Wagen.* *Schwere Wagen.* *Leichte Wagen.*

I-Zwischenträger $l = 1,27 + 0,22b$ $1,44 + 0,25b$ $1,72 + 0,30b$

Blech-Zwischentr. $l = 1,63 + 0,28b$ $1,72 + 0,30b$ $1,61 + 0,28b$

Gitter-Querträger.

I-Zwischenträger $l = 0,53 + 0,18b$ $0,56 + 0,19b$ $0,57 + 0,19b$

Blech-Zwischentr. $l = 0,68 + 0,23b$ $0,66 + 0,22b$ $0,53 + 0,18b$

Hiernach würde sich der Abstand der Gitter-Querträger nicht unwesentlich kleiner ergeben, als der der Blechquerträger.

2. Abstand der Zwischenträger. Für den Belag mit Zoreisen ergeben sich die folgenden Näherungsregeln (133):

Blech-Querträger.

I-Zwischenträger.

Sehr schw. Wagen $c = 0,62 + 0,005b + 0,13l$ $c = 0,79 + 0,034b$,

Schwere Wagen.. $c = 0,70 + 0,008b + 0,10l$ $c = 0,84 + 0,033b$,

Leichte Wagen .. $c = 0,94 + 0,011b + 0,10l$ $c = 1,10 + 0,041b$.

Blech-Zwischenträger.

Sehr schw. Wagen $c = 0,64 + 0,005b + 0,12l$ $c = 0,84 + 0,039b$,

Schwere Wagen.. $c = 0,72 + 0,007b + 0,14l$ $c = 0,95 + 0,049b$,

Leichte Wagen .. $c = 0,95 + 0,009b + 0,17l$ $c = 1,22 + 0,057b$.

Gitter-Querträger.

I-Zwischenträger.

Sehr schw. Wagen $c = 0,57 + 0,024b + 0,13l$ $c = 0,64 + 0,047b$,

Schwere Wagen.. $c = 0,62 + 0,037b + 0,10l$ $c = 0,67 + 0,056b$,

Leichte Wagen.. $c = 0,82 + 0,044b + 0,09l$ $c = 0,87 + 0,061b$.

Blech-Zwischenträger.

Sehr schw. Wagen $c = 0,60 + 0,024b + 0,11l$ $c = 0,68 + 0,049b$,

Schwere Wagen.. $c = 0,65 + 0,034b + 0,13l$ $c = 0,73 + 0,062b$,

Leichte Wagen .. $c = 0,85 + 0,039b + 0,17l$ $c = 0,94 + 0,070b$.

Diese Werthe für l würden für Wellenblech mit 1,11, für Hängeblech mit 1,44 zu multiplizieren sein. Der erste der Ausdrücke für l entspricht der Regel 129, der zweite ist durch die Einsetzung der Ausdrücke für l aus den Formeln 132 entstanden.

3. Gewicht. Das Gewicht des Fahrbahngerippes und der Brückentafel, also der Eisenkonstruktion für die Bahn in Klgr. pro \square Met. ergibt sich hiernach durchschnittlich für verschiedene Konstruktionen der Brückentafel und der Zwischenträger annähernd folgendermassen (134):

Blech-Querträger.

Sehr schwere Wagen. Schwere Wagen. Leichte Wagen.

Brückentafel..... $g_1 = 76 + 4,3b$ $59 + 2,9b$ $48 + 1,7b$,

Fahrbahngerippe . $g_2 = 62 + 3,6b$ $46 + 3,7b$ $30 + 3,2b$,

Beides zusammen. g = 138 + 7,9b $105 + 6,6b$ $78 + 4,9b$.

Gitter-Querträger.

Brückentafel..... $g_1 = 66 + 5,6b$ $52 + 4,1b$ $44 + 2,3b$,

Fahrbahngerippe . $g_2 = 46 + 3,9b$ $31 + 3,8b$ $21 + 2,7b$,

Beides zusammen. g = 112 + 9,5b $83 + 7,9b$ $65 + 5,0b$.

Das Gesagte bedarf einer Ergänzung hinsichtlich des Belages mit Buckelplatten. Hier sind in der Regel zwischen den Zwischenträgern noch sekundäre Querträger nöthig. Nehmen wir dieselben aus schwachem I-Eisen konstruirt an, so wird das Gewicht derselben pro \square Meter

In den Formeln 127, 128, 132, 133 und 134 ist l , b und c in Meter, in Formel 128 g in Klgr. pro lauf. Met. eines Gleises, in Formel 134 g , g_1 , g_2 in Klgr. pro \square Meter zu nehmen.

Brückenbahn bei dem Raddrucke D ungefähr $8 + 2,5D$, sonach würde das Gewicht der Buckelplatten sammt sekundären Querträgern für stehende und hängende Buckelplatten nach §. 30 bezüglich $29 + 10,5D$ und $25 + 5,5D$ anzunehmen sein. Da dieses Gewicht von der Entfernung c der Zwischenträger unabhängig ist, so würde $B = 0$ zu setzen sein; nach Formel 130 würde sich also $c = \infty$ ergeben. Man wird daher hier mit Rücksicht auf die Dimensionen der zur Verfügung stehenden Buckelplatten c möglichst gross annehmen.

Wir haben im Vorstehenden das Gewicht des Eisens als massgebend für die zweckmässigste Anordnung angesehen, während eigentlich der Preis massgebend ist. Da der Preis nicht ganz genau dem Gewichte proportional genommen werden kann, so würden kleine Modifikationen eintreten müssen. Da I-Träger pro Gewichtseinheit etwas billiger sind, als Blechträger, so würde bei Anwendung von Zwischenträgern aus I-Eisen c etwas kleiner, l dagegen etwas grösser zu nehmen sein. Da ferner bei gleichem Gewichte der Preis um so höher wird, je mehr Träger vorkommen, so würde man sowohl die Anzahl der Querträger, als die der Zwischenträger zu reduzieren suchen, also c und l etwas grösser wählen.

§. 107. Bahngerippe bei Gitterbrücken. Die in den beiden vorigen Paragraphen aufgestellten Regeln gelten nur für Blechbrücken und allenfalls für engmaschige Gitterbrücken. Für weitmaschige Brücken können sie keine volle Giltigkeit haben, weil es hier rathsam ist, die Querträger an den Knotenpunkten anzubringen, so dass auch die für das Gitterwerk der Hauptträger nöthige Materialmenge von der Lage der Querträger abhängt.

Das durchschnittliche Gewicht g_3 des Gitterwerkes der Hauptträger pro Längeneinheit lässt sich setzen $g_3 = A_3 + B_3 + \frac{C_3}{l}$. Wir unterscheiden nun Eisenbahn- und Strassenbrücken.

a) **Eisenbahnbrücken.** Das Gewicht pro Längeneinheit der Bahn wird für die Zwischenträger, wie in §. 104: $g_1 = A_1 + B_1 l$ und für die Querträger $g = A + \frac{C}{l}$, worin A und C gleichbedeutend mit $B(b-k)$ und $A(b-k)$ in §. 104 sind. Das Gewicht aller drei Theile wird demnach

$$135. \quad g' = A + A_1 + A_3 + (B_1 + B_3)l + \frac{C + C_3}{l}.$$

Hiernach wird g' zum Minimum für

$$136. \quad l = \sqrt{\frac{C + C_3}{B_1 + B_3}}$$

und zwar wird

$$137. \quad \min g' = A + A_1 + 2\sqrt{(B_1 + B_3)(C + C_3)}.$$

b) **Strassenbrücken.** Dieselben Regeln gelten auch für Strassenbrücken, wenn man die Entfernung der Zwischenträger unabhängig von der Entfernung der Querträger annimmt, was nur nahezu richtig ist. Auf eine genauere Behandlung, welche nach dem im vorigen Paragrafe Gesagten leicht durchzuführen ist, wollen wir verzichten.

Beispiel. Wir wählen als Beispiel eine eingleisige Eisenbahnbrücke mit Parallelträgern von 50^m Spannweite, 6^m Trägerhöhe und oben liegender Bahn. Wir nehmen das Eigengewicht vorläufig zu $g = 2,2$, die zufällige Last für das Gitterwerk für ein eintheiliges System zu $5,2$, für ein zweitheiliges System zu $6,3$ Ton. pro Met. an. Wir setzen ferner das Gewicht der Blechzwischenräger nach Formel 27 (S. 142) in Klgr. pro Met.

$$g_1 = 32 + 32l,$$

das der Blechquerträger nach Formel 99 (S. 214) für $b = 4,5$, $c = 1,8$ in Klgr. pro Met. zu $\frac{1}{l} 13,7 (4,5 - 0,75 \cdot 1,8) (l + 10,2)$, d. i. zu

$$g = 43 + \frac{440}{l}.$$

Ohne Rücksicht auf das Gitterwerk würde hiernach der zweckmässigste Werth von $l = \sqrt{\frac{440}{32}} = 3,71$ werden.

1. Warrenträger ohne Vertikalen (Fig. 252). Das Gewicht des Gitterwerkes setzen wir

$$g_2 = 18 + 16l + 2360l^{-1}.$$

Daher wird das Gesamtgewicht

$$g' = g + g_1 + g_2 = 93 + 48l + 2800l^{-1},$$

also

$$\min g' \text{ für } l = \sqrt{\frac{2800}{48}} = 7,64, \quad \min g' = 830.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein würde für $l = 12$ zum Minimum.

Fig. 252.

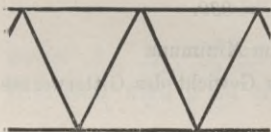
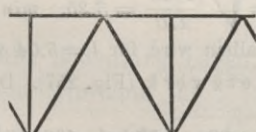
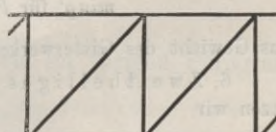


Fig. 253.



$\frac{1}{500}$ nat. Gr.

Fig. 254.



2. Warrenträger mit Vertikalen (Fig. 253). Das Gewicht der Vertikalen nehmen wir nach §. 104 zu $\frac{1}{2} \cdot 4,3 \cdot 6 = 12,9$ Prozent von $g + g_1$, d. i. $= 10 + 4l + 57l^{-1}$, mithin $g_3 = 18 + 16 \cdot 2l + 2360(2l)^{-1} + 10 + 4l + 57l^{-1}$ oder

$$g_3 = 28 + 36l + 1237l^{-1},$$

also

$$g' = 103 + 68l + 1677l^{-1}$$

und

$$\min g' \text{ für } l = \sqrt{\frac{1677}{68}} = 4,97, \quad \min g' = 780.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein wird für $l = 5,97$ zum Minimum.

3. Eingleisiges Fachwerk (Fig. 254). Das Gewicht des Gitterwerkes setzen wir

$$g_s = 30 + 33l + 3090l^{-1},$$

daher

$$g' = 105 + 65l + 3530l^{-1},$$

also

$$\text{ming für } l = \sqrt{\frac{3530}{65}} = 7,37, \quad \text{ming}' = 1060.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein wird für $l = 8,48$ zum Minimum.

4. Zweitheiliges Netzwerk ohne Vertikalen (Fig. 255). Das Gewicht des Gitterwerkes wird

$$g_s = 36 + 38l + 1380l^{-1},$$

mithin

$$g' = 111 + 70l + 1820l^{-1}$$

und

$$\text{ming}' \text{ für } l = \sqrt{\frac{1820}{70}} = 5,10, \quad \text{ming}' = 830.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein wird für $l = 6,00$ zum Minimum.

Fig. 255.

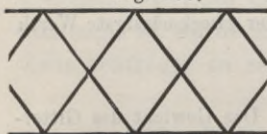


Fig. 256.

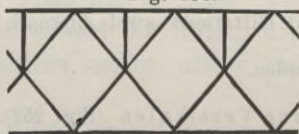
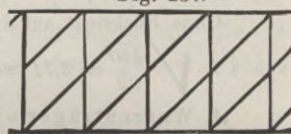


Fig. 257.



$\frac{1}{10}$ nat. Gr.

5. Zweitheiliges Netzwerk mit Vertikalen (Fig. 256), welche die zwischen den Knotenpunkten liegenden Querträger tragen und bis zu den Kreuzungspunkten der Gitterstäbe reichen. Das Gewicht der Vertikalen wird halb so gross, wie bei 2., daher $g_s = 5 + 2l + 29l^{-1} + 36 + 38 \cdot 2l + 1380(2l)^{-1}$, d. i.

$$g_s = 41 + 78l + 720l^{-1},$$

also

$$g' = 16 + 110l + 1160l^{-1},$$

und

$$\text{ming}' \text{ für } l = \sqrt{\frac{1160}{110}} = 3,25, \quad \text{ming} = 830.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein wird für $l = 3,04$ zum Minimum.

6. Zweitheiliges Netzwerk (Fig. 257). Das Gewicht des Gitterwerkes setzen wir

$$g_s = 60 + 77l + 1380l^{-1},$$

mithin wird

$$g' = 135 + 109l + 1820l^{-1},$$

und

$$\text{ming}' \text{ für } l = \sqrt{\frac{1820}{109}} = 4,09, \quad \text{ming}' = 1030.$$

Das Gewicht des Gitterwerkes allein wird für $l = 4,24$ zum Minimum.

Hiernach würde der Warrenträger [mit Vertikalen (Fig. 258) die kleinste Materialmenge erfordern.

§. 108. Querträger, welche zwischen den Knotenpunkten liegen. Die Möglichkeit, Querträger zwischen den Knotenpunkten anordnen zu können, wird dadurch erreicht, dass man die Gurte der Haupt-

träger entsprechend verstärkt. Die Berechnung des Gurtquerschnittes hat hierbei nach der Regel

$$138. \quad K = \frac{S}{F} + \frac{M e}{I}$$

zu erfolgen, worin S die Gurtspannung, M das auf das betreffende Gurstück wirkende Maximalmoment, F die Querschnittsfläche des Gurtes, I das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe, e den Abstand der gespanntesten Faser von der horizontalen Schweraxe bezeichnet. Bezeichnet man diejenige Querschnittsfläche, welche nöthig wäre, wenn die Gurte keine Querträger aufzunehmen hätten, mit F_0 , so ist $S = K F_0$, daher

$$139. \quad F - F_0 = \frac{F e}{I} \frac{M}{K}.$$

Wenn man die Rechnung für einzelne spezielle Gurtformen durchführt, so findet man, dass diese Anordnung wesentlich mehr Material erfordert, als die bisher besprochenen Anordnungen. Nur in einem Falle kann sie sich als zweckmässig erweisen, nämlich wenn man die Querswellen direkt auf die Gurte legt, so dass man die Schwellenträger und auch die Querträger ganz erspart. Natürlich muss man bei dieser Anordnung die Hauptträger ziemlich nahe rücken, was nur bei kleineren Spannweiten zulässig ist. Wir wollen diese Anordnung etwas näher in Betracht ziehen.

Das Moment M lässt sich nach dem für kontinuierliche Zwischenträger in §. 70 Gesagten bestimmen. Die Vermehrung $(F - F_0) \gamma$ des Gewichtes lässt sich im Allgemeinen nur sehr ungenau in eine algebraische Form bringen; beiläufig wird dieselbe $g_1 = \beta l$, wenn l den Abstand der Knotenpunkte bezeichnet. Sonach wird das Gewicht g des Gitterwerkes, einschliesslich der Vermehrung des Gewichtes desjenigen Gurtes, auf welchem die Schwellen liegen:

$$140. \quad g = A_3 + B_3 l + \frac{C_3}{l} + \beta l,$$

wobei A_3 , B_3 , C_3 dieselbe Bedeutung haben, wie im vorigen Paragrafe. Hiernach wird g zu einem Minimum für

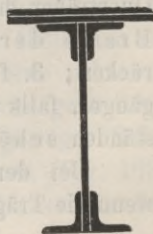
$$141. \quad l = \sqrt{\frac{C_3}{B_3 + \beta}}$$

und zwar wird:

$$142. \quad \text{min } g = A_3 + 2 \sqrt{(B_3 + \beta) C_3}.$$

Der Werth von β wird sehr verschieden je nach der Gurtform. Für einfache T-förmige Gurte, welche man durch zwei an das Stehblech genietete Winkel verstärkt (Fig. 258), wird je nach der Höhe $g_1 = 15 M$ bis $20 M$, durchschnittlich $16 M$. Für Hauptbahnen wird beiläufig $M = 0,55 l + 0,335 l^2$ Tonnenmeter oder ziemlich roh $= 1,9 l$ Tonnenmeter und $g = 16 M = 30 l$, also $\beta = 30$ pro Träger. Für die Zusammensetzung des Gurtes aus gewalztem I-Eisen, welche

Fig. 258.



man häufig in Amerika findet, ist die Vermehrung g_1 des Gurtgewichtes gleich dem Gewichte eines besonderen Zwischenträgers mit derselben Höhe, also nach §. 73 zu bestimmen. Für Hauptbahnen wird pro Träger annähernd $g_1 = 24 l$ Kilogr.

Beispiel. Die eingleisige Brücke habe 30^m Spannweite, 3^m Trägerhöhe, $1,8$ Ton. pro Met. Eigengewicht, $5,6$ Ton. pro Met. zufällige Belastung. Die zulässige Inanspruchnahme K sei $0,65$ Ton. pro \square^{cm} . Die Theilungszahl des Gitterwerkes sei n . Wir nehmen folgende Koeffizienten an:

Netzwerk:

$n = 1$	$A_3 = 18$	$B_3 = 44$	$C_3 = 396,$
$n = 2$	$A_3 = 36$	$B_3 = 106$	$C_3 = 238,$
$n = 3$	$A_3 = 54$	$B_3 = 173$	$C_3 = 173.$

Fachwerk:

$n = 1$	$A_3 = 30$	$B_3 = 44$	$C_3 = 792,$
$n = 2$	$A_3 = 60$	$B_3 = 106$	$C_3 = 477,$
$n = 3$	$A_3 = 90$	$B_3 = 173$	$C_3 = 346.$

Für die T-förmigen Gurte werde pro Gleis, also für beide Träger, $g_1 = 60 l$ Kilogr. pro Met., also $\beta = 60$. Nach Formel 91 ergibt sich für $n = 1, 2, 3$ für Netzwerk $g = 424, 434, 456$, für Fachwerk $g = 604, 622, 658$.

Sowohl für Netzwerk, als für Fachwerk gibt das eintheilige System die kleinste Materialmenge. Nach Formel 141 würde bei $n = 1$ für Netzwerk $l = \sqrt{\frac{396}{104}} = 1,95$, für Fachwerk $l = \sqrt{\frac{792}{104}} = 2,76$ zu wählen sein

X. Kapitel.

Konstruktion der Fusswegträger.

§. 109. **Träger ausserhalb der Hauptträger.** In vielen Fällen erscheint es rathsam, die Hauptträger so anzuordnen, dass ein Theil der Bahn ausserhalb der Hauptträger liegt, indem man denselben entweder durch einseitig an den Hauptträgern befestigte Träger, sogenannte Konsolenträger oder Konsolen, seltener durch schwächere Längsträger unterstützt. Man kann hierdurch folgende Vortheile erreichen: 1. Verminderung des Gewichtes des Bahngerippes, indem die Querträger eine kleinere Spannweite erhalten; 2. Verminderung der Breite der Pfeiler, indem die äusseren Träger näher an einander rücken; 3. freieren Ueberblick über die Gegend für die Fussgänger, falls die Bahn über den Trägern liegt; 4. wohl auch unter Umständen schönere Form.

Bei den Eisenbahnbrücken wendet man Konsolen meist nur an, wenn die Träger unter der Bahn liegen. Wenn die Träger über der Bahn

liegen, so müssen die Träger zur Erzielung des für die Züge nöthigen lichten Profiles ohnehin einen so grossen Abstand erhalten, dass ein Begehen der Bahn möglich wird; höchstens wird man hier den Abstand der Hauptträger ein wenig grösser nehmen, als er für das Durchfahrtsprofil unbedingt erforderlich ist (vergl. §. 4). Nur wenn die Brücke auch für das zu Fusse gehende Publikum zugänglich gemacht werden soll, erscheint hier die Anordnung von Konsolen zweckmässig (vergl. §. 6). Nur sehr selten wird es sich als zweckmässig erweisen, die Schienen auf Konsolen zu legen. Jedenfalls wird man nur bei Brücken mit oben liegender Bahn diese Konstruktion in Betracht ziehen, wenn die Brücke eine sehr grosse Breite erhält. So liegen z. B. bei der Bellevue-Brücke der Berliner Stadtbahn (Fig. 127, S. 111) die äusseren Schienen der äusseren der vier Gleise auf Konsolen. Auch bei Säulenbahnen in Städten kann diese Konstruktion in Betracht kommen; bei der Säulenbahn in New-York kommt es z. B. vor, dass ein ganzes Gleis durch Konsolen unterstützt ist.

Häufiger noch werden sich Konsolen bei Strassenbrücken als zweckmässig erweisen (vergl. §. 5).

§. 110. Konsolen als Verlängerung der Querschwellen und Querträger. Bei den Eisenbahnbrücken mit kleiner Spannweite mit oben liegender Bahn ist es üblich, die Querschwellen soweit über die Träger vorstehen zu lassen, dass die Geländer auf den Querschwellen befestigt werden können (Fig. 1, S. 3). Bei grösseren Spannweiten wendet man diese einfache Anordnung nur deshalb meist nicht an, weil die Hauptträger bei den verwendbaren Dimensionen der Querschwellen einen zur Erzielung der nöthigen Stabilität zu geringen Abstand erhalten müssten. Eine Ausnahme hiervon machen nur die Balkenträger mit hoch liegenden Lagern, insbesondere Fischbauchträger. Auch bei den Strassenbrücken lässt man zuweilen den hölzernen oder eisernen Belag über die Träger vorstehen (Fig. 19, S. 14 und Fig. 59, S. 45).

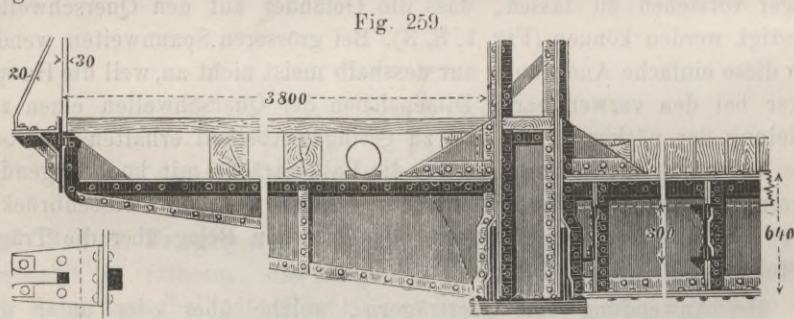
Bei Anwendung von Querträgern, welche über oder unter den Hauptträgern liegen, bildet man die Konsolen in der einfachsten Weise durch eine Verlängerung der Querträger. Für die Anwendung von Querträgern aus I-Eisen mögen die Figuren 46 (S. 33), 55 (S. 43) und 172 (S. 145) als Beispiele dienen. Bei Anwendung von Blechquerträgern wird man die Gurte in der Konsole nach dem Ende zu nähern (Fig. 43, S. 33, Fig. 74, S. 58, Fig. 151, S. 154 und Fig. 193, S. 155), theils um in der Blechwand etwas an Material zu sparen, theils um eine schönere Form zu erhalten; die Blechwand kann alsdann auch wohl ganz oder zum Theil weggelassen werden (Fig. 74, S. 58). Nur bei geringer Höhe wird man die Gurte in der Konsole lieber parallel anordnen (Fig. 192, S. 155). Bei Anwendung von Gitterträgern wird das Gitterwerk in der

Konsole der wesentlich kleineren Beanspruchung wegen schwächer konstruiert werden können, als im Querträger (Fig. 202, S. 160). Ein Beispiel für die Verlängerung eines gusseisernen Querträgers bietet Fig. 180 (S. 149).

§. 111. **Konsolen aus Schmiedeeisen.** Die Konsolen erhalten mit den im vorigen Paragrafe erwähnten Ausnahmen im Allgemeinen eine dreieckige Form, mehr oder weniger der Form konstanter Festigkeit entsprechend; die untere Begrenzung kann hierbei gekrümmt sein. Wir können etwa die folgenden speziellen Konstruktionen unterscheiden:

1. **T-förmige Blechkonsole**, bei welcher ein dreieckiges Blechstück mit geradliniger oder konkaver unterer Begrenzung nur oben durch zwei, auch wohl nur ein Winkeleisen eingefasst ist (Fig. 26, S. 23; Fig. 65, S. 50; Fig. 106, S. 98 und Fig. 212, S. 168). Diese Konstruktion ist indess nur für kurze Konsolen geeignet.

2. **I-förmige Blechkonsole**, bei welcher noch eine Einfassung des Blechstücles am unteren Rande durch Flacheisen oder Winkeleisen hinzu kommt (Fig. 40, S. 28; Fig. 191, S. 154, Fig. 193, S. 155 und Fig. 259). Bei höheren und weit ausladenden Konsolen kann auch eine Absteifung der Blechwand durch vertikale Steifen (Fig. 259) rätlich erscheinen. Ob eine Einfassung des unteren Randes nöthig ist oder nicht, hat die Berechnung zu lehren.

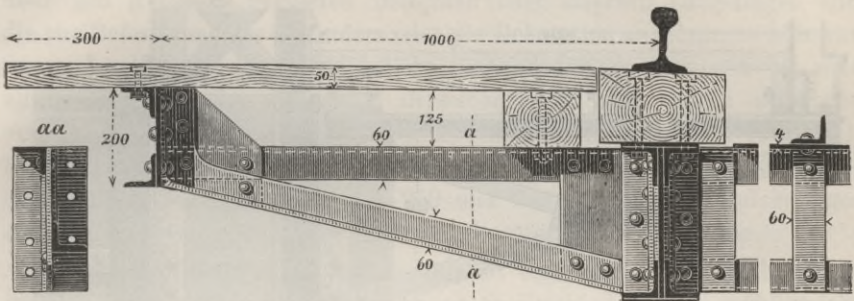


Brigittabrücke über den Donaukanal in Wien (Köstlin und Battig). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

3. **Strebenkonsole**, bei welcher der obere horizontale Gurt durch eine Strebe unterstützt wird (Fig. 74, S. 58; Fig. 83, S. 72; Fig. 87, S. 79; Fig. 108, S. 99; Fig. 126, S. 110; Fig. 139, S. 117; Fig. 161, S. 129; Fig. 194, S. 156, Fig. 95, S. 86 und Fig. 260). Diese Konstruktion ist am Platze, wenn der Druck vom Fusswege nur an beiden Enden der Konsolen übertragen wird; indessen bei kurzen Konsolen auch bei schwacher Belastung des Obergurtes der Konsole. Wenn man beide Gurte durch Vertikalen verbindet (Fig. 108, S. 99), so kann man diese Konstruktion selbst bei etwas stärkerer Belastung des Obergurtes anwenden. In den

meisten Fällen bildet man Ober- und Untergurt aus einem Winkeleisen (Fig. 108, S. 99) oder aus zwei Winkeleisen (Fig. 161, S. 129 etc.),

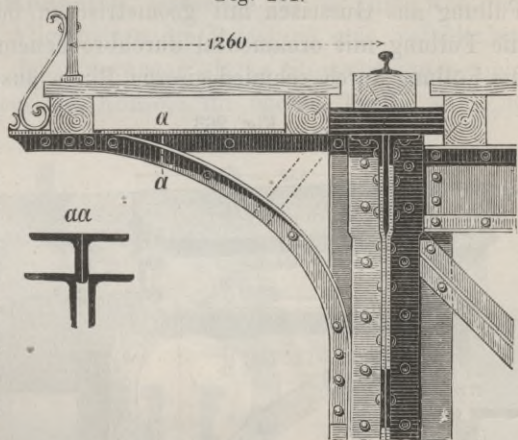
Fig. 260.

Italienische Eisenbahnen (Cail & C. in Paris). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

auch wohl aus T-Eisen (Fig. 95, S. 86); da der obere Gurt nur auf Zug beansprucht wird, falls er nicht direkt belastet ist, so hat man ihn

in diesem Falle wohl auch aus Flacheisen gebildet (Fig. 126, S. 110). Der Untergurt oder die Strebe wird hier am besten gerade angeordnet, da bei einer gekrümmten Form (Fig. 261) eine stärkere Beanspruchung eintritt, wenn man nicht besondere Unterstützungen (Fig. 83, S. 72) durchführt. Eine solche Unterstützung ordnet man wohl auch bei geraden Streben an (Fig. 87, S. 79), um dieselbe mehr gegen Einknicken zu schützen.

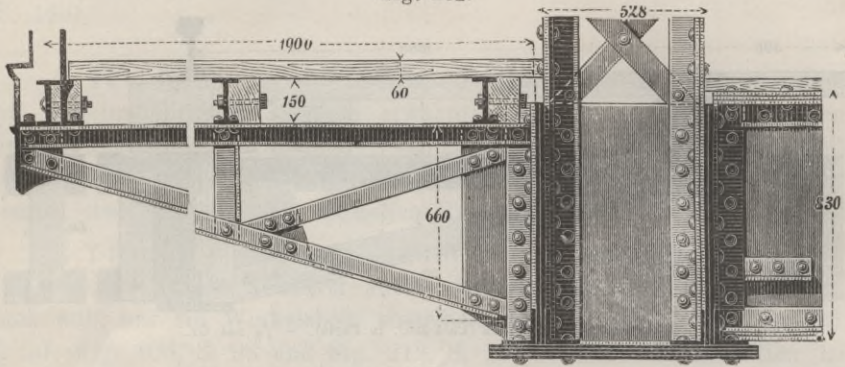
Fig. 261.

Brücke über den Rhein bei Waldshut. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

4. Gitterkonsole. Bei direkter Belastung des Obergurtes und grösserer Ausladung ist ausser der I-förmigen Blechkonsole die Gitterkonsole am Platze, bei welcher beide Gurte durch Gitterwerk verbunden sind. Die Gurte bestehen meist aus Winkeleisen, wohl auch aus T-Eisen. Die Anordnung des Gitterwerkes hat nach den für das Gitterwerk der Gitterträger aufgestellten Regeln zu erfolgen. Bei grösseren Konsolen ist wohl das sogenannte Netzwerk am vortheilhaftesten (Fig. 202, S. 160); bei kleineren Konsolen, wie sie meist vorkommen, wird gewöhnlich das Fachwerk mit Vertikalen und Diagonalen (Fig. 94, S. 84 und Fig. 262) vorgezogen. Die gezogenen Gitterstäbe bildet man meist aus Flacheisen, die gedrückten aus Winkeleisen.

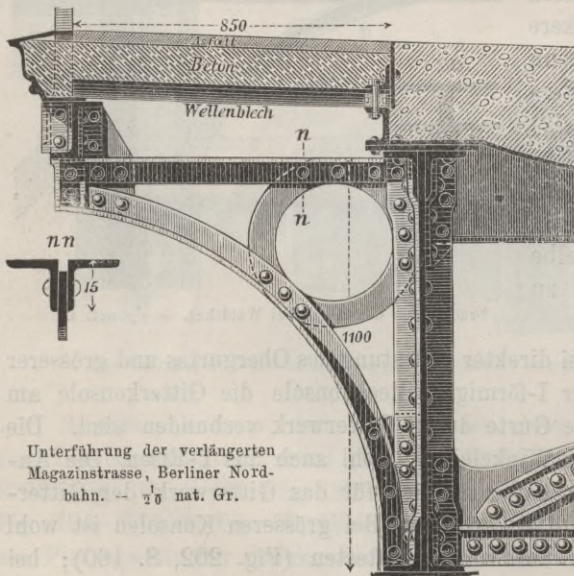
5. Ornamentale Konsolen. Statt einer Füllung aus Gitterwerk hat man auch verschiedene andere Formen der Füllung gewählt und zwar

Fig. 262.

Rheinbrücke bei Mannheim (Eisenbahnbrücke). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

meist zum Zwecke einer beabsichtigten Dekoration; wir erwähnen die Füllung aus Gusseisen mit geometrischen oder organischen Ornamenten, die Füllung mit ornamental durchbrochenem Bleche (Fig. 93, S. 83) und die Füllung durch schmiedeeiserne Ringe aus Quadrat-, Flach- oder Winkel-

Fig. 263.



Unterführung der verlängerten
Magazinstrasse, Berliner Nord-
bahn. — $\frac{1}{8}$ nat. Gr.

keleisen (Fig. 263), oft in Form des gothischen Maasswerkes (Fig. 79, S. 66 und Fig. 91, S. 81). Bei der geringen Beanspruchung der Füllung sind derartige Anordnungen wohl zulässig und in vielen Fällen wird eine ornamentale Behandlung der Konsolen wohl auch gerechtfertigt erscheinen.

Hinsichtlich der Konstruktion der schmiedeeisernen Konsolen im Allgemeinen machen wir noch einige Bemerkungen. Die Verbindung der beiden

Gurte am spitzen Ende erfolgt bei den verschiedenen eben beschriebenen Konstruktionen selten direkt (Fig. 261), sondern meist mit Hilfe eines Blechstüekes (Fig. 74, 83, 87, 95, 108, 129, 161, 194, 260 und 262),

welches dann auch wohl gleichzeitig zur Befestigung des Geländers dient, worüber später.

Zur Absteifung der Konsolen gegen Seitenschwankungen dienen die über den Konsolen liegenden hölzernen oder eisernen Längsträger und die zur Befestigung des Geländers oder als Dekoration angeordnete hölzerne Saumschwelle; wo diese Theile nicht vorhanden sind, hat man bei weit ausladenden Konsolen die Enden derselben wohl auch durch schwache eiserne Saumbänder in Form von Winkeleisen, U-Eisen (Fig. 87), S. 79 und Fig. 95, S. 86), I-Eisen (Fig. 83, S. 72) oder mit Winkeleisen gesäumten Flacheisen (Fig. 259 und 260) verbunden. Bei geringer Ausladung ist eine besondere derartige Verbindung nicht nöthig.

Die obere Begrenzung der Konsole ist zwar meist horizontal; indess ist dies keineswegs nöthig; es kann unter Umständen recht wohl zweckmässig sein, die obere Begrenzung nach aussen ansteigen zu lassen, um hier die für den meist erhöhten Fussweg nöthige Unterstützung in möglichst einfacher Weise zu gewinnen (Fig. 94, S. 84).

§. 112. Gusseiserne Konsolen. Gusseisen ist für kurze Konsolen recht wohl zulässig, da im Allgemeinen die Belastung eine verhältnissmässig geringe ist und bei den Fusswegen starke Stosswirkungen nicht zu befürchten sind. Da aber die Konsole im oberen Theile auf Zug beansprucht wird, so

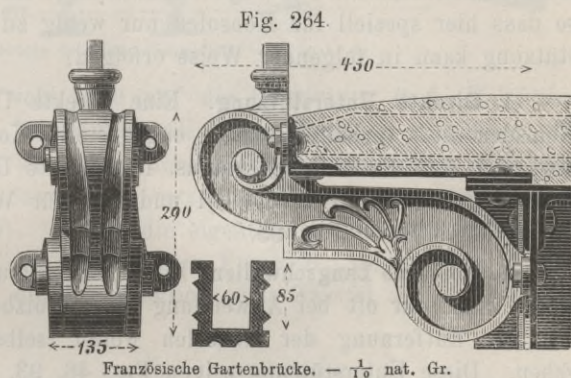
kommt man doch mit Schmiedeeisen meist billiger weg. Bei schmiedeeisernen Hauptträgern wählt man das

Schmiedeeisen auch schon der gleichartigen Verbindungen wegen. Mehrfach hat man wohl Gusseisen gewählt, weil sich mit diesem Mate-

riale dekorative Anordnungen leichter durchführen lassen. Wir finden das Gusseisen sowohl bei Eisenbahn- als bei Strassenbrücken, indess doch verhältnissmässig selten.

Die gusseiserne Konsole hat im Allgemeinen dieselbe Form, wie die schmiedeeiserne. Sie besteht aus einem oberen und unteren Gurte und zwischenliegendem Füllwerk in Form von vollen oder durchbrochenen Wandungen oder geometrischen und organischen Ornamenten; der Untergurt bleibt wohl auch weg.

Als Beispiel mögen die Figuren 180 (S. 149), 181 (S. 150), Fig. 182, (S. 150) und Fig. 264 dienen. In Fig. 264 bildet der gusseiserne Theil



Französische Gartenbrücke. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

eigentlich nur eine Strebe zur Unterstützung des aus einem Bleche bestehenden Obergurtes.

§. 113. Befestigung der Konsolen. Wenn die Konsolen nicht unmittelbare Verlängerungen der Querträger sind, so legt man sie doch am besten unmittelbar neben die Querträger oder, wenn solche nicht vorhanden sind, neben die Querverbindungen, um eine seitliche Verbiegung der Hauptträger durch die Konsolen zu verhindern. Sind Vertikalen vorhanden, so verbindet man mit diesen die Konsolen und Querträger in gleicher Weise (Fig. 26, 40, 65, 72, 74, 87, 93, 94, 106, 139, 177, 212, 259 und 262). Aber auch, wenn keine Vertikalen vorhanden sind, verbindet man am liebsten die Konsolen direkt mit den Querträgern (Fig. 198, S. 158 und Fig. 194, S. 156). Bei den Streben- und Gitterkonsolen verbindet man den Ober- und Untergurt meist mit einem gemeinschaftlichen Anschlussbleche (Fig. 108, 139, 161, 194, 260 und 262) oder mit zwei getrennten Anschlussblechen (Fig. 94 und 177) durch eine entsprechende Anzahl von Nieten. Gusseiserne Konsolen wird man am besten durch Schrauben befestigen.

§. 114. Unterstützung der Brückendecke. Die Unterstützung der Brückendecke der Fusswege wurde bereits im IV. Kapitel besprochen, so dass hier speziell für Konsolen nur wenig zu sagen ist. Diese Unterstützung kann in folgender Weise erfolgen:

1. **Direkte Unterstützung.** Eine direkte Unterstützung durch die Konsolen setzt verhältnissmässig eng gestellte Konsolen (bis zu höchstens etwa 2,5 Met. Entfernung) voraus. Die direkte Unterstützung zeigen für Holzbelag Fig. 91, 108, 180, 191 und 212, für Wellenblech Fig. 65 und für gerieftes Blech Fig. 95.

2. **Hölzerne Langschwellen.** Eine Unterstützung durch Holzschwellen findet man sehr oft bei Anwendung eines Holzbelages. Man kann hier mit der Entfernung der Konsolen weiter (selbst bis zu etwa 5 Met.) gehen. Diese Unterstützung zeigen Fig. 46, 93, 202, 259 und 261.

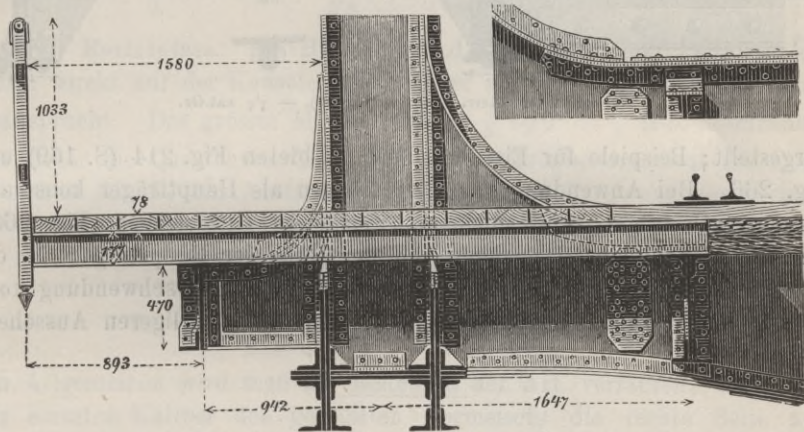
3. **Eiserne Längsträger** und zwar Winkeleisen, gesäumte Flacheisen (Fig. 79, S. 66), T-Eisen, namentlich aber U- und I-Eisen (Fig. 26, S. 23, Fig. 43, S. 33, Fig. 94, S. 84 und Fig. 262) für alle Arten von Brückentafel und Brückendecke. Bei grosser Entfernung der Konsolen ist diese Konstruktion im Allgemeinen die beste.

4. **Kombination** der beiden eben erwähnten Anordnungen, indem man zur Unterstützung eiserne Saumträger, im Uebrigen hölzerne Langschwellen verwendet (Fig. 259 und 260) oder indem man neben alle oder einzelne eiserne Träger behufs des Festnagelns der Bohlen noch Holzschwellen legt (Fig. 43, S. 33).

5. **Unterstützung durch den Saumträger und Hauptträger.** Der Hauptträger lässt sich, namentlich bei oben liegender Bahn, häufig zur Unterstützung verwenden; wir finden dies z. B. in Fig. 40, 94, 126, 161, 194 und 264.

6. **Querträger, welche einerseits durch den Saumträger, andererseits durch den Hauptträger oder einen Zwischenträger unterstützt sind,** kommen seltener in Anwendung. Beispiele zeigen Fig. 74, 87 und 265. Man wendet Querträger an *a)* zur blossen Erhöhung des Fussweges; zu

Fig. 265.

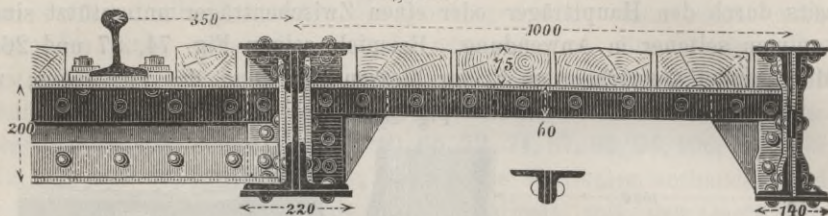
Wechselbrücke bei Thorn (Schwedler). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

diesem Zwecke werden wohl auch auf die Querträger noch Holzfutter gelegt (Fig. 87); *b)* um Längsbohlen als Belag anwenden zu können, die man bei den Fusswegen den Querbohlen meist vorzieht und *c)* weil man die Querträger über die Saumträger vorstehen oder auskragen lassen kann (Fig. 87, 193 und 265), so dass die eigentlichen Konsolen kürzer gehalten werden können; bei sehr breiten Fusswegen und grosser Entfernung der Konsolen ist die Konstruktion ohne Zweifel als zweckmässig zu bezeichnen.

§. 115. **Fussweg-Längsträger.** Bei geringer Spannweite, aber nur bei solcher, unterstützt man die ausserhalb der Hauptträger liegenden Fusswege durch besondere Längsträger, die man Ortträger oder auch wohl im engeren Sinne Fussweg- oder Trottoirträger nennt, einestheils der Materialersparniss gegenüber der Anwendung von Konsolen halber, andertheils, weil hier die geringe Höhe der Träger für die Konstruktion und Befestigung der Konsolen unzureichend sein kann. Sie werden als I-Träger, Blech- oder Gitterträger konstruirt. Je nach der Konstruktion der Brückentafel für die Fusswege werden die Ortträger die Brückentafel direkt unterstützen oder es werden noch Querträger, wohl auch noch sekundäre Längsträger, anzuordnen sein. In der Regel

werden diese Orträger schwächer, wohl auch niedriger gehalten werden können, als die übrigen Längsträger oder Hauptträger; man kann sie selbst einseitig (z. B. aus U-Eisen) konstruieren. Beispiele für Strassenbrücken sind in Fig. 57 (S. 44), Fig. 92 (S. 82) und Fig. 173 (S. 145)

Fig. 266.

Normalien der österr. Südbahn (Pressel). — $\frac{1}{5}$ nat.Gr.

dargestellt; Beispiele für Eisenbahnbrücken bieten Fig. 214 (S. 169) und Fig. 266. Bei Anwendung von Blechträgern als Hauptträger konstruiert man die Orträger wohl auch als Flacheisen-Gitterträger (Fig. 266), einestheils, weil ein Blechträger von der Höhe der Hauptträger für die kleinere Tragfähigkeit vielleicht nicht ohne Materialverschwendung konstruiert werden kann, andernteils wohl auch des gefälligeren Aussehens halber.

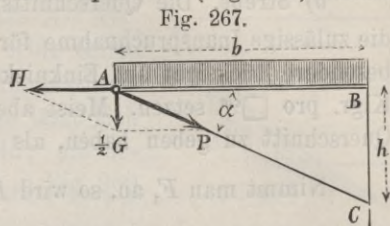
XI. Kapitel.

Berechnung der Fussweg-Träger.

§. 116. **Aeussere Kräfte.** Man kann die Fusswege hinsichtlich der Berechnung der Konsolen im Allgemeinen mit etwa 450 Kilogr. pro \square Meter belastet annehmen. Die Belastung durch den Belag und das Bahngerippe, ausschliesslich Konsolen, beträgt für blossen Blechbelag (Fig. 95) etwa 60 bis 90, im Mittel 75, für Holzbelag etwa 70 bis 150, im Mittel 90, für Beton- und Asphaltbelag mit eiserner Brückentafel 160 bis 240, im Mittel 200, für Steinbelag 220 bis 420, im Mittel 300 Klgr. pro \square Met. Hierzu kommt noch das Gewicht des Geländers und der Konsolen selbst. Wenn die Konsolen den Bohlen- oder Eisenbelag direkt tragen, so kann diese Last, mit Ausnahme des Geländergewichtes, als gleichmässig über die Länge der Konsole vertheilt angenommen werden. Meist aber wird der Belag durch Längsträger unterstützt; alsdann sind die Lasten natürlich an den Auflagerpunkten der Längsträger anzunehmen.

Wir bezeichnen die Ausladung der Konsole mit b , die Entfernung der Konsolen mit l , die Belastung pro \square Meter einschliesslich Eigengewicht mit q ; alsdann ist die von einer Konsole zu tragende Last $G = blq$.

§. 117. **Strebenkonsole.** Auf den Knotenpunkt A (Fig. 267) kommt die Last $\frac{1}{2} G$, welche sich nach den beiden Richtungen AB und AC zerlegt. Bezeichnen wir die Spannungen von AB und AC mit H und P , den Winkel BAC mit α und die Höhe BC mit h , so ist



$$1. H = + \frac{1}{2} G \cot \alpha = + \frac{G b}{2 h}, \quad P = - \frac{G}{2 \sin \alpha} = - \frac{G \sqrt{b^2 + h^2}}{2 h}.$$

a) **Horizontale.** Die Horizontale AB wird in dem Falle, wo der Belag direkt auf der Konsole liegt, ausser auf Zug auch noch auf Bruch beansprucht. Das grösste Moment ist $= \frac{1}{8} l q b^2 = \frac{1}{8} G b$. Bezeichnen wir daher die Querschnittsfläche mit F , das Trägheitsmoment des Querschnittes mit I , den Abstand der gespanntesten Faser von der horizontalen Schweraxe mit e , so ist die grösste Spannung pro Flächeneinheit $= \frac{H}{F} + \frac{G b e}{8 I}$. Diese gleich der zulässigen Inanspruchnahme K gesetzt, gibt

$$2. K = \frac{H}{F} + \frac{G b e}{8 I} = \frac{G b}{2 F h} \left(1 + \frac{F e h}{4 I} \right).$$

Im Allgemeinen wird man am besten in der Art verfahren, dass man für einzelne Kaliber des gewählten Formeisens die rechte Seite ausrechnet und dasjenige beibehält, für welches sich ein Werth ergab, der am meisten dem K gleich kommt, aber kleiner als K ist. Jedoch können in speziellen Fällen Vereinfachungen eintreten.

Setzt man z. B. die Horizontale aus zwei gewöhnlichen Winkel-eisen zusammen, so wird für 0,8 0,9 1,0 1,1^{cm} Dicke nach Abzug eines Nietloches bezüglich $F = 13,2 \ 18,4 \ 21,8 \ 25,4 \ \square \text{cm}$, $e = 4,6 \ 5,0 \ 5,3 \ 5,6 \text{cm}$, $I = 47, \ 65, \ 88, \ 117$ und $\frac{F e}{4 I} = 0,313 \ 0,350 \ 0,324 \ 0,306$, so dass man $\frac{F e}{4 I}$ als konstant annehmen und im Mittel $= 0,323$ setzen kann, wobei Centimeter vorausgesetzt sind. Setzt man ferner $K = 700$ Klgr. pro \square Centim., so wird $1400 F h = G b (1 + 0,323 h)$ oder

$$3. F = \frac{G b (1 + 0,323 h)}{1400 h}.$$

Ist z. B. $l = 2^m$, $b = 1^m$, $h = 0,7$, so wird für $q = 630$ Klgr. pro \square Met. $G = 630 \cdot 1 \cdot 2 = 1260$, also $F = \frac{1260 \cdot 1 \cdot (1 + 0,323 \cdot 0,7)}{1400 \cdot 0,7} = 22,05$, so dass auf jedes der beiden Winkeleisen 11 $\square \text{cm}$ nutzbare Querschnittsfläche käme. Nahezu kann man 1 gegen $0,323 h$ vernachlässigen oder noch besser $0,34 h$ für $1 + 0,323 h$ setzen. Alsdann wird noch einfacher

$$4. F = 0,0243 G b \ \square \text{Centim.}$$

wobei G in Klgr., b in Metern zu nehmen ist.

b) **Strebe.** Die Querschnittsfläche F_1 der Strebe ist $= \frac{P}{K_1}$, wenn K_1 , die zulässige Inanspruchnahme für Druck bedeutet. Man kann hier, ohne besondere Rücksicht auf Einknicken nehmen zu müssen, etwa $K_1 = 450$ Klgr. pro \square^{cm} setzen. Meist aber wird man der Strebe einen grösseren Querschnitt zu geben haben, als es die Rechnung verlangt.

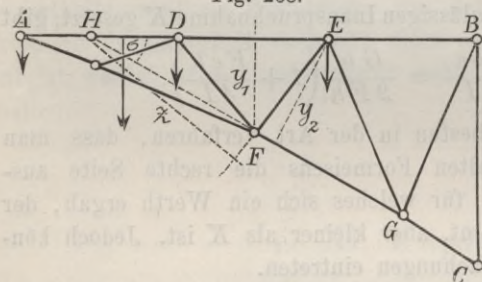
Nimmt man F_1 an, so wird $F_1 = -\frac{P}{K_1} = \frac{G\sqrt{b^2 + h^2}}{2K_1h}$ und hieraus

$$5. \quad h = \frac{Gb}{\sqrt{4F_1^2 K_1^2 - G^2}}.$$

Meist aber wird man h grösser wählen müssen, um eine leichtere konstruktive Durchführung oder eine sicherere Befestigung der Konsole zu ermöglichen.

§. 118. **Gitterkonsole.** Bezeichnet man die Spannung eines oberen Gurtstückes DE (Fig. 268) mit S_1 , eines unteren Gurtstückes FG mit S_2 ,

Fig. 268.



den normalen Abstand vom gegenüberliegenden Knotenpunkte F und E bezüglich mit y_1 und y_2 und das Moment aller links von E wirkenden Kräfte in Beziehung auf F mit M_1 , aller links von G wirkenden Kräfte in Beziehung auf E mit M_2 , so ist

$$6. \quad S_1 = +\frac{M_1}{y_1}, \quad S_2 = -\frac{M_2}{y_2}.$$

Hierbei müssen alle links von G , respektive E liegenden Punkte belastet sein; die Belastung der übrigen Punkte ist gleichgiltig.

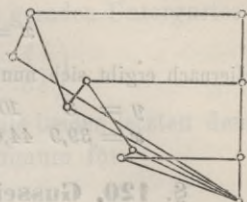
Wir bezeichnen ferner die Spannung eines nach links fallenden Gitterstabes EF mit P . Die Verlängerungen der Gurtstücke DE und FG , welche von einem durch EF gelegten dreitheiligen Schnitt getroffen werden, mögen sich in H schneiden. Ist z der normale Abstand des Stabes EF von H , M das Moment der links von E wirkenden Kräfte in Beziehung auf H , so ist

$$7. \quad P = \frac{M}{z}.$$

P ist Zug oder Druck, je nachdem M nach rechts oder links dreht. Für einen nach rechts fallenden Stab ist nur das Vorzeichen zu ändern. Hierbei dürfen nur die auf der einen oder anderen Seite von H liegenden Punkte belastet sein, je nachdem es sich um die grösste positive oder negative Spannung handelt.

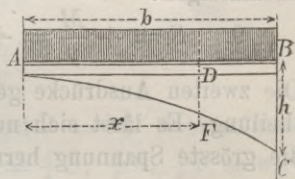
Bei geradlinigem Untergurte fällt der Punkt H für alle Stäbe natürlich in die Spitze A . Als dann kann eine totale Belastung für beide Gurte und sämtliche Gitterstäbe als die ungünstigste angesehen werden. Auf grafischem Wege lässt sich die Spannung ebenfalls leicht ermitteln; die betreffende Konstruktion für Fig. 268 ist in Fig. 269 dargestellt.

Fig. 269.



§. 119. **Blechkonsole.** 1. **Konsole mit T-förmigem Querschnitte.** Am besten nimmt man hier die Dimensionen der Winkeleisen und die Dicke δ der Blechwand an und bestimmt für verschiedene angenommene Höhen y des Querschnittes das Widerstandsmoment W und ermittelt sodann diejenigen Abstände x vom Ende A (Fig. 270), welche den verschiedenen angenommenen Höhen y entsprechen, und zwar nach der Gleichung $K_1 W = M$. Bei gleichmässig vertheilter Last wird $M = \frac{Gx^2}{2b}$, also

Fig. 270.

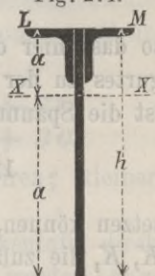


$$8. \quad x = \sqrt{\frac{2 K_1 W b}{G}}$$

Bei einigermaßen hohen Konsolen ist indess der untere Theil der Blechwand nicht mitzurechnen, da sich alsdann nicht annehmen lässt, dass er dem Drucke widersteht, ohne einzuknicken.

2. **Konsole mit I-förmigem Querschnitte.** In ganz gleicher Weise ist die Berechnung durchzuführen, wenn die Blechwand auch unten durch Flach- oder Winkeleisen eingefasst ist.

Fig. 271.



Beispiel. Es sei $b = 1m$, $l = 2,3m$, $q = 550$ Klgr. pro \square Met., also $G = 550 \cdot 1,2,3 = 1260$ Klgr. Wir nehmen die Blechwand $0,8cm$ dick, die Winkeleisen $0,8cm$ dick, $6,0cm$ breit an. Ist S das statische Moment für die Axe LM (Fig. 271), a_1 der Abstand des Schwerpunktes von LM , I_1 das Trägheitsmoment für die Axe LM , so ist $a_1 = \frac{S}{F}$, $I = I_1 - F a_1^2$. Hiernach ergibt sich in Centimetern:

$y =$	8	10	12	14	16	18	20	22
$F =$	24,4	26,0	27,6	29,2	30,8	32,4	34,0	35,6
$S =$	58	72	90	110	134	162	192	224
$a_1 =$	2,4	2,8	3,2	3,7	4,3	5,0	5,6	6,3
$a = y - a_1 =$	5,6	7,2	8,8	10,3	11,7	13,0	14,4	15,7
$I_1 =$	253	383	577	848	1208	1671	2249	2947
$F a_1^2 =$	142	203	282	400	570	810	1063	1413
$I = I_1 - F a_1^2 =$	111	180	295	448	698	861	1186	1534
$W =$	20,0	25,0	34,7	43,5	59,6	66,2	82,3	99,6

Wenn wir für Druck $K_1 = 300$ Klgr. pro \square^{cm} setzen, so wird

$$x = \sqrt{\frac{2.500.100}{1260} W} = \sqrt{79,37 W}.$$

Hiernach ergibt sich nun für

$$\begin{array}{cccccccc} y = & 8 & 10 & 12 & 14 & 16 & 18 & 20 & 22 \text{ Centim.} \\ x = & 39,9 & 44,6 & 52,5 & 58,6 & 68,7 & 72,5 & 80,8 & 82,9 \end{array}$$

§. 120. Gusseiserne Konsolen. Besteht die Konsole aus einem oberen Gurte mit der Querschnittsfläche f_1 und aus einem unteren Gurte mit der Querschnittsfläche f_2 , wobei wir f_1 und f_2 als konstant annehmen, so ist die Spannung S_1 und S_2 beider Gurte im Abstände x vom Rande, wenn hier die vertikale Höhe der Konsole $= y$, die Neigung des Untergurtes gegen die Horizontale $= \tau$ ist und wenn wir das Füllwerk vernachlässigen:

$$9. \quad S = + \frac{M}{y} = + \frac{Gx^2}{2by}, \quad S_1 = - \frac{M}{y} \sec \tau = - \frac{Gx^2}{2by} \sec \tau.$$

Die zweiten Ausdrücke gelten natürlich nur bei gleichmässiger Lastvertheilung. Es lässt sich nun leicht untersuchen, in welchem Querschnitte die grösste Spannung herrscht. Ist der Untergurt geradlinig, so ist $y = \frac{x}{b} h$, also

$$10. \quad S = + \frac{Gx}{2h}, \quad S_1 = - \frac{Gx}{2h} \sec \tau,$$

so dass hier die grösste Spannung an der Wurzel oder für $x = b$ herrscht. Ist der Untergurt parabolisch nach der Gleichung $y = \left(\frac{x}{b}\right)^2 h$, so wird

$$11. \quad S = + \frac{Gb}{2h}, \quad S_1 = + \frac{Gb}{2h} \sec \tau,$$

so dass hier die Spannung des Obergurtes konstant und die des Untergurtes an der Wurzel am grössten ist. Für alle zwischenliegenden Formen ist die Spannung beider Gurten an der Wurzel am grössten, so dass wir

$$12. \quad \max S = + \frac{Gb}{2h}, \quad \max S_1 = - \frac{Gb}{2b} \sec \tau$$

setzen können, wobei für τ der Werth an der Wurzel einzuführen ist. Ist K, K_1 die zulässige Inanspruchnahme für Zug und Druck, so wird also

$$13. \quad f = \frac{Gb}{2Kh}, \quad f_1 = \frac{Gb \sec \tau}{2K_1 h}.$$

Hierbei kann man etwa $K = 130, K_1 = 700$ Klgr. pro \square^{cm} annehmen.

§. 121. Gewicht der Konsolen. Wir bestimmen zunächst das Gewicht G einer Gitterkonsole unter der Annahme einer gleichmässigen Belastung. Wir wollen hierbei das Gitterwerk aus Vertikalen und Diagonalen bestehend denken. Bei dem Abstände c der Vertikalen, der Maxi-

malhöhe h der Konsole und dem Gewichte γ der Volumeneinheit ergibt sich leicht als theoretisches Gewicht bei Anwendung eines geraden Untergurtes:

$$14. \quad G = \frac{q\gamma lb^2}{4K} \left(\frac{2b}{h} + \frac{h}{b} + \frac{2c}{h} + \frac{4h}{3c} \right).$$

Die beiden ersten Glieder entsprechen den Gurten, die beiden letzten dem Gitterwerke. In Beziehung auf c wird G zum Minimum für

$$15. \quad c = h \sqrt{\frac{2}{3}} = 0,817h.$$

Für dieses Verhältniss wird

$$16. \quad G = \frac{q\gamma lb^2}{4K} \left(\frac{2b}{h} + \frac{h}{b} + 3,27 \right).$$

In Beziehung auf h wird G zum Minimum für

$$17. \quad h = b \sqrt{2} = 1,414b.$$

und zwar wird

$$18. \quad \min G = 1,524 \frac{q\gamma lb^2}{K}.$$

Für die Anwendung ist die nach der Regel $h = b\sqrt{2}$ berechnete Höhe in der Regel zu gross. Macht man $h = \frac{1}{4}b$, $\frac{1}{3}b$, $\frac{1}{2}b$, so wird $G = 2,88 \ 2,40 \ 1,94 \cdot \frac{q\gamma lb^2}{K}$.

Der zur Bestimmung des wirklichen Gewichtes einzuführende Konstruktionskoeffizient ist hier äusserst variabel, weil sich bei kleinerem b und l die Dimensionen für die praktische Ausführung meist zu klein ergeben. Der Konstruktionskoeffizient liegt etwa zwischen 1,7 und 3,0; das wirkliche Gewicht ist etwa 2,5 bis 4,6 mal so gross, als $\min G$ nach Formel 18. Dieser Veränderlichkeit der Konstruktionskoeffizienten halber erscheint es hier wohl zur vorläufigen Bestimmung des Eigengewichtes rathsamer, nach ausgeführten oder projektirten Beispielen einen Ausdruck für G direkt abzuleiten. Ungefähr ergibt sich für

$$19. \quad \begin{cases} \text{Eisen- und Holzbelag:} & \dots \quad G = 9bl + 30 \\ \text{Beton- und Steinbelag:} & \dots \quad G = 12bl + 30 \end{cases}$$

Grössere Konsolen lassen sich wohl noch leichter konstruiren; kleinere findet man vielfach noch schwerer.

Bei geringer Entfernung der Konsolen kann die Brückentafel direkt auf die Konsolen gelegt werden; bei grösserer Entfernung werden Längsträger nothwendig. Wendet man als solche in der Mitte I-Eisen, am Rande U-Eisen von derselben Höhe, wie die I-Eisen an, wobei die U-Eisen allerdings eine übermässige Stärke erhalten, so beträgt das Gewicht g dieser Längsträger pro \square Meter für

$$20. \quad \begin{cases} \text{Eisen- und Holzbelag:} & g = 4,3l + 0,62l^2 \\ \text{Beton- und Steinbelag:} & g = 5,4l + 0,77l^2 \end{cases}$$

Hölzerne Längsträger werden um etwa 24 Prozent schwerer.

Hiernach beträgt pro \square Meter Fusswegfläche das Gewicht der Konsolen 10 bis 27, durchschnittlich 16 Klgr., das Gewicht der eisernen Längsträger 11 bis 48, durchschnittlich 25 Klgr., beides zusammen 25 bis 70, durchschnittlich 44 Klgr.

§. 122. Gewicht der Ortträger. Wir setzen voraus, dass man für jeden Fussweg einen Ortträger und ausserdem Querträger im Abstände l anwende. Das Maximalmoment, nach welchem der Ortträger und die Querträger zu berechnen sind, sei bezüglich M und M_1 , die Spannweite der Brücke L .

1. Ort- und Querträger aus I-Eisen. Wenden wir zur Bestimmung des Gewichtes pro Längeneinheit die Formel 20 (Seite 140) an, so erhalten wir als Gewicht der Ort- und Querträger pro \square Meter:

$$g = \frac{14}{b} + 6,5 \frac{M}{Kb} + \frac{14}{l} + 6,5 \frac{M_1}{Kl}.$$

Setzt man hierin $M = \frac{1}{8} q \cdot \frac{b}{2} \cdot L^2 = \frac{1}{16} q L^2 b$, $M_1 = \frac{1}{8} q l b^2$, so erhält man

$$21. \quad g = \frac{14}{b} + \frac{14}{l} + \frac{0,41q}{K} (L^2 + 2b^2).$$

Setzt man $K = 700$ Klgr. pro \square^{cm} , für Eisen- und Holzbelag $q = 500$, für Beton- und Steinbelag $q = 700$ Klgr. pro \square Met., so erhält man

$$22. \quad \begin{cases} \text{Eisen- und Holzbelag:} & g = \frac{14}{b} + \frac{14}{l} + 0,30 L^2 + 0,60 b^2 \\ \text{Beton- und Steinbelag:} & g = \frac{14}{b} + \frac{14}{l} + 0,42 L^2 + 0,84 b^2 \end{cases}$$

Werden noch sekundäre Zwischenträger nöthig, so kann man das Gewicht derselben etwa 0,7 so gross annehmen, als nach Formel 20.

2. Blechträger. Wendet man statt der I-Eisen Blechträger an, so ist die Formel 23a statt der Formel 20 (Seite 140 und 141) anzuwenden. Im vorliegenden Falle kann man annähernd $\sqrt{\frac{M}{K}} = 1,2 + 0,19 \frac{M}{K}$, also $19,1 \sqrt{\frac{M}{K}} = 23 + 3,6 \frac{M}{K}$ setzen. Konstruiert man die Ortträger als Blechträger, so wird man daher in Formel 22 $\frac{23}{b}$ statt $\frac{14}{b}$ und $0,26 L^2$ und $0,36 L^2$ statt $0,30 L^2$ und $0,42 L^2$ zu setzen haben.

Eine grosse Genauigkeit in der Vorausbestimmung des Eigengewichtes lässt sich im vorliegenden Falle ebenso wenig erreichen, als bei Anwendung von Konsolen.

C. Der Querverband.

§. 123. **Zweck des Querverbandes.** Eine Brücke hat nicht nur den auf sie in vertikaler Richtung wirkenden Lasten, sondern auch den wirksamen Horizontalkräften zu widerstehen, nämlich dem Winddrucke und, wenn die Träger unter der Bahn liegen, auch dem durch unregelmässige Bewegung der Fahrzeuge entstehenden Seitendrücken, endlich auch der in Kurven entstehenden Centrifugalkraft.

Diese Kräfte streben die Träger umzukanten, falls der Schwerpunkt des Trägers über den die Lager verbindenden Geraden liegt; bei entgegengesetzter Lage aber die Träger in eine schiefe Lage und in eine pendelnde Bewegung zu bringen. Ferner streben die Kräfte, die Träger horizontal auszubiegen; ein gedrückter Gurt würde, wenn die Knotenpunkte gegen Horizontalbewegungen gelenkartig konstruirt sind, ohne weitere Sicherung überhaupt nicht bestehen können.

Zur Verhütung, beziehungsweise Begrenzung dieser Bewegungen, pflegt man zwei verschiedene Konstruktionen anzuordnen, nämlich Verstrebnngen, welche zwischen zwei oder mehreren Trägern in vertikalen oder schiefen Ebenen angeordnet werden, den sogenannten Querverstrebnngen (*l'entretoisement, l'entretoisement transversale, — the cross bracing*) und den entweder zwischen den Gurten der Hauptträger oder besonders zu diesem Zwecke angeordneten Gurten (Streck- oder Windgurten) in horizontalen ebenen oder gekrümmten Flächen liegenden Gitterträgern, den sogenannten Windverstrebnngen (*le contreventement, — the horizontal bracing, the lateral trawing, the sway bracing*). Diese nennt man Verstrebnng, auch wohl Horizontalverstrebnng, weil sie meist in einer Horizontalebene liegt. Man nennt oft beide Arten von Verstrebnngen gegen Horizontalkräfte Windverstrebnngen und unterscheidet dann horizontale und vertikale Windverstrebnng (*le contreventement horizontal* und *le contreventement vertical*). Wir fassen Quer- und Windverstrebnngen unter dem Namen Querverband zusammen.

Die Verhinderung einer nachtheiligen Ausbiegung der Gurte bedarf zunächst unbedingt einer Windverstrebnng, welche entweder zwischen dem Unter- oder dem Obergurte oder zwischen besonderen Streckgurten anzulegen ist. Liegt diese Windverstrebnng an den nicht direkt aufgelagerten Gurten, so sind die Enden dieser Gurte durch Endquerverstrebnngen zu fixiren; diese übertragen die durch die Windverstrebnng nach den Enden geleiteten Horizontalkräfte auf die Lager, die natürlich immer so zu konstruiren sind, dass sie ihrerseits diese Kräfte auf die Pfeiler übertragen können. Das andere Gurtpaar kann nun entweder ebenfalls durch eine Windverstrebnng gegen eine nachtheilige horizontale

Ausbiegung geschützt werden oder es können diese Gurte gegen die Gurte der Windverstrebung durch Querverstreubungen gestützt werden. Vielfach, namentlich bei älteren Brücken, sind zwei Windverstreubungen und ausserdem ausser den Endquerverstreubungen auch noch Zwischenquerverstreubungen angeordnet, was aber keineswegs unbedingt nöthig ist; eine solche Konstruktion ist nicht mehr statisch bestimmt und deshalb sehr schwer statisch zu berechnen.

Einzelne Trägerformen, z. B. Bogensehnenträger, Halbparabel- und Trapezträger mit kleiner Endhöhe, haben über den Pfeilern nicht die genügende Höhe, um hier obere Windverstreubungen anbringen zu können, so dass sich hier die obere Windverstrebung nur auf einen mehr oder minder grossen Theil der Spannweite erstrecken kann.

Bei einer Bogenbrücke mit zwei gekrümmten und einem Streckgurte sind sehr verschiedene statisch bestimmte Anordnungen möglich, nämlich drei Windverstreubungen und keine Querverstrebung, vier verschiedene Anordnungen von zwei Windverstreubungen und eines Querverstreubungssystemes und endlich drei verschiedene Anordnungen von einer Windverstrebung und zwei Querverstreubungssystemen. Ordnet man, wie dies vielfach geschehen ist, drei Windverstreubungen und ein oder zwei Querverstreubungssysteme, oder zwei Windverstreubungen und zwei Querverstreubungssysteme an, so wird die Konstruktion statisch unbestimmt. Weiters über die Wahl der Anordnung in §. 137.

Wenn mehr als zwei Träger vorhanden sind, so kann man sich im Allgemeinen darauf beschränken, nur Gruppen von je zwei Trägern

Fig. 272.

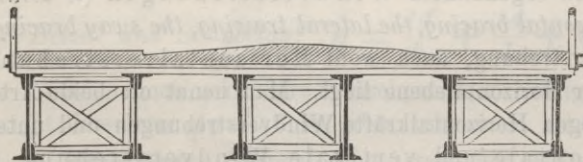


Fig. 273.



durch Quer- und Windverstreubungen zu verbinden (Fig. 272), anstatt in jedem Trägerintervalle diese Verstreubungen anzuordnen, wie es allerdings meist geschehen ist (Fig. 10, S. 8, Fig. 12, S. 9 und

Fig. 19, S. 14). Man erreicht damit nicht nur den Vortheil einer Materialersparniss, sondern auch den der Möglichkeit einer genaueren statischen Berechnung. Ja es kann selbst noch vortheilhafter sein, nur die beiden äusseren Trägerparre durch Quer- und Windverstreubungen zu verbinden (Fig. 273); die übrigen Träger bedürfen dann nur einer einfachen Verbindung mit den verstrebteten Trägern durch Riegel.

XII. Kapitel.

Querverstrebungen.

§. 124. **Allgemeine Anordnung der Querverstrebungen.** Am vollkommensten lassen sich die Querverstrebungen anordnen, wenn die Träger unter der Bahn liegen. Hier werden die Querverstrebungen zwischen den Trägern in Form von Andreaskreuzen, steifen Riegeln etc. angeordnet. Weniger vortheilhaft lassen sich die Querverstrebungen anordnen, wenn die Träger über der Bahn liegen. Hier kann für die Anordnung der Querverstrebungen zwischen den Trägern nur der Raum benützt werden, welchen die Fahrzeuge frei lassen; lässt dieser keine genügende Verstrebung zu, so ordnet man wohl auch ausserhalb der Träger Verstrebungen an.

Wir unterscheiden nun die folgenden Arten von Querverstrebungen:

- A. Querverstrebungen unter der Bahn,
- B. Querverstrebungen neben der Bahn,
- C. Querverstrebungen über der Bahn.

Die Querträger, wenn solche vorhanden sind, benützt man bei den europäischen Brücken fast stets als Theile der Querverstrebungen.

Trotz der Quer- und Windverstrebungen ist immer noch ein Umkanten oder Verschieben des Ueberbaues im Ganzen denkbar. Das Verschieben wird durch eine entsprechende Konstruktion der Lager, das Umkanten im Allgemeinen durch eine hinreichende Breite (siehe §. 4) verhindert. Nöthigenfalls müsste hier eine Verankerung oder Verstrebung in Anwendung kommen. Bei sehr hohen Trägern, insbesondere hohen Bogenträgern (Brücke über den Douro bei Oporto) hat man die Träger in schiefe, und zwar nach unten divergirende Ebenen gelegt, um ohne übermässigen oberen Abstand dennoch einen, das Umkanten verhindernden unteren Abstand zu erhalten.

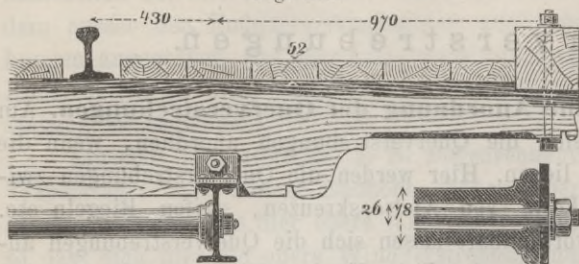
A. Querverstrebungen unter der Bahn.

§. 125. **Querriegel.** Wir verstehen unter Querriegeln stabförmige Querverbindungen, welche starr mit den Trägern verbunden werden, so dass sie eine Schiefstellung der Träger durch ihre Biegungsfestigkeit verhindern. Wir erwähnen die folgenden Anordnungen:

1. **Stehholzen.** Bei niederen Trägern aus gewalztem I-Eisen und selbst bei niederen Blechträgern hat man zuweilen Querverbindungen

aus Rundeisen in Form sogen. Stehbolzen angewendet, welche meist in der Mitte der Trägerhöhe mit den Trägern verschraubt werden. Hierzu erhält das Rundeisen an den Enden Bundringe oder das Rundeisen geht durch eine gusseiserne Röhre, welche an den Enden mit Bundringen versehen ist (Fig. 274). Indess sind diese Bolzen, welche das Schiefstellen der Träger nur durch die Breite der Fläche, mit welcher sich die Bundringe gegen die Träger stemmen, verhindern, nur bei sehr kleinen Trägerhöhen bis zu etwa $0,2^m$ rathsam.

Fig. 274.

Brücke der Altenbecken-Holzwindener Bahn. — $\frac{1}{2}^m$ nat. Gr.

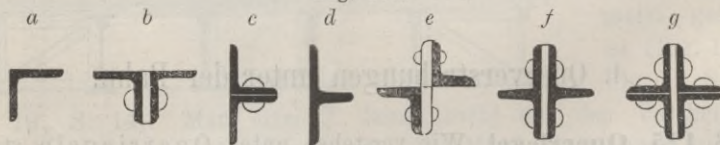
zu erhält das Rundeisen an den Enden Bundringe oder das Rundeisen geht durch eine gusseiserne Röhre, welche an den Enden mit Bundringen versehen ist (Fig. 274). Indess sind diese Bolzen, welche das Schiefstellen der Träger nur durch die Breite der Fläche, mit welcher sich die Bundringe gegen die Träger stemmen, verhindern, nur bei sehr kleinen Trägerhöhen bis zu etwa $0,2^m$ rathsam.

2. **Formeisen.** Bei etwas höheren Trägern ist die Zusammensetzung der Riegel aus Formeisen, namentlich Winkel-, T- oder U-Eisen zweckmässiger, weil hierdurch besser eine starre Verbindung mit den Trägern erzielt wird. Indess erscheint auch diese Anordnung immerhin nur für kleine Blechbrücken bis zu etwa 6^m Spannweite rathsam. Je nach der Höhe der Träger wird man die Riegel mehr oder weniger stark konstruieren. Man kann in dieser Beziehung etwa die folgende Reihenfolge der Konstruktionen unterscheiden:

a) Ein Winkeleisen (Fig. 275 a).

b) Zwei Winkeleisen, die entweder neben oder über einander angeordnet und mit einander vernietet sind (Fig. 275 b und c). Statt der über einander liegenden Winkeleisen kann man auch ein T-Eisen (Fig. 275 d) anwenden. Die horizontalen Rippen der Winkeleisen werden wohl auch nach verschiedenen Seiten gekehrt, so dass eine kreuzförmige Anordnung entsteht; die beiden Winkeleisen werden alsdann durch vertikale, besser aber abwechselnd nach links und rechts geneigte schmale Flacheisen verbunden (Fig. 275 e).

Fig. 275.



e) Vier Winkeleisen- oder zwei T-Eisen in kreuzförmiger Anordnung (Fig. 275 f und g).

d) Durch Kombination der Winkel- und T-Eisen mit Flacheisen lassen sich sehr verschiedene Grade der Steifigkeit erreichen (Fig. 276). Besteht der Riegel aus zwei neben einander liegenden Theilen, welche

nicht durch Flacheisen ausgefüllt sind, so verbindet man beide Theile nur an einzelnen Punkten durch Niete, etwa in einer Entfernung gleich

Fig. 276.



der 20fachen Nietdicke durch Zuhilfenahme von Futterblechen oder Futterringen.

e) Bei grösseren Trägerhöhen ist es, um dem Querschnitte bei möglichst kleiner Fläche ein möglichst grosses Trägheitsmoment zu geben, rathsam, U-Eisen oder auch einseitig oder beiderseitig durch Winkel-eisen gesäumte Blechwände (Fig. 276 *f* bis *h*) anzuwenden.

Die Verbindung des Riegels mit dem Träger erfolgt am besten mit Hilfe eines dreieckigen oder trapezförmigen Bleches, welches mit dem Riegel und mit einer an den Träger angenieteten Steife vernietet wird; letztere besteht bei kleinen Höhen aus einem Winkeisen (Fig. 277), bei grösseren Höhen aus zwei Winkeisen (Fig. 278). Bei kleinen Trägerhöhen kann man statt dessen auch die Winkel-, T- oder U-Eisen, aus welchen die Riegel bestehen, an den Enden umbiegen und direkt mit den Trägern verbinden.

3. Gusseisen. Früher hat man die Riegel auch oft aus Gusseisen konstruirt und ihnen einen kreuz- oder l-förmigen Querschnitt gegeben. Gusseisen ist für diesen Zweck, auch bei Eisenbahnbrücken, recht wohl zulässig. Da aber die Riegel auf Biegung beansprucht werden, so ist Schmiedeeisen jedenfalls mehr zu empfehlen. Ein Beispiel zeigt Fig. 279.

Fig. 277.

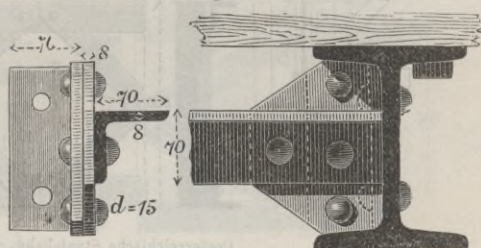
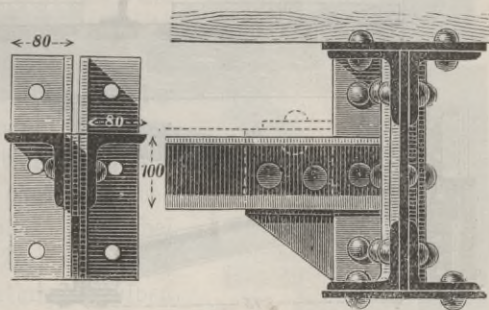
Oesterreichische Staatsbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

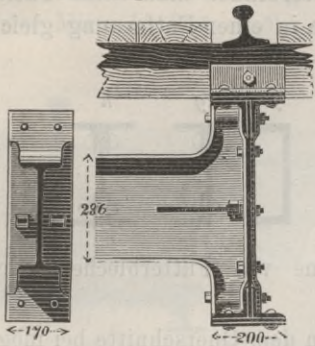
Fig. 278.

Oesterreichische Nordwestbahn. — $\frac{1}{6}$ nat. Gr.

Die Mittelwand kann auch durchbrochen

werden.

Fig. 279.

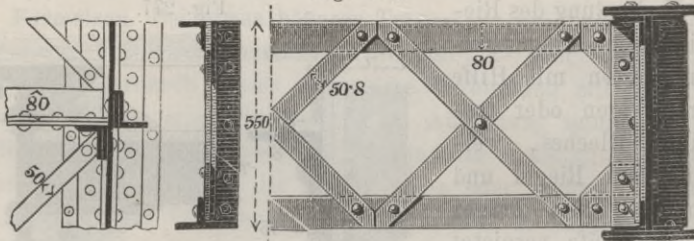


Oesterreichische Staatsbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

man entweder direkt mit den Gurten der Hauptträger verbinden, indem man den einen Gurt über, den anderen unter dem Hauptträger an-

4. Gitterkonstruktionen. Bei etwas grösseren Höhen der Träger bis zu etwa $0,8^m$ empfehlen sich als Querverstrebungen Riegel, welche aus zwei Gurten mit zwischenliegendem Gitterwerke bestehen (Fig. 280). Es genügt hier, das Gitterwerk aus Flacheisen herzustellen; es wird auch meist genügen, dasselbe eintheilig zu halten, während es in Fig. 280 zweitheilig gehalten ist. Die Gurte dieses Gitterwerkes, welche aus einfachen oder doppelten Winkelleisen bestehen, kann

Fig. 280.

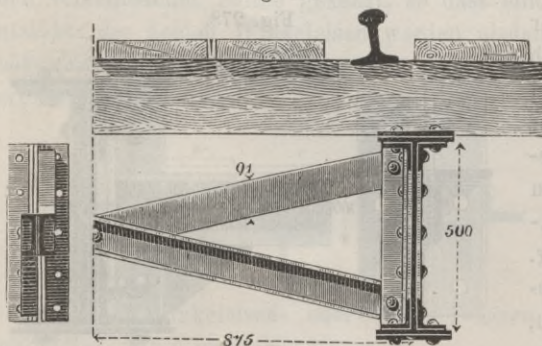


Oesterreichische Staatsbahn. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

ordnet, oder man kann sie mit den als Steifen dienenden Vertikalen der Hauptträger (Fig. 280) verbinden.

5. Kreuzriegel. Unter die Riegel gehören auch die aus zwei sich kreuzenden Streben oder Diagonalen bestehenden Querverbindungen (ohne obere und untere Horizontalverbindung).

Fig. 281.



Normalien der schweizerischen Nordostbahn. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

4 und 5^m enthalten (Fig. 281), sind bei kleinen Trägerhöhen als ganz vortheilhaft zu bezeichnen.

Beide Streben müssen an der Kreuzungsstelle verbunden sein, da sonst eine gegenseitige Verschiebung, also ein Umkanten der Träger möglich wäre. Diese Anordnung, wie sie die Normalien der schweizerischen Nordostbahn für Spannweiten von

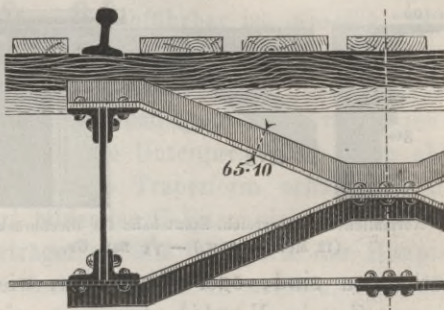
Man kann diese Kreuzriegel in einfacher Weise auch durch zwei einfache oder zwei doppelte Winkeleisen oder zwei T-Eisen in der in Fig. 282 gezeigten Weise bilden; diese Konstruktion umgeht die Nothwendigkeit von vertikalen Winkeleisen behufs Befestigung der Riegel. Fig. 282 stellt speziell eine Querverstrebung zweier Schwellenträger dar.

Die später zu besprechende Berechnung bietet über die zu wählende Konstruktion weiteren Anhalt.

§. 126. Diagonalverband europäischer Balkenbrücken.

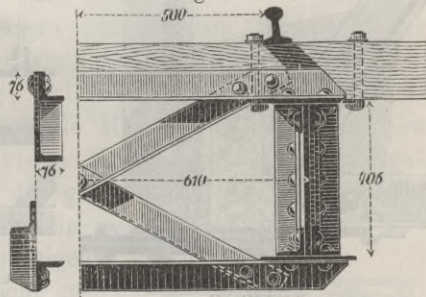
Bei höheren Trägern ist die Anordnung von Andreaskreuzen mit zwei Diagonalen oder Streben und zwei steif konstruirten Horizontalen oder Riegeln im Allgemeinen die am häufigsten angewendete Querverstrebung (Fig. 1, 16, 19 und 283), wenn hierbei die Diagonalen eine günstige Neigung erhalten. Man konstruirt die Horizontalen und Diagonalen aus einfachen oder doppelten (zum T- oder kreuzförmigen Querschnitte vereinigten), selbst aus vierfachen Winkeleisen, nöthigenfalls mit Zuhilfenahme von Flacheisen, die Diagonalen auch aus T- oder U-Eisen. Statt dieser steif konstruirten Diagonalen hat man auch mehrfach schlaff konstruirte, in der Regel aus Flacheisen bestehende Diagonalen angewendet. Sind oben Querträger vorhanden, so ordnet man natürlich oben keine besonderen Horizontalen an. Ebenso kann bei Strassenbrücken ein Belag mit Zoreisen oder Wellenblech, wenn eine Vernietung desselben mit den Hauptträgern erfolgt, als Ersatz der oberen Horizontalen dienen. Auch die unteren Horizontalen hat man zuweilen möglichst hoch konstruirt (Fig. 287), um eine Dre-

Fig. 282.



Brücke über die Dreisam. Bahn von Freiburg nach Breisach. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 283.



Blechbrücke der indischen Staatseisenbahnen — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 284.

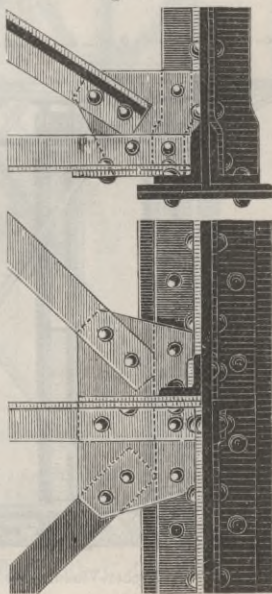
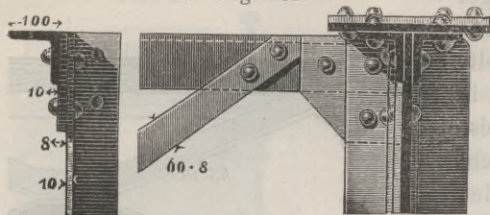


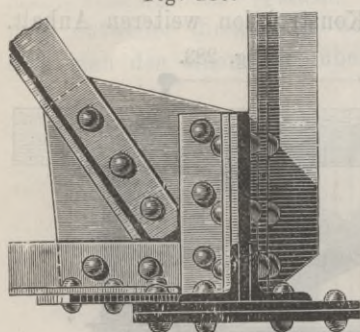
Fig. 285.



Normalien der österreich. Staatsbahn für Blechbrücken.
(12 Met. Spann.) — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

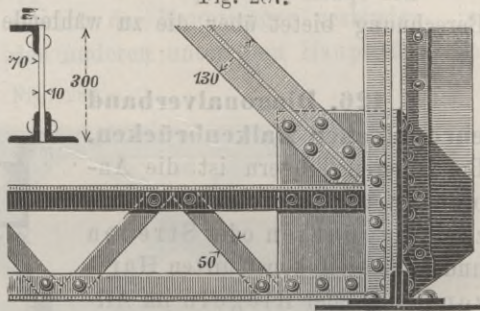
vorhanden sind, oder wenn man, wie dies oft geschehen ist, eigens zu diesem Zwecke Vertikalen, aus einem oder zwei Winkeleisen beste-

Fig. 286.



$\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 287.

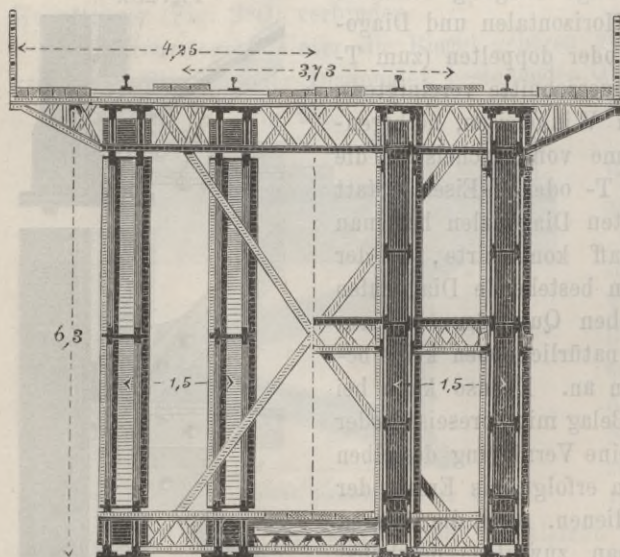


Brücke über die Reuss bei Wellingen in der schweizer.
Nationalbahn (vergl. Fig. 127). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 288.

Zwischen den Pfeilern.

Ueber den Pfeilern.



Kocher-Viadukt bei Tullau. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

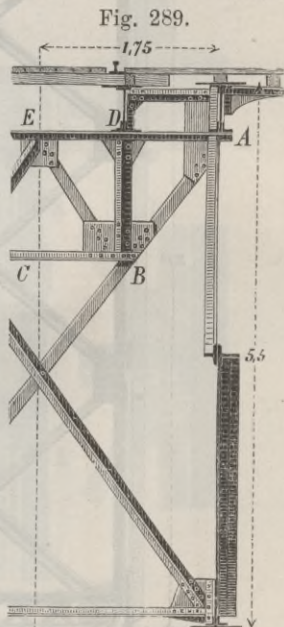
hung der Gurte und Biegung der Gitterstäbe in Folge der excentrischen Befestigung der Gitterstäbe möglichst zu hindern (vergl. §. 99).

Die Verbindung mit den Hauptträgern ist am einfachsten, wenn entweder vertikale gedrückte Gitterstäbe vorhanden sind, oder wenn man, wie dies oft geschehen ist, eigens zu diesem Zwecke Vertikalen, aus einem oder zwei Winkeleisen beste-

hend, anordnet. Hier werden die Vertikalen in bekannter Weise mit den Gurten verbunden und in jeder Ecke verbindet man die Horizontalen, bezüglich Querträger, Vertikalen und Diagonalen durch ein Anschlussblech, wie Fig. 284 und 285, ferner die Figuren 59 (S. 45), 126 (S. 110), 140 (S. 118), 160 (S. 128), 191 (S. 154), 193 (S. 155) und 261 (S. 233) zeigen. In-

dess ist es unnöthig, speziell zu diesem Zwecke Vertikalen anzubringen, da auch ohne diese eine gute Befestigung durchführbar ist, wie Fig. 283, 286 und 287, ferner die Figuren 55 (S. 43), 108 (S. 99), 139 (S. 117), 158 (S. 128), 172 (S. 145), 192 (S. 155) und Fig. 288 zeigen. In Fig. 139 und 158 sind die Diagonalen oben direkt mit den Querträgern verbunden; während zu diesem Zwecke in Fig. 139 die Untergurte nach oben abgebogen sind, so dass der Querträger die Trapezform erhält, ist in Fig. 158 das eine der den Untergurt bildenden U-Eisen nicht bis an das Ende geführt. Wenn man die Querträger auf die Obergurte der Hauptträger legt und nur durch eine schmale Fläche unterstützt, um die Durchbiegung der Querträger nicht auf die Hauptträger zu übertragen, so darf man natürlich die Diagonalen nicht mit den Querträgern und Hauptträgern zugleich verbinden; am besten ist es wohl, sie nur mit den Hauptträgern zu verbinden (Fig. 192 und 193, S. 155).

Bei den Brücken mit Gitterträgern mit geradem Obergurte oder gekrümmtem Untergurte genügt meist die Anordnung eines einzigen Andreaskreuzes für jede Querverbindung; bei hohen Trägern mit zweitheiligem Gittersysteme bietet sich hierbei die Möglichkeit, die mittleren Kreuzungspunkte der Gitterstäbe mit dem Kreuzungspunkte der Diagonalen zu verbinden und hierdurch die gedrückten Stäbe mehr gegen seitliche Ausbiegung zu schützen. Wenn indess, wie dies namentlich bei zweigleisigen Brücken der Fall ist, die Träger mehr zusammenrücken, so könnten die Diagonalen eine zu steile Lage annehmen, so dass man hier wohl zwei, selbst drei Andreaskreuze über einander legt (Fig. 9, S. 7 und Fig. 290). Zwischenhorizontalen, wie in Fig. 9, sind hierbei nur dann unbedingt nöthig, wenn die Diagonalen schlaff konstruirt sind. Hierbei werden die Mittelhorizontalen nebst den anstossenden Enden der Diagonalen beim Fachwerke an den vertikalen Gitterstäben der Hauptträger, beim Netzwerke, falls die Querverstrebung durchaus in Vertikalebene liegen sollen, an eigens zu diesem Zwecke angeordneten Vertikalen (Fig. 9), oder besser an den Kreuzungspunkten der gezogenen und gedrückten Stäbe (vergl. Fig. 300a) befestigt. Statt dessen ordnet man, wenn mehr als zwei Träger vorhanden sind, auch nur zwei



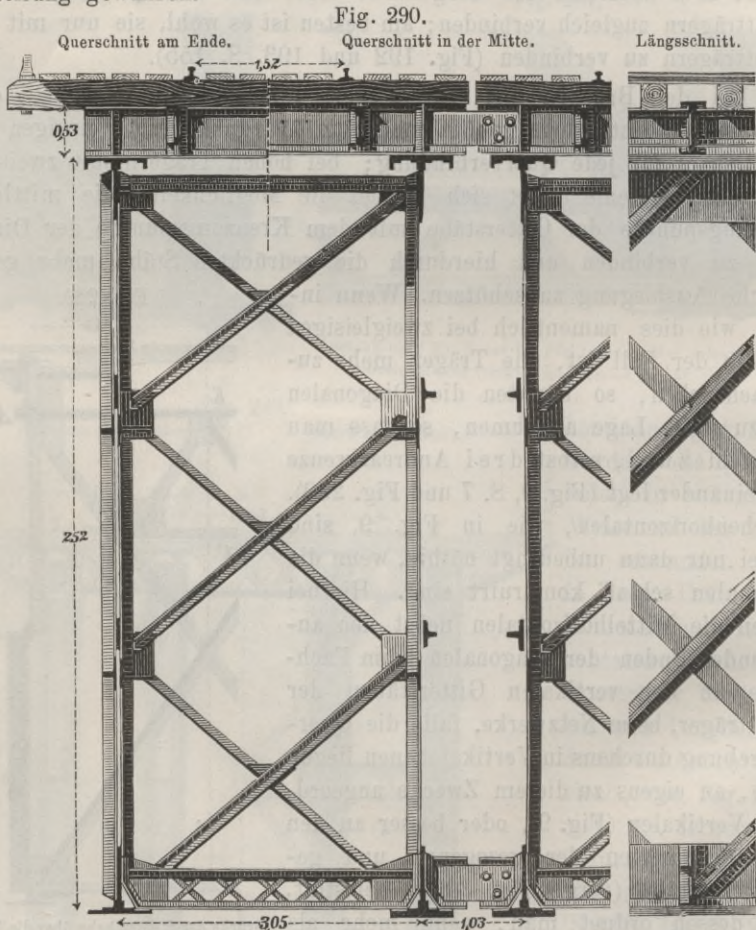
Brücke der Simplonbahn über die Rhone bei Löche (Probst). — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Diagonalen an, welche die oberen und unteren Enden der äusseren Träger verbinden (Fig. 283); jedoch dürfte in diesem Falle über den Pfeilern

eine stärkere Querverstrebung zu empfehlen sein, als sie in Fig. 288 angeordnet ist.

Bei niederen Trägern, wo die Diagonalen eine zu flache Lage erhalten würden, legt man wohl zwei oder mehrere Andreaskreuze neben einander und gelangt dadurch zu den im vorigen Paragrafe besprochenen Gitterkonstruktionen.

Die Diagonalen werden zuweilen als Theile der Querträger ausgenützt, indem man die Querträger als Hängewerke konstruirt; ein Beispiel dieser Art zeigt Fig. 289. Die mittleren Streben *BC*, welche nur bei unsymmetrischer Belastung beansprucht werden, könnten wohl wegbleiben, da für eine derartige Belastung die Diagonalen hinreichende Absteifung gewähren.



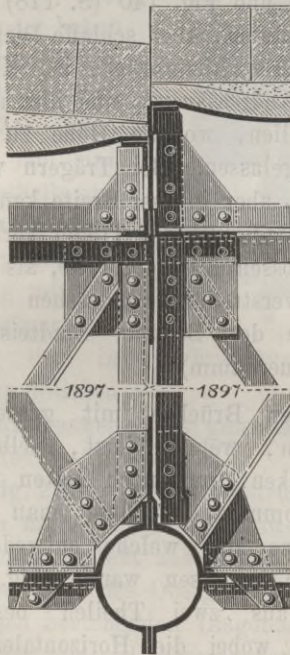
Wenn die Hauptträger steif konstruirte Vertikalen haben, so legt man natürlich die Querverstrebungen in die durch diese Vertikalen be-

stimmten Vertikalebene. Haben indess die Hauptträger keine Vertikalen, so kann man, wie schon oben bemerkt wurde, die Querverstrebungen dennoch in Vertikalebene legen. Etwas bequemer wird indess in diesem Falle die Anordnung, wenn man die Querverbindungen in die durch die steif konstruirten Gitterstäbe bestimmten schiefen Ebenen legt und die Querverstrebungen mit diesen Gitterstäben verbindet; ausser bei der von Belelubsky konstruirten Brücke über den Msta in Russland ist indess diese Konstruktion bei oben liegender Bahn in Europa wohl noch nirgends angewendet.

Es erübrigt noch, Einiges hinsichtlich der Querverstrebung bei Bogenträgern hinzuzufügen.

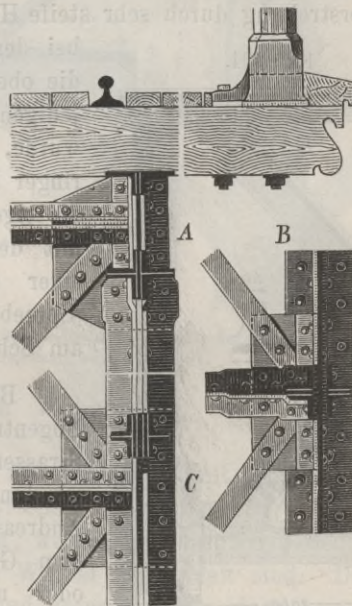
Wenn die Bogenträger aus einem oberen geraden und einem unteren gekrümmten Gurte mit zwischenliegendem Gitterwerke bestehen, so hat man in der Regel die Ober- und Untergurte an den Knotenpunkten durch Horizontalen verbunden und zwischen beiden Andreaskreuze eingeschaltet. Die Anwendung bei einem aus vier Quadranteisen bestehenden Röhrenbogen und einem I-förmigen Obergurte zeigt Fig. 291.

Fig. 291.



Tegetthoffbrücke über den Wienfluss in Wien.
(vergl. Fig. 12). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 292.

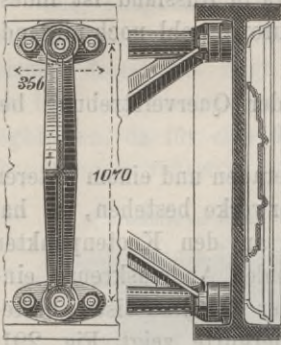


Brücke über die Ruhr bei Mühlheim.
— $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

An denjenigen Stellen, wo die Diagonalen eine zu steile oder zu flache Lage erhalten würden, ordnet man zwei über einander, bezüglich zwei

neben einander liegende Andreaskreuze an. Fig. 292 zeigt diese Anordnung für den ersten Fall bei einer Brücke mit I-förmigem Bogen und I-förmigem Streckgurte, und zwar hinsichtlich des oberen und mittleren Anschlusses; der untere Anschluss ist wie der obere; die Mitten der Vertikalen verbindet hier ein Mittelgurt.

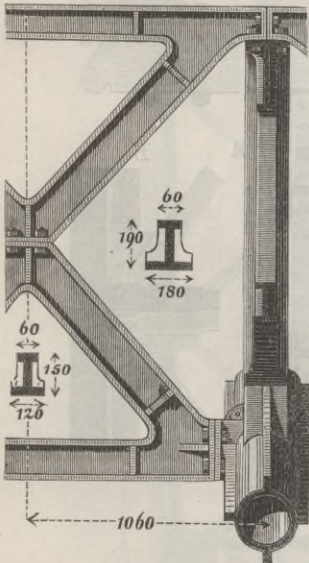
Fig. 293.



Rochesterbrücke in London. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Andreaskreuz abgesteift. die Verstrebung durch sehr

Fig. 294.



Radetzkybrücke in Laibach (Hermann).

— $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

geringen Verwendung wegen wollen wir auf eine nähere Besprechung indess nicht eingehen.

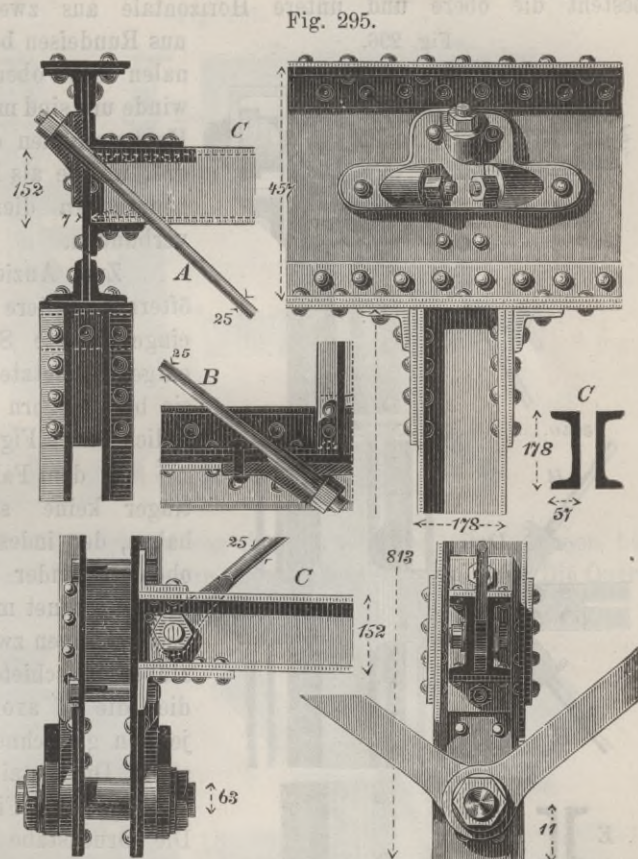
Hat der Bogen, um ihm selbst die nöthige Tragfähigkeit zu geben, eine grössere Höhe, so wird er selbst in der in §. 125 besprochenen Weise durch Riegel abgesteift, während man zwischen den Bögen und Streckgurten einfache oder doppelte Andreaskreuze anordnet; in Fig. 10 (S. 8) sind für die Blechbogenträger gitterförmige Riegel angewendet. Bei noch grösserer Höhe, namentlich, wenn der Bogen als Gitterträger mit zwei Gurten konstruirt ist, werden vielfach die Bogenträger, sowie die auf denselben stehenden Stützen, durch getrennte Andreaskreuze abgesteift. Fig. 8 (S. 6) und Fig. 140 (S. 118) zeigen die Verstrebung durch sehr steife Horizontalen, aber schlaaffe Diagonalen bei der älteren Rheinbrücke bei Koblenz; die oberen Andreaskreuze sind hier an denjenigen Stellen, wo die Höhe zu gering wurde, weggelassen. Bei Trägern von geringer Höhe, aber grosser Breite kann wohl die eigene Steifigkeit der Träger verbunden mit der grossen Auflagerbreite, als Ersatz einer Querverstrebung angesehen werden (Spreebrücke der Berliner Stadteisenbahn am Schiffbauerdamm).

Bei den Brücken mit gusseisernen Bogenträgern, welche jetzt, selbst bei Strassenbrücken, nur noch selten in Anwendung kommen, wendete man häufig Andreaskreuze an, welche entweder aus dem Ganzen gegossen waren (Fig. 293), oder nur aus zwei Theilen bestanden (Fig. 294), wobei die Horizontalen und Streben einen kreuz-, ring-, T- oder I-förmigen Querschnitt erhielten. Der jetzigen

Verwendung wegen wollen wir auf eine nähere Besprechung indess nicht eingehen.

§. 127. Diagonalverband amerikanischen Systemes. Die Querstrebenungen der amerikanischen Brücken unterscheiden sich von den

unsrigen wesentlich dadurch, dass sie fast durchwegs aus schlaffen Kreuzbändern bestehen, welche meist wesentlich schwächer gehalten sind, als unsere Andreas-kreuze. Den allgemeinen, bei Brücken mit obeliegender Bahn allgemein angewendeten Typus zeigt Fig. 303. Die Bänder haben meist kreisförmigen, seltener quadratischen Querschnitt und sind meistentheils zum Anspannen eingerichtet; ihre Verbindung mit den Hauptträgern entspricht der in Amerika üblichen Konstruktionsweise mit gelenkartigen Verbindungen. Wir geben einige Beispiele:



Louisville-Brücken- und Eisengesellschaft. — Brücke der Cincinnati-Southern-Eisenbahn. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Fig. 295 zeigt die Konstruktion für eine Brücke mit schmiedeisernen Trägern nach Fink's Hängewerkssystem. Die starke untere und obere Horizontale besteht aus zwei U-Eisen, welche mit der Vertikalen, resp. der Blechwand des Obergurtes durch Winkel verbunden sind. Die aus Rundeisen bestehenden Diagonalen sind unten mittels eines Auges zwischen den beiden U-Eisen befestigt, während sie oben durch eine Schraubenmutter angezogen werden können; als Lager für die Schraubenmutter dient ein an der Blechwand durch Nieten befestigtes Gussstück, das gleichzeitig auch den Zweck der Festhaltung der Windstreben hat. Die Horizontalen sind hier wohl zu stark gehalten.

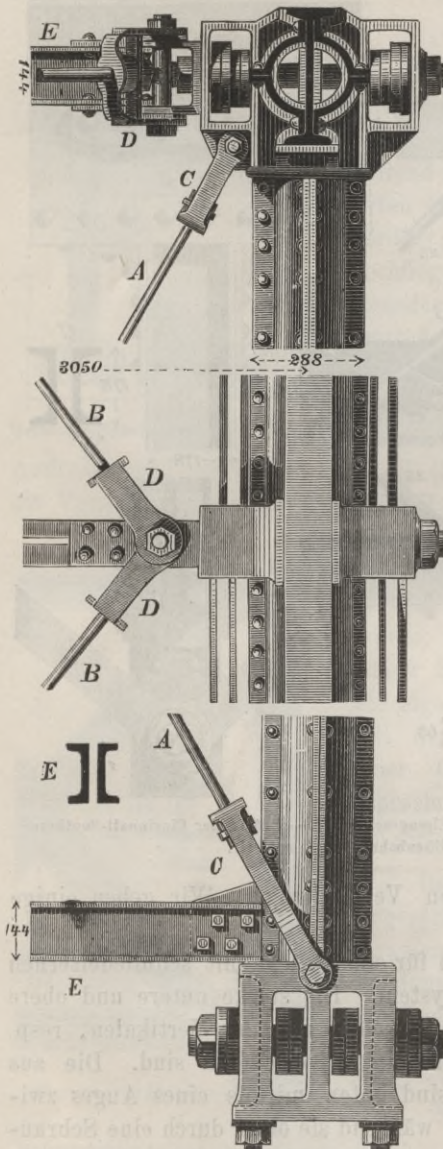
Fig. 296 zeigt ebenfalls die Konstruktion für eine Brücke mit schmiedeeisernen Trägern nach Fink's Hängewerksystem. Auch hier besteht die obere und untere Horizontale aus zwei U-Eisen.

Fig. 296.

Die aus Rundeisen bestehenden Diagonalen enden oben und unten in Gewinde und sind mit den gusseisernen Knotenschuhen durch eiserne Bügel, welche als Lager der Schraubenmuttern dienen, gelenkartig verbunden.

Zum Anziehen dienen auch öfters besondere in die Diagonale eingeschaltete Schösser mit entgegengesetzten Gewinden, wie sie bei Dächern etc. auch bei uns üblich sind (Fig. 297 a).

In dem Falle, wo die Hauptträger keine steifen Vertikalen haben, der indess bei Bahnen mit oben liegender Bahn selten vorkommt, ordnet man auch die Querverstrebungen zwischen den Druckstäben in schiefer Ebene an, wie dies die in axonometrischer Projektion gezeichnete Fig. 300 darstellt. Die Details für eine solche Brücke zeigt Fig. 299 und 301. Die Druckstäbe der Hauptträger sind hier kastenförmig aus Blechen und Winkel- oder U-Eisen konstruiert. An diese sind die aus Quadranteisen bestehenden Diagonalen mittels Augen, welche von zwei, an die Druckstäbe angenieteten Winkeln *C* gefasst werden, angeschlossen. Als obere Horizontale dienen die Querträger. Die unteren Horizontalen sind in nicht zu billiger Weise schlaff konstruiert; sie bestehen nämlich aus



Typus der Baltimore-Brücken-Gesellschaft. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

zwei Flacheisen, welche an den Enden Gussstücke verbunden sind und mit den Knotenbolzen der Hauptträger gelenkartig verschraubt sind.

Die Horizontalen hat man auch röhrenartig aus vier Quadranten-eisen zusammengesetzt (Fig. 303).

Fig. 297.

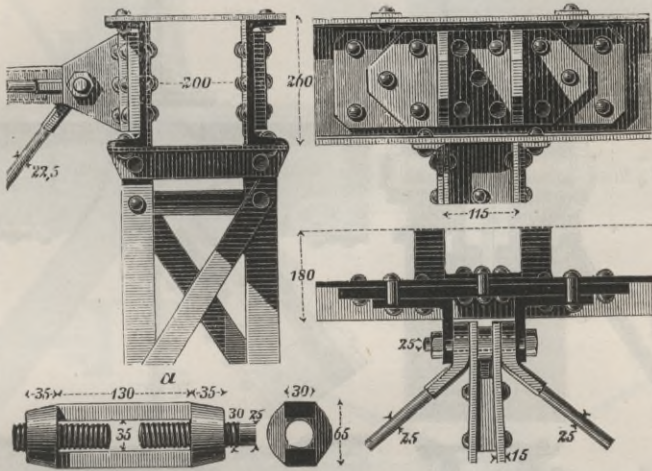


Fig. 297 und 298 zeigt die von den norwegischen Staatsbahnen bei einigen Viadukten mit Warrenträgern angewendete Konstruktion. Die Quer-

Fig. 298.

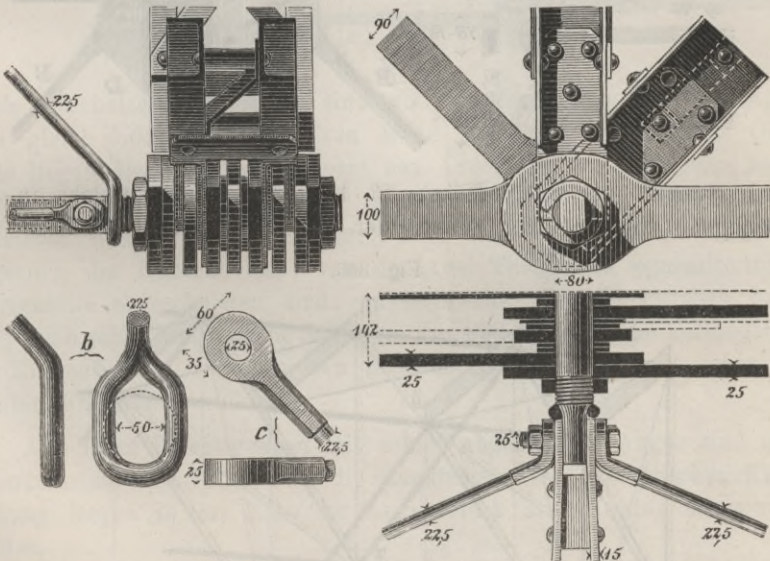
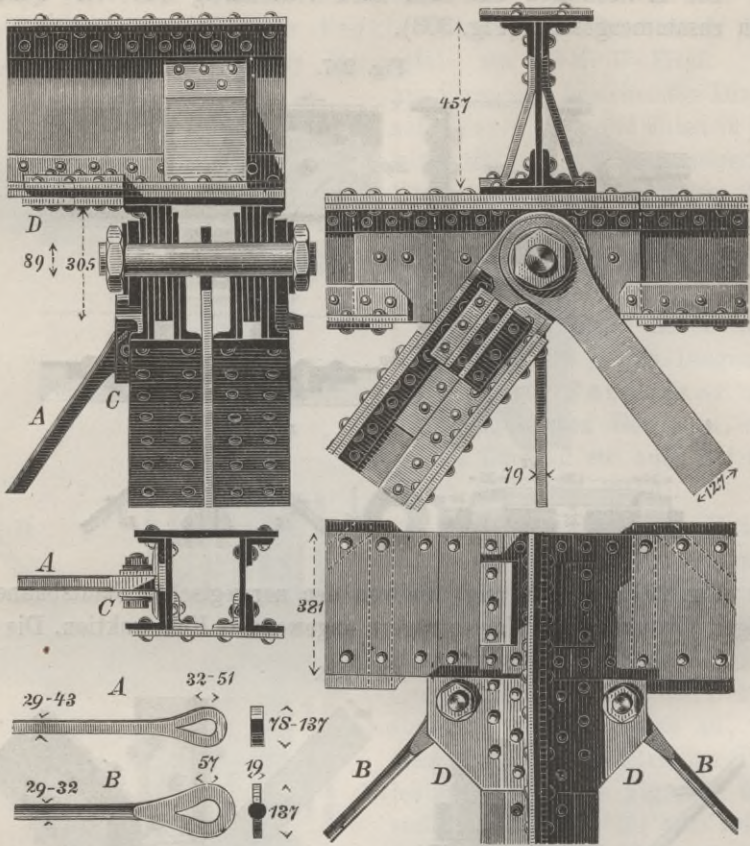


Fig. 297 u. 298: Soolberg-Thal- und Haaböl-Viadukt, norwegische Staatsbahnen. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.,
a, b, c $\frac{1}{7.5}$ nat. Gr.

verstreubungen liegen hier zwischen den von den unteren Knotenpunkten ausgehenden Vertikalen. Die Riegel bestehen aus zwei hochkantigen Flach-

Fig. 299.



eisen, von 70 bis 80^{mm} Höhe, 13 bis 15^{mm} Dicke, welche in Entfernungen, die ungefähr gleich der 24 fachen Flacheisendicke sind,

Fig. 300.

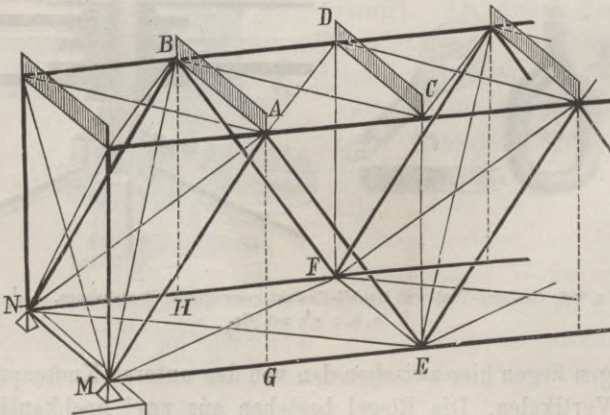


Fig. 301.

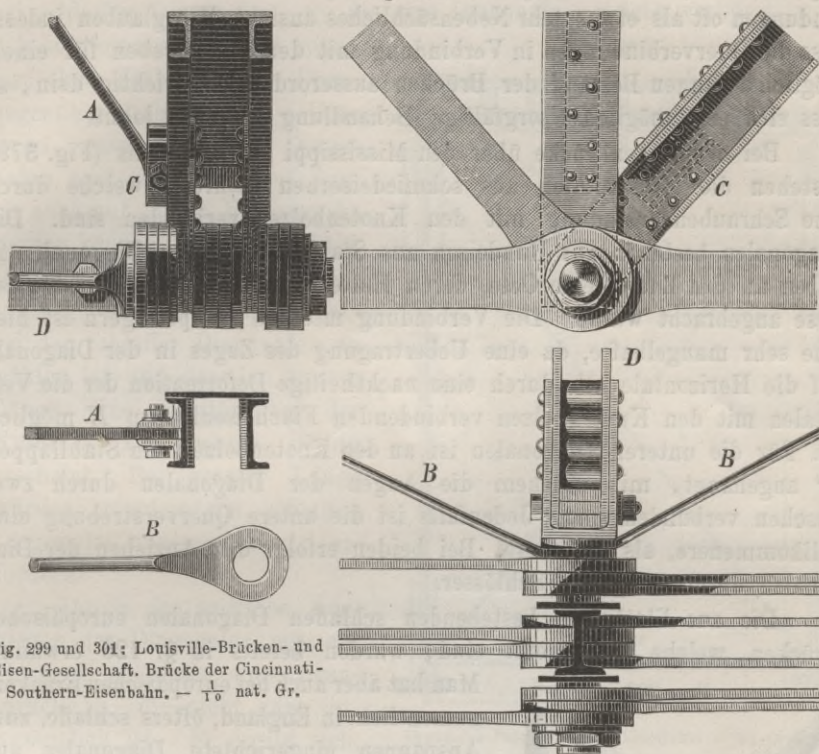


Fig. 299 und 301: Louisville-Brücken- und Eisen-Gesellschaft. Brücke der Cincinnati-Southern-Eisenbahn. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

durch Stehbolzen verbunden sind und in der Mitte einen Abstand, etwa gleich $0,05$ der Länge (von Mitte zu Mitte) haben. Am Obergurte liegen diese Flacheisen nebst den Augen der aus Rundeisen bestehenden Wind- und Querstreben zwischen zwei an den Obergurt angeleteten Winkeln; am Untergurte sind diese Flacheisen an eine Verlängerung der Knotenbolzen, von der zwei Theile mit segmentförmigen Querschnitte abgeschnitten sind, angeschraubt. Die Querstreben haben unten eine schief abgebogene Schlinge (Fig. 298 c), welche die Verlängerung des Knotenbolzens zwischen den Schraubengewinden und den oben genannten Flacheisen umfaßt.

Alle diese Befestigungen mit schief abgebogenen Augen sind nicht besonders zu empfehlen, da die Zugstangen der excentrischen Kraftwirkung wegen in der Nähe der Augen stark auf Biegung beansprucht werden.

Mehrfach ist zur Verbindung der Querverstreungen mit den Bolzen die Backenmutter verwendet (vergl. §. 135, Fig. 340 und 378).

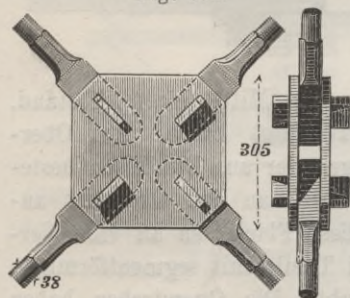
Die hier angeführten Beispiele sind im Allgemeinen rationell konstruirt. Jedoch findet man in Amerika mehrfach ziemlich mangelhaft

angeordnete Querverbindungen, welche zeigen, dass man die Querverbindungen oft als etwas sehr Nebensächliches ansieht. Wir glauben indess, dass die Querverbindungen in Verbindung mit den Windstreben für einen möglichst langen Bestand der Brücken ausserordentlich wichtig sind, so dass sich eine möglichst sorgfältige Behandlung derselben lohnt.

Bei der Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis (Fig. 379) bestehen die Horizontalen aus schmiedeisernen Röhren, welche durch eine Schraubenverbindung mit den Knotenbolzen verbunden sind. Die Diagonalen bestehen aus Rundeisen aus Stahl. Die oberen Diagonalen *A* haben an den Enden eine Oese, deren Halter bereits beim Schmieden der Oese angebracht wurde. Die Verbindung mit den Hauptträgern ist hier eine sehr mangelhafte, da eine Uebertragung des Zuges in der Diagonale auf die Horizontale nur durch eine nachtheilige Deformation der die Vertikalen mit den Knotenbolzen verbindenden Flacheisenlappen *E* möglich ist. Für die unteren Diagonalen ist an den Knotenbolzen ein Stablappen *B'* angehängt, mit welchem die Augen der Diagonalen durch zwei Laschen verbunden sind. Jedenfalls ist die untere Querverstrebung eine vollkommeneren, als die obere. Bei beiden erfolgt das Anziehen der Diagonalen durch besondere Schlösser.

Die aus Flacheisen bestehenden schlaffen Diagonalen europäischer Brücken, welche festgenietet sind, wurden bereits in §. 126 erwähnt.

Fig. 302.



Viktoria-Brücke über die Themse bei London. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Man hat aber auch bei europäischen Brücken, namentlich in England, öfters schlaffe, zum Anspannen eingerichtete Diagonalen aus Flach- oder Rundeisen angewendet. Ausser der Anspannung durch Schrauben hat man hier auch die Anspannung durch Keile angewendet. Fig. 302 zeigt ein solches Beispiel für eine schmiedeiserne Bogenbrücke. Die aus Rundeisen bestehenden Diagonalen sind an den Enden flach geschmiedet und mit den Hauptträgern direkt verschraubt (Fig. 119, S. 106). Am Kreuzungspunkte erfolgt die Anspannung durch vier Doppelkeile, für welche zwei Blechplatten als Lager dienen (Fig. 302).

§. 128. Wahl zwischen steifen und schlaffen Diagonalen.

Es fragt sich, ob das Andreaskreuz mit schlaffen oder mit steifen Diagonalen den Vorzug verdient. Im Allgemeinen ist dies schwierig zu entscheiden, da jede dieser Anordnungen gegen die andere gewisse Vorzüge hat.

Bei den steifen Diagonalen treten beide Diagonalen gleichzeitig in Wirksamkeit, die eine mit ihrer Zug-, die andere mit ihrer Druckfestig-

keit, die Spannung der Diagonale ist deshalb etwa nur halb so gross, als bei schlaffen Diagonalen, wo die eine Diagonale, welche verkürzt wird, sich seitlich ausbiegt und somit fast ohne Thätigkeit ist. Demgegenüber steht aber der Umstand, dass bei steifen Diagonalen, weil sie sowohl auf Zug, als auch auf Druck beansprucht werden können, nach den Wöhler'schen Gesetzen eine kleinere zulässige Inanspruchnahme, als bei den schlaffen Diagonalen zu wählen ist und dass bei grosser Länge eine Verstärkung der Knickfestigkeit wegen nöthig erscheint. Bei grosser Länge würden trotzdem die schlaffen Diagonalen weniger Material erfordern.

Durch das seitliche Ausbiegen der Diagonalen entsteht übrigens ebenfalls eine Beanspruchung, die nicht ganz unwesentlich ist. Es ergibt sich,

dass die spezifische Zug- und Druckspannung N , welche in der sich ausbiegenden Diagonale entsteht, bei der Dicke d und Länge l derselben

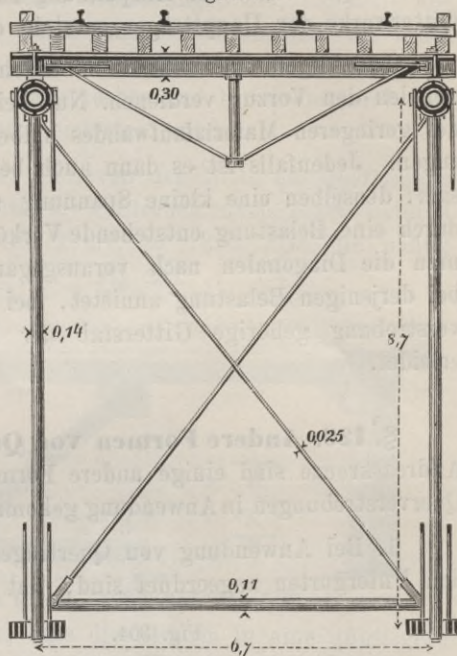
$$N = \frac{\pi^2}{2} \sqrt{\frac{3E}{8K}} \frac{d}{l} K = 140 \frac{d}{l} K.$$

ist, wenn K die spezifische Spannung in der gezogenen Diagonale bedeutet. Ist beispielsweise die Dicke $d = 1\text{cm}$, so wird für $l = 2, 4, 6, 8, 10\text{m}$ bezüglich $N = 0,70 \ 0,35 \ 0,23 \ 0,18 \ 0,14$. K ; bei Rundeisen wird N wesentlich grösser, da d grösser ist. Hierbei ist eine Verbindung beider Diagonalen an der Kreuzung nicht vorausgesetzt; ist eine solche vorhanden, so wird N etwa doppelt so gross. Für sehr kleine Längen, bei denen ein Einknicken nicht eintreten kann, gilt natürlich die aufgestellte Regel nicht.

Die Diagonalen verkürzen sich auch bereits bei einer vertikalen Belastung der Brücke; die schlaffen Diagonalen biegen sich hierbei seitlich aus und ihre Wirkung gegen gleichzeitig mit der vertikalen Belastung wirkende horizontale Kräfte wird dadurch gemindert.

Man kann nun zwar dieses seitliche Ausbiegen dadurch verhüten, dass man den Diagonalen eine künstliche Spannung gibt, welche gleich ist dem Drucke, der in der Diagonale entstehen würde, wenn sie sich

Fig. 303.

Typus des Phönixville-Brückenwerkes — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

nicht seitlich ausbiegen könnte. Bei den Diagonalen aus Rundeisen pflegt diese Anspannung auch zu geschehen. Es ist jedoch sehr schwierig, die richtige Grösse der Anspannung zu treffen und zu erhalten. In dem Gitterwerke der Hauptträger entsteht dadurch auch ein Druck.

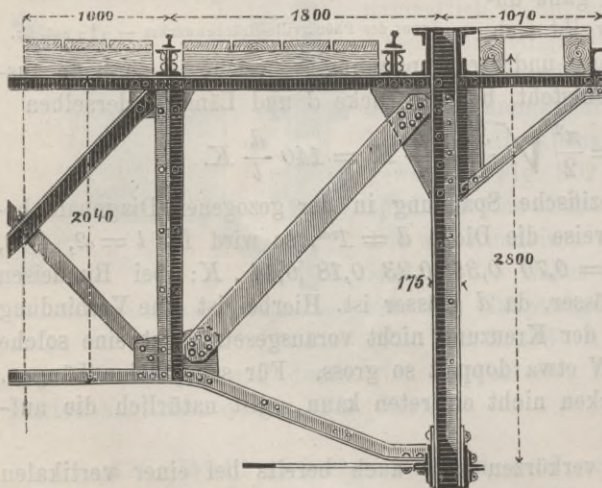
Im Allgemeinen würden hiernach wohl die steif konstruirten Diagonalen den Vorzug verdienen. Nur bei grossen Längen würde man wohl des geringeren Materialaufwandes halber die schlaffen Diagonalen bevorzugen. Jedenfalls ist es dann auch bei Diagonalen aus Flacheisen rathsam, denselben eine kleine Spannung zu geben, welche wenigstens die durch eine Belastung entstehende Verkürzung aufhebt, etwa dadurch, dass man die Diagonalen nach vorausgegangener provisorischer Verstrebung bei derjenigen Belastung annietet, bei welcher der zur fraglichen Querstrebung gehörige Gitterstab der Hauptträger den grössten Druck erleidet.

§. 129. Andere Formen von Querverstreubungen. Ausser dem Andreaskreuz sind einige andere Formen der unter der Bahn liegenden Querverstreubungen in Anwendung gekommen. Wir erwähnen die folgenden:

1. Bei Anwendung von Querträgern, welche in geringer Höhe über den Untergurten angeordnet sind, hat man die Gurte mit Zugbändern oder Streben mit den

Querträgern verbunden; wir finden dies oft bei den Schifkorn'schen Brücken. Fig. 304 zeigt diese Anordnung für eine Gitterbrücke gewöhnlicher Konstruktion. Die Ausfüllung der Ecken mit Blech führt hier zu den bereits in §. 80 besprochenen Versteifungen.

Fig. 304.



Brücke der Berliner Ringbahn über den Berlin-Spandauer Schifffahrtskanal (Weyrauch). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

2. Einfache Diagonalen statt der doppelten Diagonalen

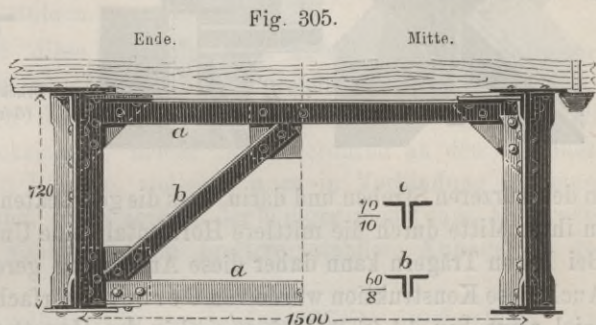
beim Andreaskreuz findet man fast nirgends, vielleicht der unsymmetrischen Anordnung wegen. Indessen ist diese Anordnung konstruktiv zweckmässig, da sie einfach und statisch bestimmt ist. Die Diagonale ist natürlich, da sie sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht werden

kann, steif zu konstruieren. Jedenfalls empfiehlt sich diese Anordnung bei mehr als zwei Trägern und symmetrischer Anordnung (Fig. 273). Es ist nicht rathsam, bei den Zwischenverstreibungen die Diagonale abwechselnd rechts und links fallend anzuordnen, weil alsdann bei einer Belastung der Brücke durch die Höhenverminderung des Trägers abwechselnd eine Neigung der Träger nach rechts und links, hierdurch eine schlangenförmige Windung der Gurte eintreten würde.

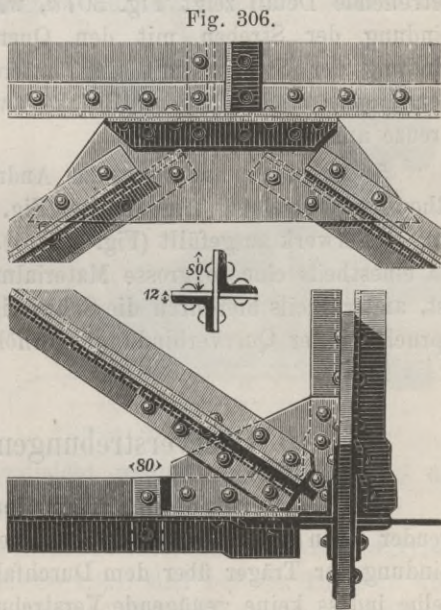
3. Dreiecksverstreibung. Lässt man von der Mitte des Querträgers oder einer besonderen oberen Horizontalen Streben nach einer unteren Horizontalen ausgehen oder auch umgekehrt, so erhält man die häufig angewendete Dreiecksverstreibung.

Wir finden dieselbe namentlich bei französischen Brücken und bei Brücken, welche unter Gerber konstruirt wurden. Bei niederen Trägern (Fig. 305) und grossen Breiten

hat diese Anordnung den Vortheil, dass die Streben in eine günstigere Lage kommen und kürzer ausfallen, als beim Andreaskreuz. Sind Querträger vorhanden, so würden dieselben gleichzeitig in der Mitte durch die Streben gestützt. Der Querträger würde hier als ein kontinuierlicher Träger mit zwei Feldern zu berechnen sein, wobei allerdings auf die Veränderung der Höhenlage des mittleren Stützpunktes durch die Zusammendrückung der Streben und die Ausdehnung der Horizontalen Rücksicht zu nehmen ist. Die Detailkonstruktionen sind wie bei den Andreaskreuzen; weitere Details zeigen Fig. 305 und 306; in dem letzteren Beispiele sind die Horizontalen und Streben aus zwei über Eck gestellten Winkeleisen zusammengesetzt.



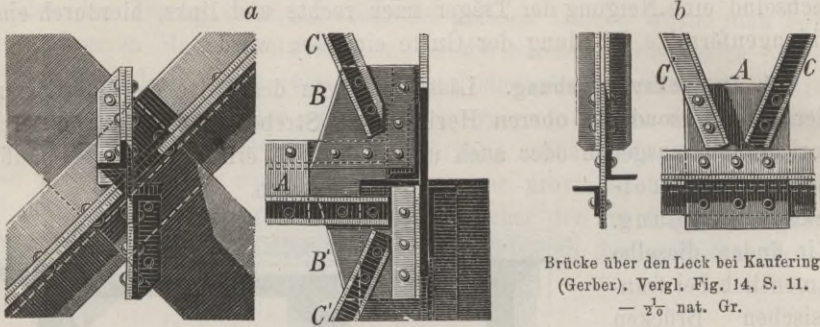
Blechrücken bairischer Staatsbahnen (Gerber). — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.



Strassenbrücke über die Isar bei Bogenhausen unweit München (Gerber). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

4. **Rhombenverstrebung.** Die zweimalige Anwendung der eben erwähnten Verstrebung in entgegengesetzter Lage gibt eine Verstrebung, bei welcher die Streben einen Rhombus bilden. Der Vortheil gegenüber dem Andreaskreuz liegt in der eventuellen Unterstützung der Querträger,

Fig. 307.



Brücke über den Leck bei Kaufering
(Gerber). Vergl. Fig. 14, S. 11.
— $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

in den kürzeren Streben und darin, dass die gedrückten Stäbe der Hauptträger in ihrer Mitte durch die mittlere Horizontale eine Unterstützung gewinnen. Bei hohen Trägern kann daher diese Anordnung gerechtfertigt erscheinen. Auch diese Konstruktion wurde von Gerber mehrfach angewendet. Ein Beispiel zeigt Fig. 14 (S. 11); hier sind in den Hauptträgern keine Vertikalen vorhanden; die mittlere Horizontale und die Streben sind an den Kreuzungspunkten der gedrückten und gezogenen Gitterstäbe befestigt. Das betreffende Detail zeigt Fig. 307 *a*, während Fig. 194 (S. 156) die Verbindung der Streben mit den Querträgern und Fig. 307 *b* die Verbindung der Streben mit der unteren Horizontalen darstellt. Ueber den Lagern sind bei dieser Brücke zwei übereinander liegende Andreaskreuze angewendet.

5. Mehrfach hat man das Andreaskreuz in Verbindung mit der Rhombenverstrebung angewendet (Fig. 7, S. 5), oder das ganze Rechteck mit Gitterwerk ausgefüllt (Fig. 4, S. 4). Indess ist hierzu nicht zu rathen, da einestheils eine so grosse Materialmenge im Allgemeinen nicht nöthig ist, andertheils hierdurch die Schwierigkeit einer Bestimmung der Beanspruchung der Querverbindungen erhöht wird.

B. Querverstrebugen neben der Bahn.

§. 130. **Verstrebung über den Pfeilern.** Wenn bei unten liegender Bahn die Höhe der Träger eine so kleine ist, dass zwar eine Verbindung der Träger über dem Durchfahrtsprofile möglich wird, dass dieselbe indess keine genügende Verstrebung der Träger zulässt, oder wenn bei genügender Trägerhöhe keine Vertikalen vorhanden sind, so bleibt

noch die Möglichkeit, die Träger ausserhalb der Bahn über den Pfeilern zu stützen.

Ist die Höhe der Träger so gering, dass selbst keine Verbindung über dem Durchfahrtsprofile möglich ist, so genügt meistens die Verstrebung der Hauptträger gegen die Querträger durch Eckversteifungen. Diese lassen sich indess nur bequem anbringen, wenn die Hauptträger Vertikalen besitzen, obwohl sie auch möglich sind, wenn Vertikalen fehlen. Bei Strassenbrücken kann indess auch die Beugung der Bahn ein Weglassen dieser Eckversteifungen wünschenswerth erscheinen lassen. Auch hier kann es daher zweckmässig sein, die Träger ausserhalb der Bahn über den Pfeilern zu stützen.

Wir finden aber diese Stützung auch zuweilen in dem Falle angewendet, wo zwischen den Trägern eine hinreichende Verstrebung möglich, oft auch wirklich durchgeführt ist, einestheils vielleicht aus rein architektonischen Rücksichten, indem man hierdurch an den besonders markirten Stellen, den Pfeilern, vielleicht noch in Verbindung mit einer portalartigen Gestaltung, die Stabilität der Träger mehr zum Ausdrucke bringt; andertheils wohl auch, um breitere, stabilere Auflager zu gewinnen.

Diese Stützung selbst ist in verschiedener Weise durchgeführt. Wir erwähnen die folgenden Anordnungen:

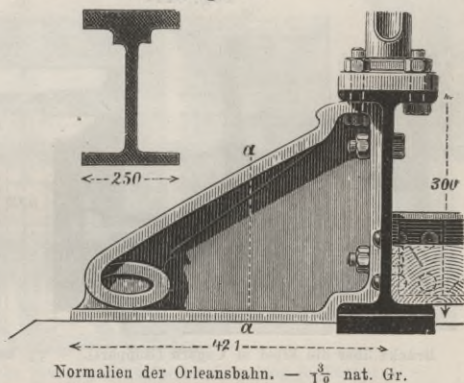
1. Wir finden die seitliche Stützung oft bei kleinen Brücken mit gewalzten I-Trägern oder Blechträgern auf französischen Bahnen und zwar entweder durch schmiedeeiserne, oder auch gusseiserne Streben. Fig. 308 zeigt eine solche Verstrebung nach den Normalien der Orleansbahn.

2. Häufig bringt man an den Endständern seitlich steile Streben etc. an, welche aus Winkeleisen, die mit dem Ständer durch eine Blechwand oder Gitterwerk verbunden sind, bestehen. Fig. 309 und 310 zeigen zwei Beispiele im Horizontalschnitte. Diese Streben sollen vielleicht weniger zur Verstrebung der

Träger, als zur Verbreiterung des Auflagers dienen.

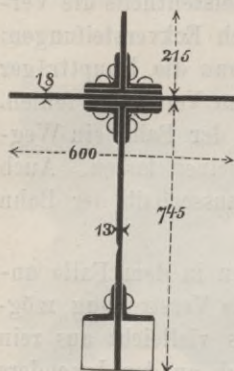
3. Wir finden indess zuweilen derartige Anordnungen, welche faktisch den Zweck der Verstrebung haben. So z. B. sind bei den Brücken über die Eipel und Gran mit kontinuierlichen Trägern und sechsheiligem Netzwerke über den Mittelpfeilern keine Vertikalen angeordnet; dafür

Fig. 308.



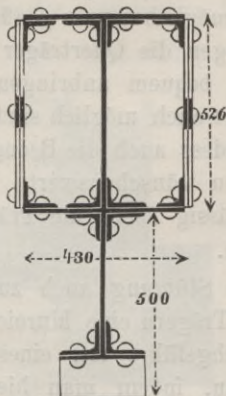
werden hier die Träger am Obergurte durch gusseiserne Strebepfeiler gehalten (II. Heft, II. Aufl. Fig. 27); diese sind fest mit dem Mauerwerke der Pfeiler verbunden und gestatten den Trägern eine Verschiebung. Diese Konstruktion ist indess mangelhaft; es ist ein Fehler, dass die Träger über den Mittelpfeilern keine Ständer besitzen und sobald man diese anordnet, ist eine Verstrebung weit einfacher durchzuführen.

Fig. 309.



Iglavaviadukt bei Eisenschütz.
— $\frac{1}{16}$ nat. Gr.

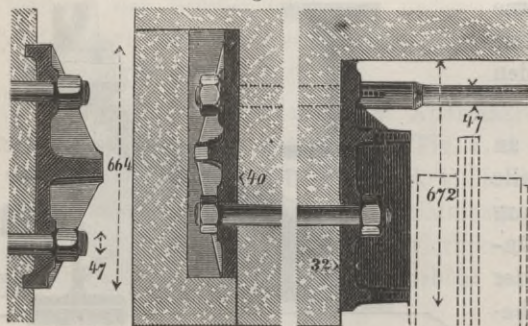
Fig. 310.



Brücke über die Elbe bei
Niederwartha. — $\frac{1}{16}$ nat. Gr.

Fig. 309 und 310 gezeigten Weise anordnet, so muss man dieselben am Auflager entsprechend breit halten. Man kann dann aber diesen Streben ein vom Hauptlager ganz getrenntes Lager geben und zwar genügt des geringen Vertikaldruckes wegen ein Gleitlager, auch wenn das Hauptlager ein Rollenlager ist. Haben die Träger über dem Durchfahrtsprofile keine Verbindung, so muss ein Kanten der Träger nach innen durch eine Verankerung mit dem Pfeiler, welche indess ein Gleiten

Fig. 311.



Brücke über die Eipel in Ungarn (Ruppert). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Wenn man die faktisch zur Verstrebung dienenden Streben in der in Fig. 309 und 310 gezeigten Weise anordnet, so muss man dieselben am Auflager entsprechend breit halten. Man kann dann aber diesen Streben ein vom Hauptlager ganz getrenntes Lager geben und zwar genügt des geringen Vertikaldruckes wegen ein Gleitlager, auch wenn das Hauptlager ein Rollenlager ist. Haben die Träger über dem Durchfahrtsprofile keine Verbindung, so muss ein Kanten der Träger nach innen durch eine Verankerung mit dem Pfeiler, welche indess ein Gleiten zulässt, verhindert werden. Statt dessen kann man aber auch den Endquerträger nach aussen verlängern und gegen diese Verlängerungen die Streben stützen.

4. Wenn man steinerne Portale anwendet, so können auch diese zur Verstrebung benützt werden, indem man den

Obergurt an das Mauerwerk anlehnt. Wenn eine obere Verbindung der Träger vorhanden ist, so genügt ein einfaches Anlehnen gegen eine mit dem Mauerwerke verbundene Gleitplatte (Fig. 327); diese Anordnung finden wir z. B. bei den schon oben erwähnten Brücken über die Eipel und Gran in Ungarn (Fig. 311). Der Ausdehnung der oberen Verbindung bei einer Temperaturerhöhung halber ist hier ein kleiner Spielraum zu belassen, der indess nur so gross ist, dass er bei der höchsten Temperatur

vollständig verschwindet. Ist indess keine obere Verbindung der Träger vorhanden, so müsste eine feste, indess das Gleiten gestattende Verankerung des Trägers mit dem Mauerwerke in Anwendung kommen.

§. 131. **Verstrebung zwischen den Pfeilern.** Zwischen den Pfeilern ist beim Fehlen einer oberen Verbindung nur eine Verstrebung der Träger gegen die Querträger möglich.

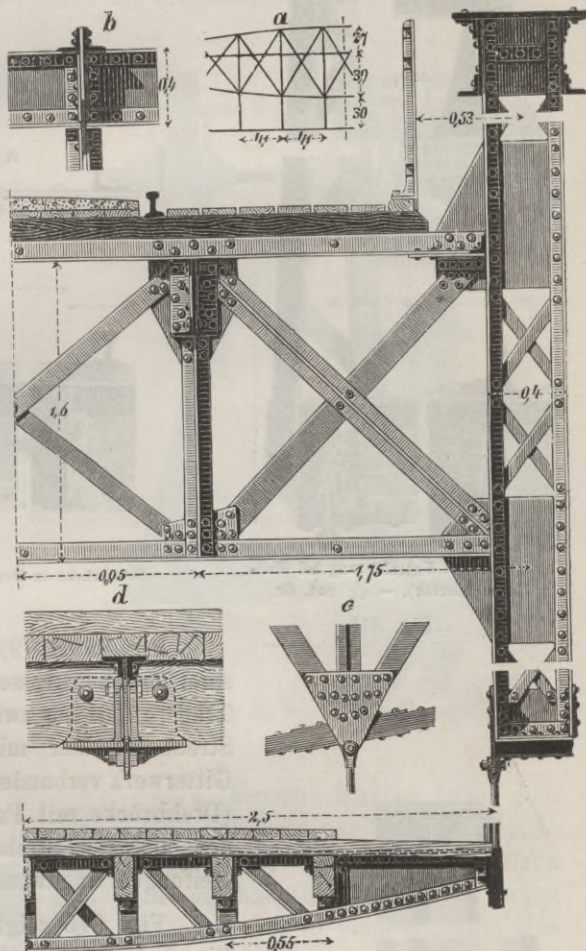
Die innerhalb liegenden Verstrebungen dieser Art, welche hauptsächlich nur beim Vorhandensein von Vertikalen zur Anwendung kommen, wurden bereits im VIII. Kapitel besprochen.

Hinsichtlich der Anordnung anderer Verstrebungen erwähnen wir die folgenden Konstruktionen:

1. Wenn man die Querträger hoch halten kann und die Vertikalen eine hinreichende Steifigkeit gegen seitliches Ausbiegen erhalten, so genügt ein blosses Anschliessen der Vertikalen an die Querträger, wie beispielsweise die Figuren 176 (S. 147) und Fig. 312 zeigen; beide Brücken haben Paulische Träger.

2. Nicht selten hat man die Vertikalen nach unten an Breite zunehmen lassen, so dass diese Vertikalen selbst bei fester Verbindung mit den Querträgern eine innere und eine äussere Strebe abgeben. Beispiele hierfür bieten Fig. 87 (S. 79) für eine Brücke mit Hyperbelträgern und Fig. 313 für eine Brücke mit Parallelträgern.

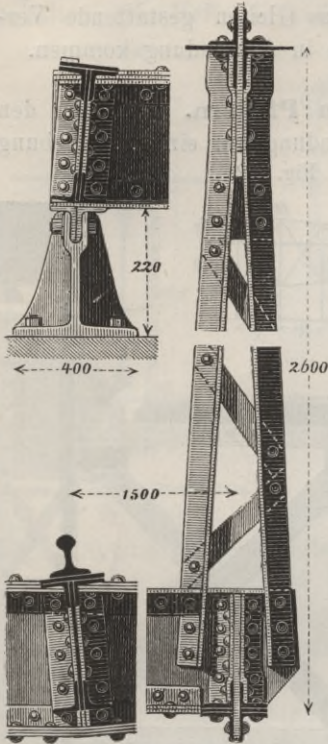
3. Man hat indess auch mehrfach, mögen nun die Hauptträger Vertikalen besitzen oder nicht, gesonderte Streben angewendet.



Brücke über den Sarpsfos bei Sarpsborg in Norwegen. —

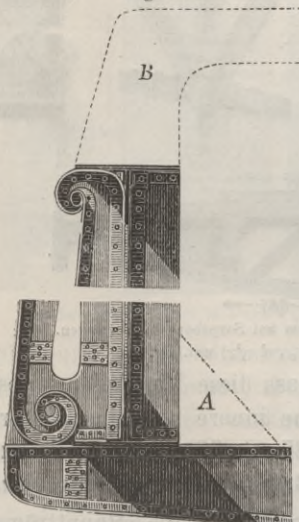
$\frac{1}{10}$ (a $\frac{1}{2}$, d $\frac{1}{10}$) nat. Gr.

Fig. 313.



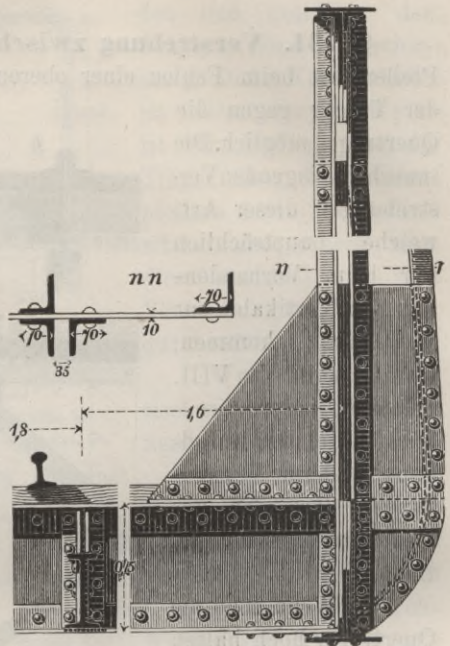
Tannusbahn: Unterführung bei Sindlingen (Gerber). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 315.



Brücke über die Rhone bei Culoz. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 314.



Drehbrücke in Drontheim. — $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

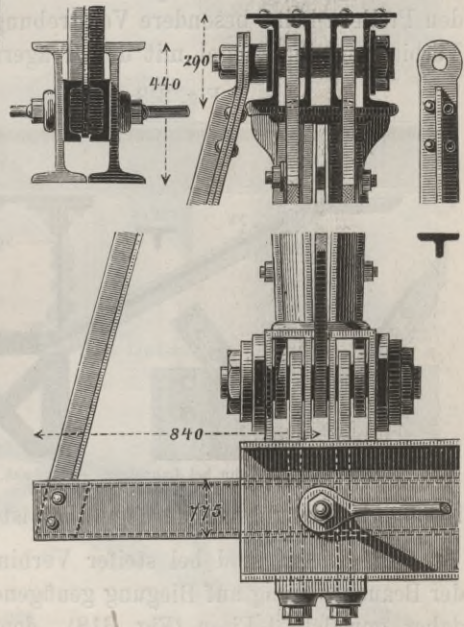
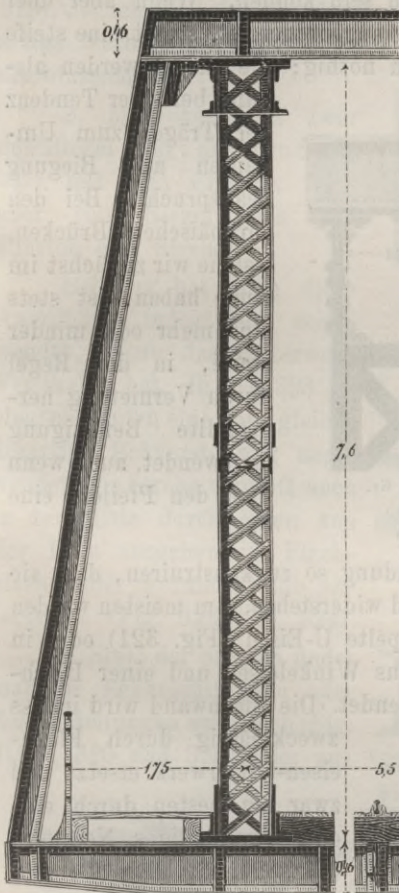
Fig. 88 (S. 79) zeigt ein derartiges Beispiel für eine Strassenbrücke mit Pauli'schen Trägern. Die aus zwei Winkeleisen bestehende Strebe ist hier mit den Vertikalen durch Gitterwerk verbunden. Bei der Brücke Fig. 314 (Drehbrücke mit Parallelträgern) sind ausser den äusseren Streben noch innere Eckaussteifungen angewendet.

Fig. 315 zeigt die Anordnung bei der Eisenbahnbrücke über die Rhone bei Culoz, wo man gleichzeitig auf eine architektonische Wirkung bedacht war. Indess zeigte sich diese Konstruktion zu schwach. Bei Gelegenheit der Verstärkung der Gitterträger verstärkte man auch die Querverstrebung, indem man die unteren Eckstücke A und die oberen Querverbindungen B hinzufügte.

Bei der Brücke Fig. 316 sind äussere Streben und ausserdem obere Verbindungen vorhanden; Vertikalen haben die hier angewendeten Parallelträger nur über den Pfeilern. Die Streben stützen sich hier auf die auch zur Unterstützung der Fusswege vorhandenen, als Verlängerungen der Querträger konstruirten Konsolen; jedoch sind die Streben nicht bei sämtlichen Konsolen vorhanden; eine Oeffnung von $91,4^m$ Spannweite zeigt vielmehr nur 2 End- und 3 Zwischenstreben.

Fig. 316.

Fig. 317.



Typus der Keystone-Brücken-Gesellschaft. —
 $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

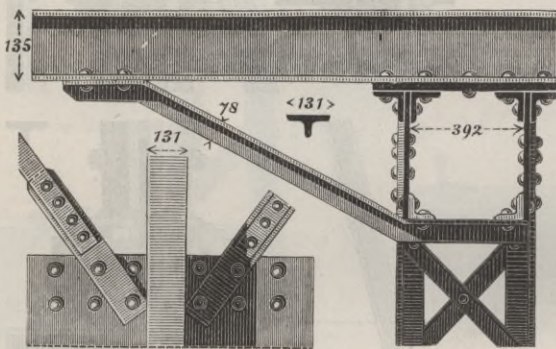
Brücke über den Paraguassa zwischen Chachocira und Sao Felix in Brasilien (Cleminson). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Ponnybrücken. Die Formeisen, welche die Querträger bilden, werden entweder direkt verlängert (z. B. American-Bridge Comp.) oder man wendet zur Verlängerung schwächere Formeisen an (Fig. 317, Keystone-Bridge-Comp.). Die Tangente des Neigungswinkels der Strebe gegen die Vertikale ist hier $0,25$ bis $0,35$. Seltener findet man hier innere Streben (Fig. 188, S. 153).

C. Querverstreben über der Bahn.

§. 132. **Querriegel.** Die einfachste Form der über der Bahn liegenden Querverstreben besteht in Querriegeln, welche zwischen den Obergurten angeordnet sind. Wenn eine genügende Verstrebung der Träger über den Pfeilern durch besondere Konstruktionen erfolgt ist, sind nur Querriegel als Theile der oberen Windverstrebung nöthig, die alsdann gelenkartig mit den Trägern verbunden sein können. Wenn aber über den Pfeilern keine besondere Verstrebung angeordnet ist, so ist eine steife Verbindung der Riegel mit den Trägern nöthig; die Riegel werden alsdann bei einer Tendenz der Träger zum Umkanten auf Biegung beansprucht. Bei den europäischen Brücken, welche wir zunächst im Auge haben, ist stets eine mehr oder minder steife, in der Regel durch Vernietung hergestellte Befestigung angewendet, auch wenn über den Pfeilern eine

Fig. 318.



Brücke über die Lahn bei Lahnstein. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

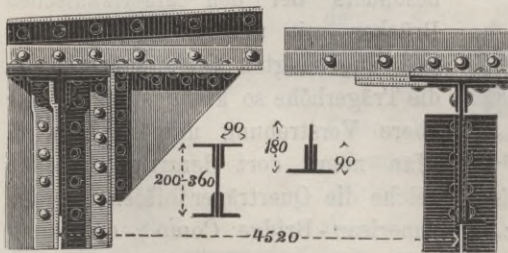
besondere Verstrebung durchgeführt ist.

Die Riegel sind bei steifer Verbindung so zu konstruieren, dass sie der Beanspruchung auf Biegung genügend widerstehen. Am meisten werden daher gewalzte I-Eisen (Fig. 318), doppelte U-Eisen (Fig. 321) oder in Form von Blechträgern konstruirte, aus Winkeleisen und einer Blechwand bestehende Riegel (Fig. 360) angewendet. Die Blechwand wird indess zweckmässig durch Flach-

Die Riegel sind bei steifer Verbindung so zu konstruieren, dass sie der Beanspruchung auf Biegung genügend widerstehen. Am meisten werden daher gewalzte I-Eisen (Fig. 318), doppelte U-Eisen (Fig. 321) oder in Form von Blechträgern konstruirte, aus Winkeleisen und einer Blechwand bestehende Riegel (Fig. 360) angewendet. Die Blechwand wird indess zweckmässig durch Flach-

Fig. 319.

a) über den Pfeilern. b) zwischen den Pfeilern.



Brücke der Kaschau-Oderberger Bahn über die Waag bei Sullein. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

zweckmässig durch Flach-eisen-Gitterwerk ersetzt und zwar am besten durch ein- oder zweitheiliges Netzwerk (Fig. 321, Fig. 320, 324, 326 und 327); oft findet man auch Fachwerk (Fig. 322).

Von besonderer Wichtigkeit ist eine hinreichend steife Verbindung der Riegel mit den steif konstruirten

Gitterstäben, die wir kurz Pfosten nennen, bei uns meist mit den Vertikalen der Hauptträger, da auf dieser Verbindung die ganze

Wirkung der Riegel als Querverstrebung beruht. Die einzelnen Arten der Verbindung sind folgende.

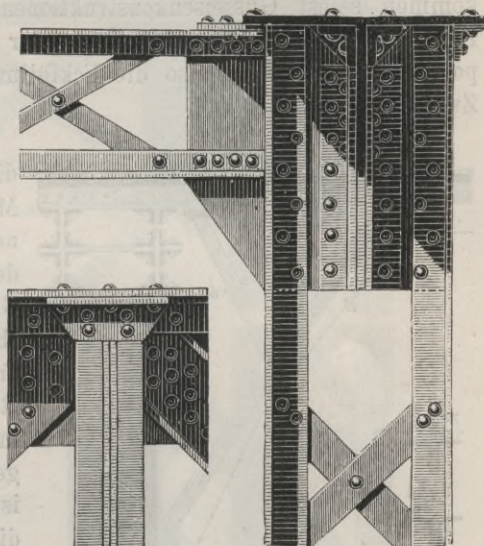
1. Die genannte Verbindung wird nur durch den Gurt vermittelt (Fig. 318 und 319). Hierdurch wird auch leicht eine Verbindung erreicht, wenn keine Vertikalen vorhanden sind (Fig. 318). Jedoch erscheint eine derartige Verbindung doch nicht als hinreichend.

2. Man verbindet zwar den Riegel direkt mit dem Gurte oder mit dem Pfosten, führt aber vom Riegel nach dem Pfosten eine Strebe.

Bei uns hat man diese Anordnung indess nur angewendet, wenn das Gitterwerk Vertikalen hat. In Fig. 323 ist oben und unten eine ganz gleiche derartige Eckversteifung angewendet. Die Strebe wird oft noch in der Mitte durch einen von der Ecke ausgehenden Flacheisen- oder Formeisenstab unterstützt (Fig. 323 und 324).

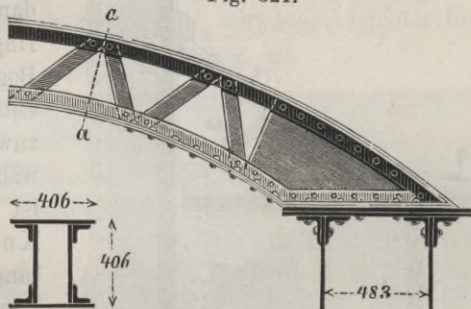
3. Statt der Streben findet man oft Eckausfüllungen oder Eckversteifungen aus Blech (Fig. 319 a, 320 und 325) oder aus

Fig. 320.



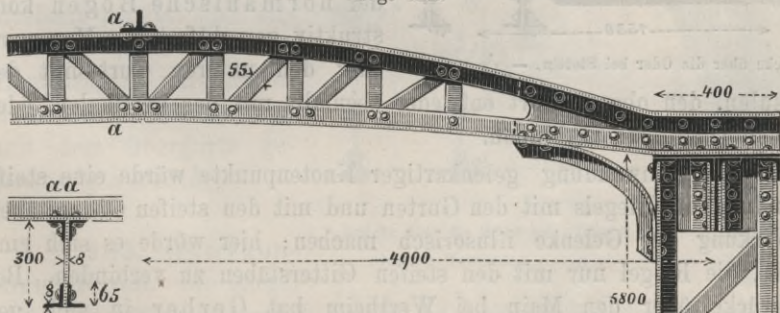
Brücke über das Limfjord bei Aalborg in Dänemark. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Fig. 321.



Brücke über die Themse bei Blackfriars. — $\frac{1}{32}$ nat. Gr.

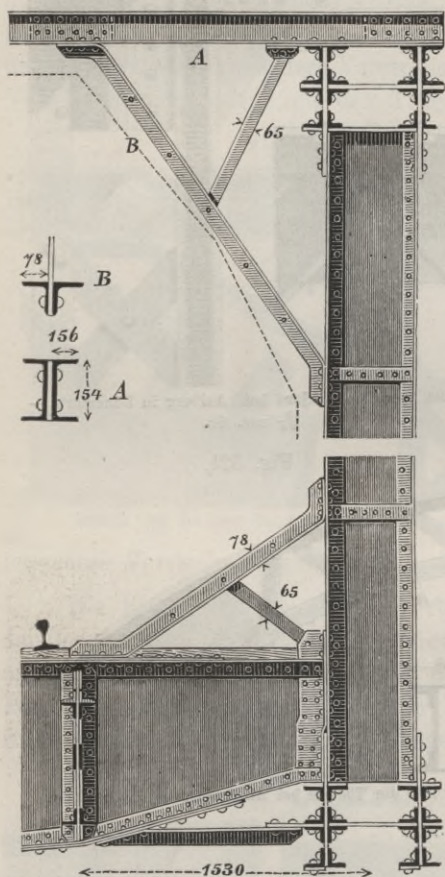
Fig. 322.



Brücke der österr. Staatsbahn über die Adler bei Tynist. Parabelträger. (H. Schmidt.) — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Gitterwerk (Fig. 326). Bei der Formgebung sind oft vorwiegend ästhetische Rücksichten massgebend. Bei vorwiegend dekorativem Zwecke kommen selbst Gusseisenkonstruktionen zur Anwendung; so z. B. in Fig. 327, wo eine Querverstrebung der Träger bereits durch die Steinportale bewirkt ist, also die Eckfüllung vorwiegend einen dekorativen Zweck erfüllt.

Fig. 323.

Brücke über die Oder bei Stettin. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

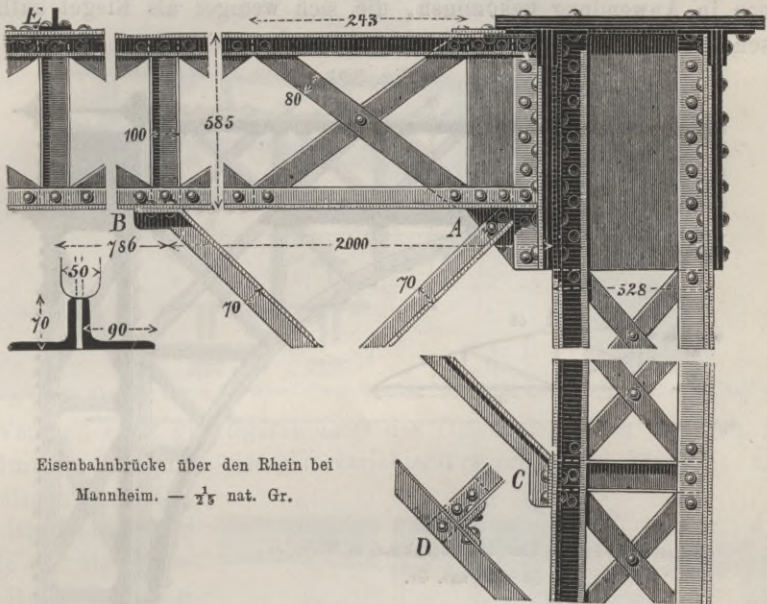
Vertikalen, den oberen Gurt entweder ebenfalls mit der Vertikalen, oder mit dem Obergurte verbinden.

5. Bei Anwendung gelenkartiger Knotenpunkte würde eine steife Verbindung des Riegels mit den Gurten und mit den steifen Gitterstäben die Wirkung der Gelenke illusorisch machen; hier würde es sich empfehlen, die Riegel nur mit den steifen Gitterstäben zu verbinden. Bei der Brücke über den Main bei Wertheim hat Gerber in sich geschlossene Rahmen mit I-förmigen Querschnitt (Fig. 329) angewendet,

4. Zu gleichem Zwecke hat man die Höhe des Riegels von der Mitte nach den Enden hin zunehmen lassen, meist, indem man den Untergurt, wohl auch beide Gurte krümmte (Fig. 328). Eines theils wählte man wohl diese Anordnung aus rein konstruktiven Rücksichten; hauptsächlich aber mögen Schönheitsrücksichten massgebend gewesen sein. Unleugbar ist diese Form im Allgemeinen die schönste der möglichen Formen der oberen Querverstrebungen. Sie setzt breite Vertikalen voraus, damit nicht der Eindruck der geringen Stabilität gegen den vom Bogen ausgeübten Horizontalschub entsteht. Der untere Gurt wurde zuweilen als Stichtbogen gewählt (Fig. 18, S. 13); schöner ist wohl der Ellipsen- oder Korbbogen mit vertikaler Endtangente (Fig. 328). Durch die Beanspruchung bei einer Tendenz zum Umkanten der Träger ist auch der normänische Bogen konstruktiv gerechtfertigt. Man wird

hier den unteren Gurt mit der

Fig. 324.



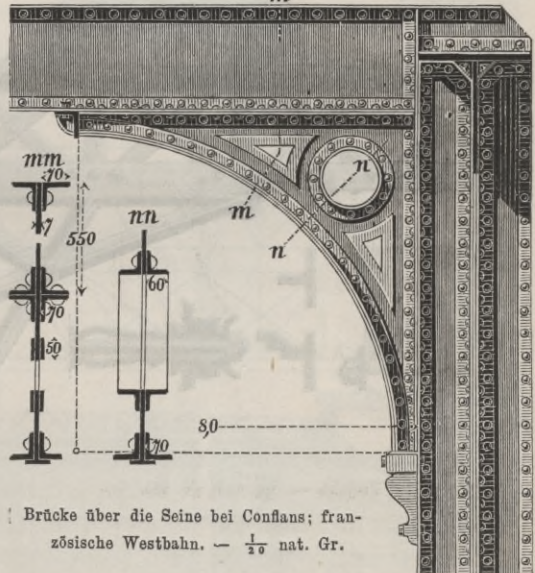
Eisenbahnbrücke über den Rhein bei
Mannheim. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

welche mit den Gurten behufs der Uebertragung der Spannungen aus den Windstreben mit den Gurten nur durch schwache, leichter biegsame, Traversen aus zwei

Fig. 325.

m

Winkelleisen verbunden sind. Die Querverstrebungen sind hier nur an den in der unmittelbaren Nähe der Auflagerung befindlichen Vertikalen als Endquerverstrebungen angeordnet; die Vertikalen *AB*, welche zur Querverstrebung benützt sind, bilden im Gitterwerke der Hauptträger nur sekundäre Theile und sind nur mit dem Obergurte gelenkartig verbunden.



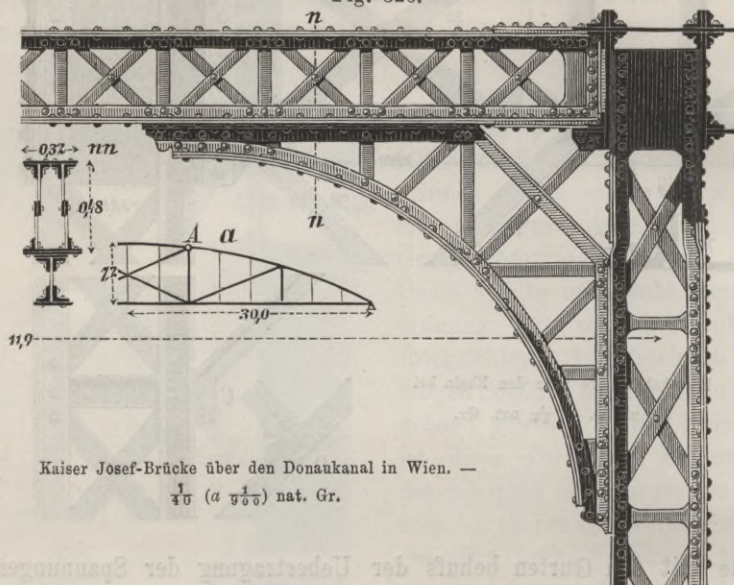
Brücke über die Seine bei Conflans; fran-
zösische Westbahn. — $\frac{1}{8}$ nat. Gr.

§. 133. Gitterkonstruktionen. Die Riegel

mit Gitterfüllung wurden bereits im vorigen Paragraphen erwähnt. Indess sind, wenn das Durchfahrtsprofil noch eine grössere Höhe bis zur

Oberkante der Träger frei lässt, verschiedene andere Gitterkonstruktionen in Anwendung gekommen, die sich weniger als Riegel auffassen lassen. Wir erwähnen die folgenden Anordnungen:

Fig. 326.

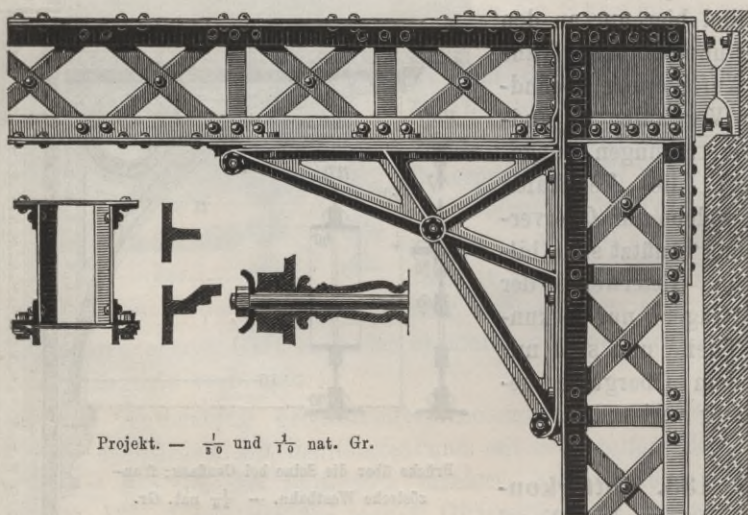


Kaiser Josef-Brücke über den Donaukanal in Wien. —

$\frac{1}{10}$ (α $\frac{1}{100}$) nat. Gr.

1. Das Andreaskreuz ist auch hier sehr häufig in Anwendung gekommen. Hinsichtlich der Konstruktion, namentlich der

Fig. 327.

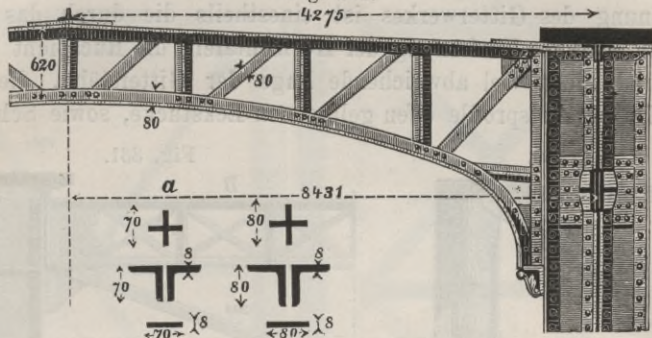


Projekt. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Verwendung von schlaffen und steifen Diagonalen gilt das in §. 128 Gesagte.

2. Zwei Andreaskreuze, welche über einander liegen (Fig. 330 und 331). Bei grösserer Höhe bieten dieselben gegen das einfache Kreuz

Fig. 328.



Stadlauerbrücke über die Donau bei Wien, a) zwischen den Pfeilern, b) über den Pfeilern. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

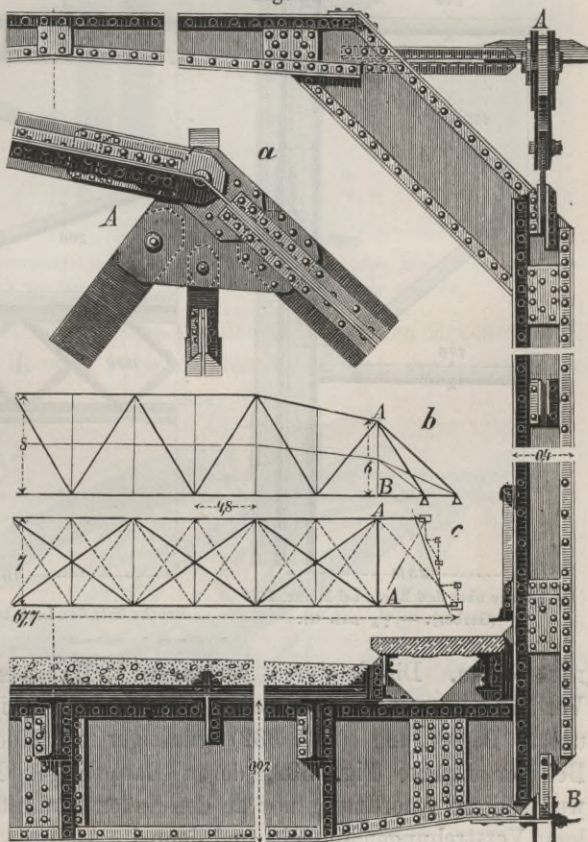
den Vortheil einer günstigeren Lage der Diagonalen. Bei Brücken mit gekrümmter Obergurte, also mit variabler Trägerhöhe, ist häufig je nach der disponiblen Höhe

Fig. 329.

über dem Durchfahrtsprofile der blosse Riegel, das einfache Andreaskreuz und das doppelte Andreaskreuz oder nur die beiden letzteren gleichzeitig zur Anwendung gekommen, wobei man die untere Horizontale in konstanter Höhe anzuordnen pflegt, wie dies auch bei den Brücken 330 und 331 der Fall ist.

3. Zwei nebeneinander liegende Andreaskreuze (Fig. 334), welche gerechtfertigt erscheinen können, wenn die Breite grösser als die Höhe ist.

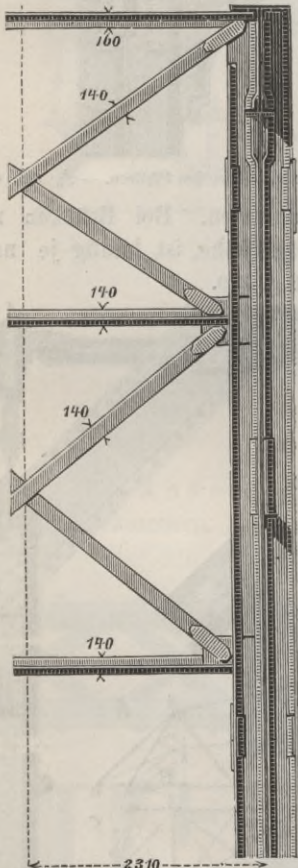
4. Sehr häufig ordnet man zwei Horizontalen mit zwischenliegendem Gitterwerke



Brücke über den Main bei Wertheim (Gerber). — $\frac{1}{50}$ und $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

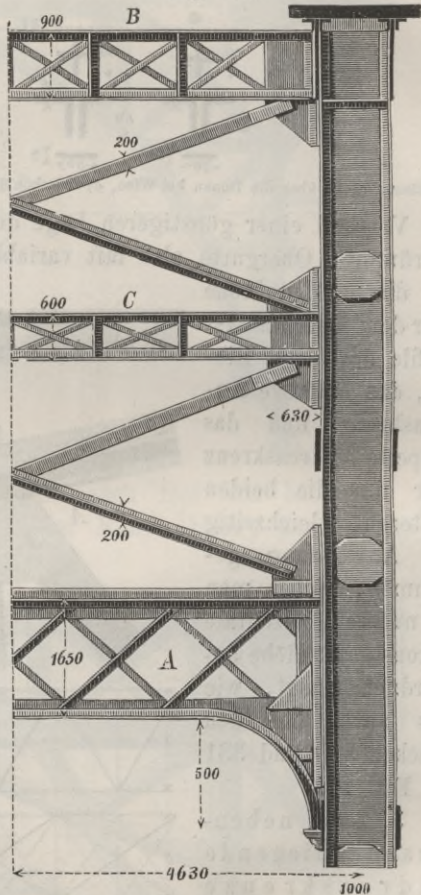
und darunter liegender Eckversteifung an (Fig. 241, S. 203, Fig. 332 und 333), um auch noch die über dem Durchfahrtsprofile liegenden freien Ecken möglichst zur Versteifung ausnützen zu können. Massgebend für die Anordnung des Gitterwerkes ist einestheils die durch das Durchfahrtsprofil bedingte Entfernung der Horizontalen, die Rücksicht auf eine von 45 Grad nicht viel abweichende Lage der Gitterstäbe, die Größe der vom Durchfahrtsprofil offen gelassenen Eckstücke, sowie Schönheits-

Fig. 330.



Brücke über den Rhein bei Mainz, 1870
(Gerber). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 331.

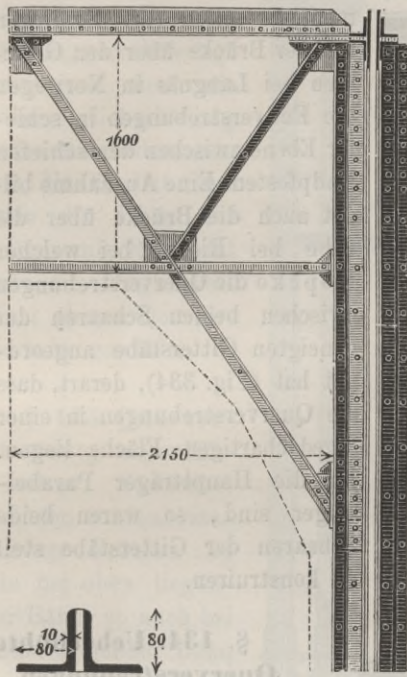


Brücke über den Leck bei Kulenburg. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

rücksichten. Die letzteren verlangen z. B., dass die Eckstreben in die Verlängerung eines Gitterstabes fallen; auch wirkt eine trapezförmige untere Begrenzung (Fig. 332) günstiger als eine dreieckige (Fig. 333). Bei der Brücke Fig. 332, deren Hauptträger Halbparabelträger sind, wurde diese Anordnung nur an den Enden gewählt, während für die mittleren Verstreben einfache und doppelte Andreaskreuze projektirt wurden.

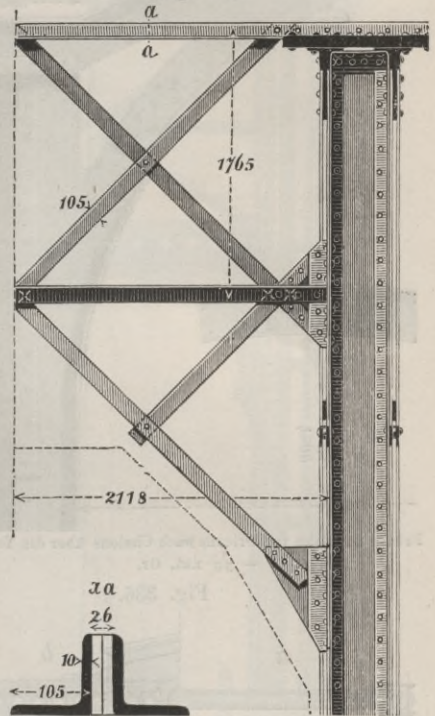
Bei abnehmender Entfernung der beiden Horizontalen geht diese Verstrebung natürlich in den im vorigen Paragrafen besprochenen Riegl über.

Fig. 332.



Brücke über die hessische Ludwigsbahn unterhalb Mainz (Projekt). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

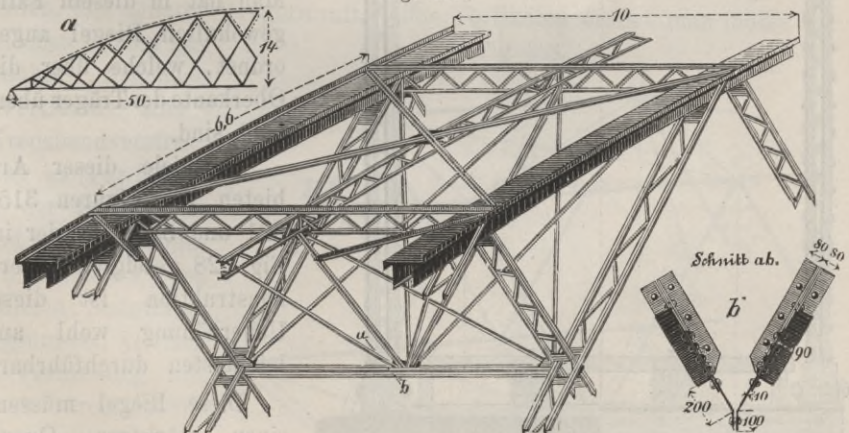
Fig. 333.



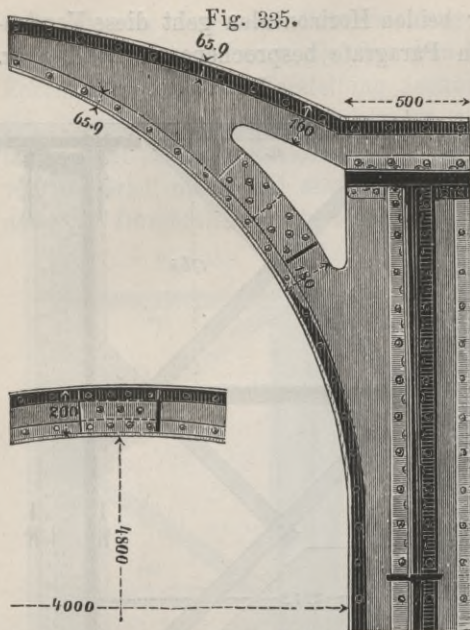
Brücke über den alten Rhein bei Griethausen. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Diese Querverstreubungen liegen bei den europäischen Brücken regelmässig in vertikalen Ebenen zwischen den Vertikalen der Hauptträger,

Fig. 334.

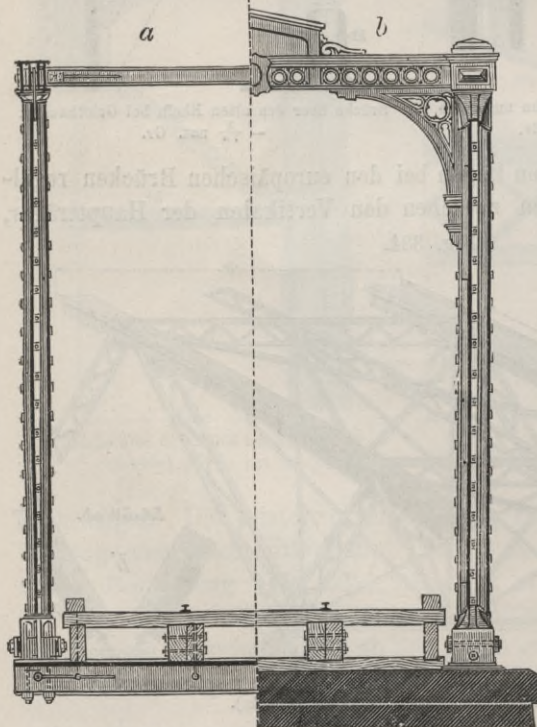


Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Riesa (Köpcke).



Brücke der Bahn von Orleans nach Chalons über die Yonne.
— $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Fig. 336.



Typus der Keystone-Brücken-Gesellschaft. — $\frac{1}{80}$ nat. Gr.

entweder nur als Endverstre-
bungen oder auch als Zwischen-
verstre- bungen. Ausnahmen kom-
men nur selten vor. So liegen
bei der Brücke über den Glom-
men bei Langnäs in Norwegen
die Endverstre- bungen in schie-
fer Ebene zwischen den schie-
fen Endpfosten. Eine Ausnahme bil-
det auch die Brücke über die
Elbe bei Riesa, bei welcher
Köpcke die Querverstre- bungen
zwischen beiden Schaaren der
geneigten Gitterstäbe angeord-
net hat (Fig. 334), derart, dass
die Querverstre- bungen in einer
sägedachartigen Fläche liegen.
Da die Hauptträger Parabel-
träger sind, so waren beide
Schaaren der Gitterstäbe steif
zu konstruieren.

§. 134. Ueberhöhte Querverstre- bungen.

Häufig hat man auch obere
Querverstre- bungen in dem
Falle angeordnet, wo die
Trägerhöhe kleiner als das
Durchfahrtsprofil wird.
Man hat in diesem Falle
gewöhnlich Riegel ange-
ordnet, welche über die
Oberkante der Träger über-
höht sind.

Beispiele dieser Art
bieten die Figuren 315,
321 und 335. Bei der in
Fig. 328 gezeigten Gitter-
konstruktion ist diese
Ueberhöhung wohl am
leichtesten durchführbar.

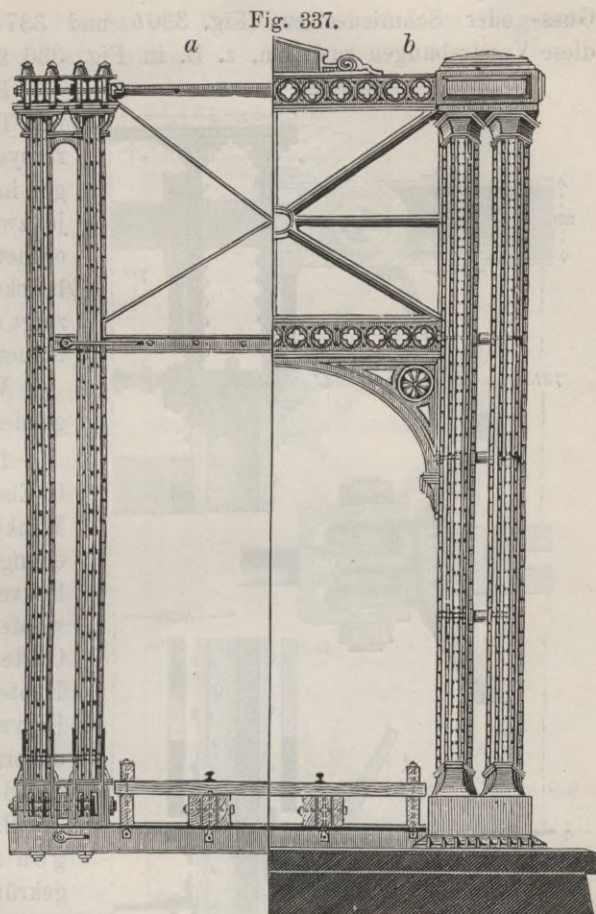
Diese Riegel müssen
einen stärkeren Quer-
schnitt erhalten, als ge-

rade Riegel, weil hier die Biegemomente grösser werden. Dennoch kann diese Anordnung gerechtfertigt erscheinen, wenn die nöthige Ueberhöhung keine zu bedeutende ist. Häufig hat man auch die Höhe der Träger mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer oberen Querverbindung gewählt.

§. 135. Querverstrebung amerikanischer Systeme.

Bei den nordamerikanischen Brücken ist wie bei oben liegender Bahn, so auch bei unten liegender Bahn kein grosser Werth auf eine starke Querverstrebung gelegt. Unten oder in Verbindung mit den Querträgern ist nie eine Verstrebung angeordnet, indem die Querträger meist angehängt werden. Bei höheren Trägern mit steifen Vertikalen ordnet man indess oft zwischen je zwei gegenüber liegenden

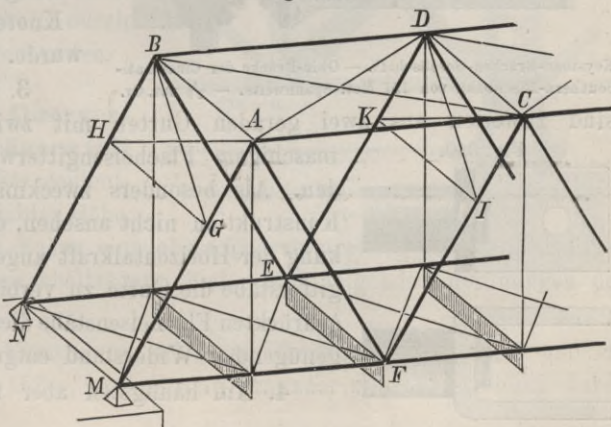
Vertikalen eine Kreuzbandverstrebung an (Fig. 337a). In der Regel aber sind nur Verstrebungen zwischen den schiefen Endpfosten angeordnet, vielfach in Verbindung mit einer architektonischen Dekoration aus



Typus der Keystone-Brücken-Gesellschaft. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

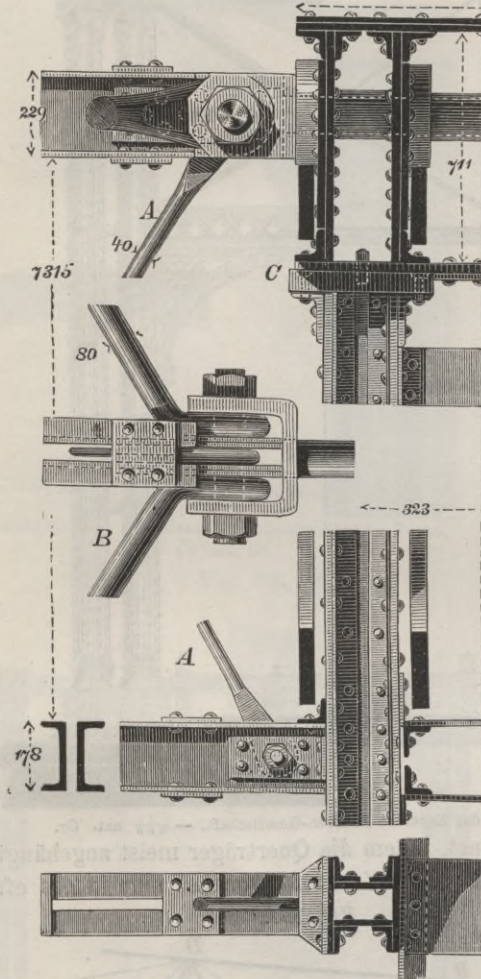
zwischen je zwei gegenüber liegenden Vertikalen eine Kreuzbandverstrebung an (Fig. 337a). In der Regel aber sind nur Verstrebungen zwischen den schiefen Endpfosten angeordnet, vielfach in Verbindung mit einer architektonischen Dekoration aus

Fig. 338.



Guss- oder Schmiedeeisen (Fig. 336b und 337b), obwohl uns auch diese Verstrebungen zuweilen, z. B. in Fig. 336 zu schwach erscheinen.

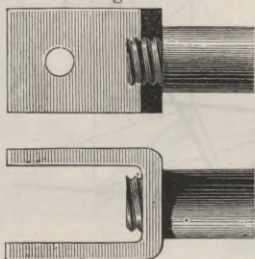
Fig. 339.



Keystone-Brücken-Gesellschaft. — Ohio-Brücke der Cincinnati-Southern-Eisenbahn von 157 Met. Spannweite. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

sind zuweilen aus zwei geraden Gurten mit zwischenliegendem eng-

Fig. 340.



maschigem Flacheisengitterwerke konstruiert worden. Als besonders zweckmässig lässt sich diese Konstruktion nicht ansehen, da die durch die Wirkung der Horizontalkraft angespannten Flacheisengitterstäbe die Gurte zu verbiegen streben und die gedrückten Flacheisenstäbe dieser Verbiegung keinen genügenden Widerstand entgegensetzen.

4. Am häufigsten aber findet man das An-

Bei einzelnen Brücken mit Trägern nach dem Warrensysteme sind Verstrebungen in schiefer Lage zwischen je zwei Druckstreben angeordnet, z. B. bei der Ohio-Brücke bei Louisville. Fig. 338 zeigt diese Anordnung in axonometrischer Projektion.

Wir erwähnen die folgenden Detailkonstruktionen:

1. Riegel aus doppelten U-Eisen, als Gitterträger aus Winkelleisengurten und Flacheisengitterwerk u. s. w., mit Eckversteifungen. Die Riegel werden entweder auf die Gurte genietet oder mit den Knotenbolzen verbunden. Die Eckversteifungen sind oft dekorativ gestaltet (Fig. 24, S. 18 und Fig. 336b).

2. Bogenverstrebungen mit geradem Ober- und gekrümmtem Untergurte und zwischenliegendem Gitterwerke, wobei der Obergurt ebenfalls entweder auf den Gurt genietet oder mit den Knotenbolzen verbunden wurde.

3. Die Endverstrebungen

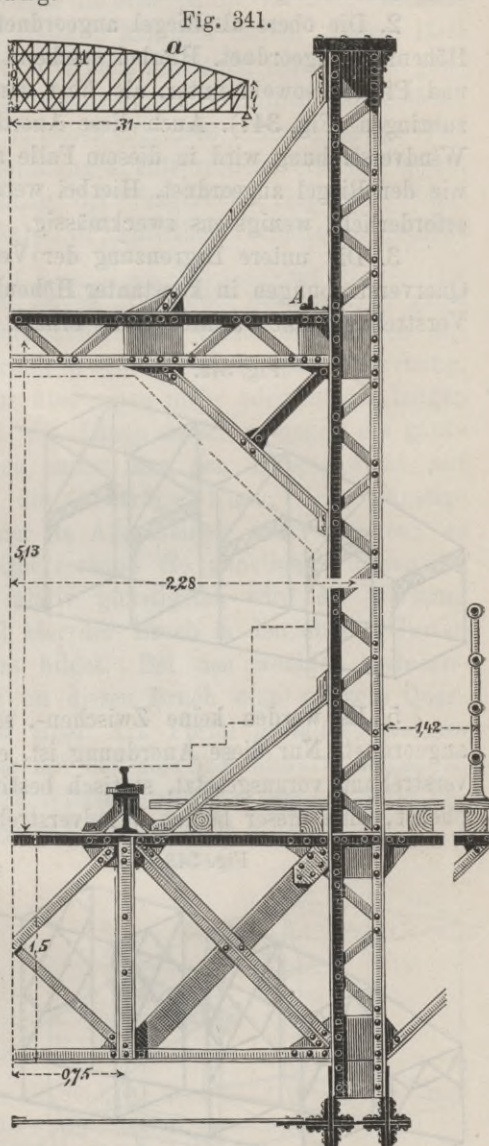
dreaskreuz mit schlaffen, meist aus Rundeisen bestehenden Diagonalen oder die Kreuzbandverstrebung.

Die Details sind hierbei dieselben, wie in §. 127. Wir erwähnen hier aber noch besonders die oft anzutreffende Verwendung der Backenmutter (*the saw nut*), (Fig. 340), welche auf das an dem Knotenbolzen angeschnittene Gewinde aufgeschraubt wird und mit welcher die Riegel, Quer- und Windstreben in der in Fig. 339 und 378 dargestellten, aber vielfach modificirten Weise verbunden werden. Die Backenmutter sind 18 bis 32^{mm} dick und mit 40 bis 60^{mm} weiten Löchern für den Verbindungsbolzen versehen. Bei grossen Kräften werden die Backenmutter nach dem Aufschrauben auf den Knotenbolzen wohl noch mit dem Gurte vernietet. Die Riegel bestehen meist aus zwei U-Eisen, welche in einem bestimmten Abstände durch Platten verbunden sind; die schwachen Mittelrippen sind an den Enden durch aufgenietete Platten verstärkt (Fig. 339 und 378). Die unteren Riegel sind in Fig. 339 mit den Vertikalen durch Winkeleisenstücke verbunden.

§. 136. Obere Querverstreben bei Trägern mit variabler Höhe.

Bei denjenigen Trägern mit variabler Höhe, welche auch an den Enden eine obere Querverstrebung zulassen, also insbesondere den Halbparabelträgern, bieten sich folgende Anordnungen der oberen Verstrebung.

1. Die obere Verstrebung wird am Obergurte angeordnet und erhält eine konstante Höhe, wobei man entweder eine Verstrebung durch



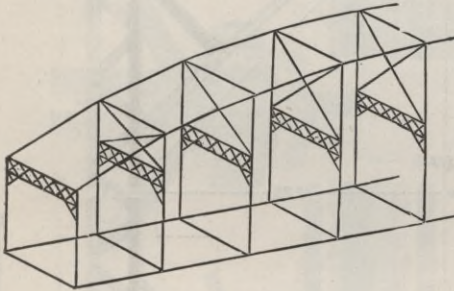
Brücke über den Minnesund bei Minne in Norwegen. —
1/2 (a 1/100) nat. Gr.

Riegel oder Gitterkonstruktionen anwenden kann. Indess findet sich diese Anordnung sehr selten.

2. Die obere als Riegel angeordnete Verstrebung wird in konstanter Höhenlage angeordnet. Hierbei erscheint es zweckmässig, zwischen Riegel und Pfosten sowohl unter, als über dem Riegel eine Eckversteifung anzubringen (Fig. 341). Auch diese Anordnung findet man nur selten. Die Windverstrebung wird in diesem Falle am besten in derselben Höhenlage, wie der Riegel angeordnet. Hierbei werden aber besondere Windgurte A erforderlich, wenigstens zweckmässig.

3. Die untere Begrenzung der Verstrebung wird bei sämtlichen Querverstrebungen in konstanter Höhenlage angeordnet, so dass also die Verstrebung eine variable Höhe erhält. Diese Anordnung war bisher die

Fig. 342.

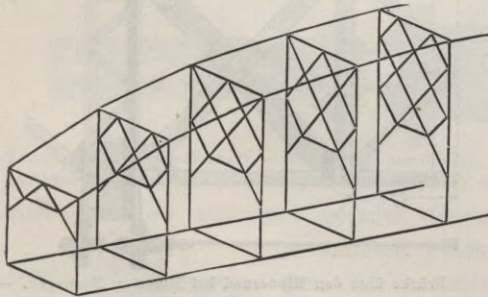


gewöhnliche, weil sie gestattet, den ganzen über dem Durchfahrtsprofile liegenden Raum zur Verstrebung auszunützen.

4. Die obere Begrenzung wird am Obergurte, die untere in variabler Höhe, etwa entsprechend den Kreuzungen der Gitterstäbe (Fig. 334) angeordnet. Dies ist indess ebenfalls eine ungewöhnliche Anordnung.

5. Es werden keine Zwischen-, sondern nur Endquerverstrebungen angeordnet. Nur diese Anordnung ist, eine obere und eine untere Windverstrebung vorausgesetzt, statisch bestimmt. Da es sich hier nicht empfiehlt, eine dieser beiden Windverstrebungen fortzulassen, so erscheint

Fig. 343.



diese Anordnung, eben ihrer statischen Bestimmtheit wegen, wohl als die rationellste und in der That ist dieselbe in neuerer Zeit bei Halbparabelträgern gewöhnlich zur Anwendung gekommen.

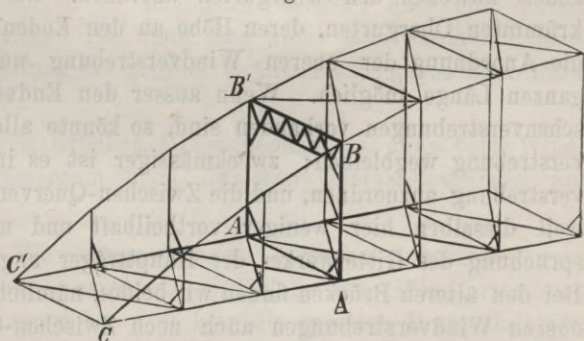
Hinsichtlich der ästhetischen Wirkung ist zu erwähnen, dass Absteifungen mit veränderlicher Höhe und

verschiedener Lage der Streben, namentlich wechselnden Anzahl der über einander liegenden Andreaskreuze, einen ungünstigen Eindruck machen. Am günstigsten ist noch die Wirkung bei konstanter Höhe der Querverstrebungen und für den Fall, dass man die untere Begrenzung in konstanter Höhenlage anordnen will, wenn man über dem Durchfahrtsprofile möglichst

auffällige Riegel und über denselben einfache und wenig auffällige Andreaskreuze anordnet (Fig. 342), so dass die ersteren die variable, unschöne Lage der Diagonalen weniger zur Geltung kommen lassen. Indess lässt sich auch bei der Anwendung von Gitterkonstruktionen eine relativ günstige Wirkung erzielen, wenn man trachtet, den einzelnen Gitterstäben eine möglichst konstante Neigung zu geben (Fig. 343). Eine günstige Wirkung dürfte sich auch bei der Anordnung 4. entsprechend erzielen lassen, wenn man die Höhe der Verstrebung der Trägerhöhe proportional annimmt, so dass sämtliche Vertikalen in demselben Verhältnisse getheilt erscheinen.

Wenn die Trägerhöhe an den Enden Null oder doch nur so gross ist, dass sich über dem Durchfahrtsprofile keine Querverstreibungen anordnen lassen, so kann sich natürlich sowohl die obere Querverstreibung, als die obere Windverstreibung nur über einen mehr oder minder langen Theil des Trägers erstrecken. Ist die Länge desselben gegen die ganze Länge des Trägers nur kurz, so muss man das Hauptgewicht auf die Abstufung der Träger gegen die Querträger legen. Eine günstige ästhetische Wirkung lässt sich hier im Allgemeinen nicht erzielen; es stört hier überhaupt der obere Querverband die günstige Wirkung der ganzen Eisenkonstruktion. Am relativ günstigsten wird die Wirkung noch bei den Trapezträgern, weil hier der Bruch in den oberen Gurten ohnehin einen gewissen Abschluss bildet. Bei den wenigen bestehenden Brücken dieser Art hat man an diesen Bruch eine stärkere Querverstreibung gelegt und diese zu einer Art Portal gestaltet, welches von vorn betrachtet, in Verbindung mit den sich nach abwärts neigenden oberen Gurtenden keine ungünstige Wirkung macht; von der Seite betrachtet, wirkt indess das schwebende Portal weniger günstig.

Fig. 344.



Bei Trägern mit kontinuierlicher Krümmung des Obergurtes dürfte es wohl ebenfalls, sowohl hinsichtlich der Konstruktion, als der ästhetischen Wirkung, am zweckmässigsten sein, oben keine Zwischenquerverstreibungen, sondern nur

eine Windverstreibung und zum architektonischen Abschlusse derselben und zur Uebertragung des hier konzentrirten Winddruckes auf die untere Windverstreibung, eine Querverstreibung $AA'BB'$ (Fig. 344) anzuordnen, entsprechend der in Fig. 329 gewählten Konstruktion.

XIII. Kapitel.

Windverstrebung.

§. 137. **Höhenlage der Windverstreubungen.** Im Allgemeinen kann eine Windverstrebung nur zwischen zwei durchgehenden Längstheilen angeordnet werden, so dass letztere die Gurte, die Windverstrebung das Gitterwerk eines flach liegenden, von Horizontalkräften beanspruchten Gitterträgers bilden. Man kann also Windverstreubungen insbesondere anordnen zwischen den Untergurten und den Obergurten der Blech- und Gitterträger, den Bögen und Streckgurten der Bogenträger, sowie den Ketten und Streckgurten der Hängewerkträger und zwischen besonders zu diesem Zwecke angeordneten Windgurten, insoweit dies das offen zu haltende Verkehrsprofil zulässt. Hinsichtlich der näheren Besprechung unterscheiden wir die folgenden Fälle:

I. Balkenträger.

1. **Offene Brücken.** Bei den offenen Brücken, d. h. bei unten liegender Bahn und fehlender oberer Querverbindung bleibt nichts übrig, als eine einzige Windverstrebung zwischen den Untergurten anzuordnen und ein Umkanten der Träger und eine schädliche seitliche Ausbiegung der Obergurte durch innere oder äussere Verstrebung gegen die Querträger zu verhüten.

2. **Geschlossene Brücken.** Bei den geschlossenen Brücken, d. h. bei unten liegender Bahn und oberer Querverbindung wird man stets zwei Windverstreubungen, die eine zwischen den Untergurten, die andere zwischen den Obergurten anordnen. Bei den Trägern mit gekrümmten Obergurten, deren Höhe an den Enden Null ist, ist allerdings die Anordnung der oberen Windverstrebung nur auf einen Theil der ganzen Länge möglich. Wenn ausser den Endverstreubungen auch Zwischenverstreubungen vorhanden sind, so könnte allerdings die obere Windverstrebung wegbleiben; zweckmässiger ist es indess, die obere Windverstrebung anzuordnen, und die Zwischen-Querverstreubungen wegzulassen, weil dieselben hier weniger vortheilhaft und nicht ohne starke Beanspruchung des Gitterwerkes der Hauptträger angeordnet werden können. Bei den älteren Brücken finden wir beides, nämlich ausser der unteren und oberen Windverstreubungen auch noch Zwischen-Querverstreubungen; wir rathen hierzu indess nicht. Die obere Windverstrebung ergibt sich hier wesentlich schwächer als die untere, weil die obere nur dem Winddrucke auf die Konstruktion, die untere ausserdem auch dem Winddrucke für Wagen und den von den Fahrzeugen ausgeübten Seitendrüken zu widerstehen hat.

3. Brücken mit oben liegender Bahn. Wenn man hier, ausser den Endquerverstrebungen auch noch Zwischen-Querverstrebungen anordnet, so genügt eine Windverstrebung und es würde nur fraglich erscheinen, ob dieselbe zwischen den Ober- oder Untergurten anzuordnen sei, da für beides die Möglichkeit vorliegt. Da die grösseren Horizontalkräfte an den Obergurten thätig sind, so erscheint es rathsam, die Windverstrebung oben anzuordnen; nur sind hier, wenn der gerade Untergurt aufgelagert ist, starke Endverstrebungen nothwendig. Wenn indess die Querträger noch unter den Obergurten liegen, so kann die Konstruktion vereinfacht werden, wenn man die Windverstrebung zwischen den Untergurten anordnet. Auch geschieht dies wohl bei kleineren Brücken, wenn für eine direkte Auflagerung der Schwellen die oberen Windstreben störend sind. Die Zwischenverstrebungen werden alsdann stärker, als bei oben liegender Windverstrebung; die Endverstrebungen ergeben sich indess schwächer. Der bequemen Anbringung halber, hat man die Windverstrebung oft in einer mittleren Höhe angeordnet; bei niederen Höhen ist dies wohl zulässig.

Statt dessen kann man die Zwischen-Querverstrebungen weglassen und zwei Windverstrebungen anordnen.

Diese beiden Windverstrebungen bedürfen zusammen nicht wesentlich mehr Material, als eine Windverstrebung, während im letzteren Falle noch eine grosse Menge Material für die Querverstrebungen hinzukommt. Dementsprechend ist bei zwei Windverstrebungen im Ganzen etwas weniger Material erforderlich, namentlich bei kleinen Spannweiten, für Fischbauchträger auch bei grösseren Spannweiten. Für Parallelträger erfordern beide Anordnungen bei grossen Spannweiten fast dieselbe Materialmenge. Bei grosser Höhe und geringem Abstände der Träger können indess die Querverstrebungen so ungünstig werden, dass eine untere Windverstrebung vorzuziehen ist, wenn man nicht etwa durch die Querverstrebungen eine Absteifung der gedrückten Gitterstäbe gegen Einknicken erreichen will (Fig. 290).

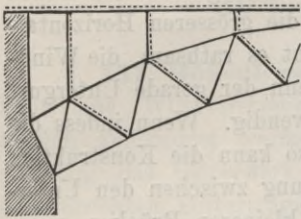
Vielfach, bei älteren Brücken fast allgemein, hat man beide Windverstrebungen, und ausserdem noch Zwischen-Querverstrebungen angeordnet.

II. Bogenträger. Wir setzen voraus, dass der Bogenträger ganz unter der Bahn liege. Hier wird man jedenfalls eine Windverstrebung in der Höhe der Bahn anordnen, weil hier die grössten Horizontalkräfte von der Windverstrebung direkt aufgenommen werden können. Wenn der Bogenträger aus einem oberen geraden und einem gekrümmten unteren Gurte besteht oder wenn der Bogenträger eine nur geringe Höhe besitzt, wie Blechbogenträger und gusseiserne Bogenträger, so gilt hier das unter I., 3. Gesagte. Wenn aber der Bogen aus zwei getrennten

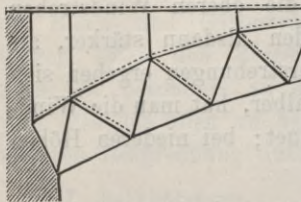
Gurten (ausser dem Streckgurte) besteht, so sind, unter der Voraussetzung einer an der Bahn, also zwischen den Streckgurten liegenden

Fig. 345.

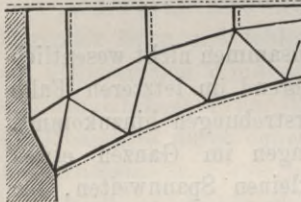
a



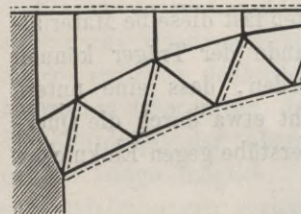
b



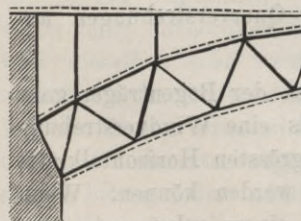
c



d



e



Quer- und Windverstrebung sind punktiert angegeben.

Windverstrebung die folgenden statisch bestimmten Anordnungen möglich:

1. Die obere Windverstrebung ist die einzige vorhandene (Fig. 345 a). Es sind alsdann zwischen dem Streckgurte und dem oberen Bogengurte, sowie zwischen beiden Bogengurten Querverstrebugen erforderlich.

2. Es wird noch eine mittlere Windverstrebung, d. h. eine Windverstrebung zwischen den oberen Bogengurten angeordnet (Fig. 345 b). Dann sind nur Querverstrebugen zwischen beiden Bogengurten nöthig.

3. Es wird noch eine untere Windverstrebung, d. h. eine Windverstrebung zwischen den unteren Bogengurten angeordnet. Alsdann sind Querverstrebugen entweder zwischen dem Streckgurte und dem oberen Bogengurte (Fig. 345 c) oder zwischen beiden Bogengurten (Fig. 345 d) anzuordnen.

4. Man ordnet drei Windverstrebugen und gar keine Querverstrebug an (Fig. 345 e).

Bei der Wahl unter diesen Anordnungen wird man sich hauptsächlich von der mehr oder minder günstigen Lage der Quer- und Windstreben und der mehr oder minder günstigen Verbindungsweise leiten lassen. Am meisten Material fordert im Allgemeinen die Anordnung 1, insbesondere bei grosser Endhöhe.

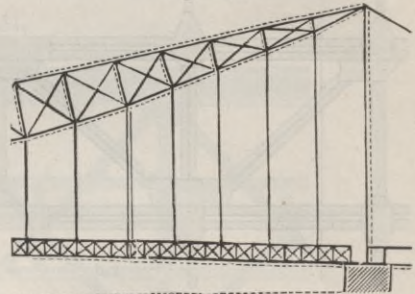
In sehr vielen Fällen sind statisch unbestimmte Konstruktionen (2 Windverstrebugen und 2 Querverstrebugssysteme, sowie 3 Windverstrebugen und 1 oder 2 Querverstrebugssysteme) gewählt, was wir indess nicht billigen können.

III. Hängewerksträger. Auch bei den Hängewerksbrücken pflegt man eine Windverstrebung unter der Bahn oder zwischen

den Streckträgern anzuordnen. Eine weitere Windverstrebung ist hier weniger nothwendig, als bei den Bogenbrücken. In der That ist auch

eine weitere Windverstrebung bei der gewöhnlichen Anordnung der schlaffen Hängebrücken in der Regel nicht vorhanden; indess finden wir statt dessen ein Aufhängen der Ketten in zwei von oben nach unten konvergirenden Ebenen, sowie zuweilen die Anordnung von Windseilen, welche die Kette mit Punkten des Terrains verbinden. Bei den den Bogenbrücken entsprechenden versteiften Hängebrücken wird man am besten auch die Wind- und Querverstreubungen in gleicher Weise anordnen, wie dort. So hat z. B. die versteifte Kettenbrücke über den Monongohela bei Pittsburg (Fig. 346) eine Windverstrebung an der Bahn, zwei Windverstreubungen zwischen den gekrümmten und den geraden Gurten und ein zwischen den letzteren Windverstreubungen liegendes Querverstrebungssystem. Das letztere oder eine der beiden letztgenannten Windverstreubungen könnte indess fortfallen. Weiteres hierüber bei Besprechung der Hängewerksträger.

Fig. 346.



Hängebrücke über den Monongohela in Pittsburg (Hemberle). — $\frac{1}{1000}$ nat. Gr.

§. 138. Allgemeine Anordnung einer Windverstrebung. Die Windstreben bilden mit den Längstheilen, zwischen denen sie liegen, einen Gitterträger, welcher sich von einem von Vertikalkräften beanspruchten Gitterträger nur dadurch unterscheidet, dass der Druck im Allgemeinen in gleicher Grösse nach beiden Richtungen wirken kann.

Mit Rücksicht auf das Vorhandensein von horizontalen Querriegeln, welche den Querverbindungen oder Querträgern angehören, lässt sich das Gitterwerk in doppelter Weise konstruiren:

1. Einfaches Gitterwerk, welches sich als statisch bestimmtes System erweist, abgesehen von dem geringeren Grade der Unbestimmtheit beim mehrtheiligen Systeme. Wenn keine Normalen ohnehin vorhanden sind, so wird es am besten als ein- oder zweitheiliges Netzwerk

Fig. 347.

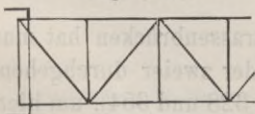


Fig. 348.

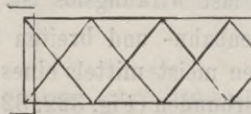
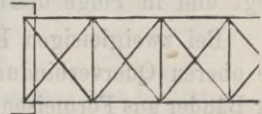


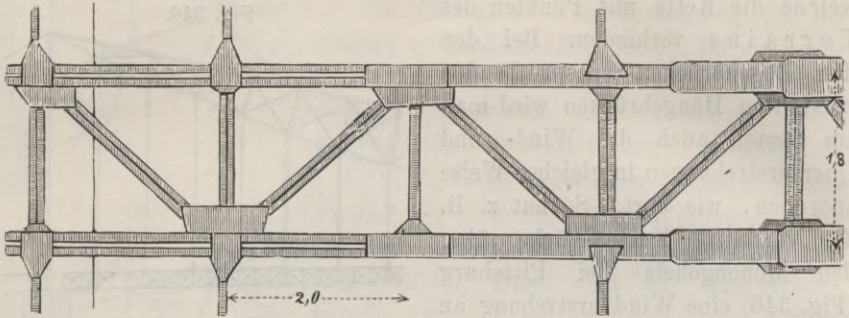
Fig. 349.



(Fig. 348) angeordnet; wenn Normalen als Querträger oder Querverstreubungen vorhanden sind, können, um die statische Bestimmtheit zu wahren, nur einfache Diagonale angeordnet werden, am besten in wechselnder Weise (Fig. 349). Man findet die Anordnung Fig. 347 indess nur bei

kleinen Brücken (Fig. 350) und auch hier nur selten. Die Anordnung Fig. 348 ist, soweit mir bekannt, noch nicht angewendet, obwohl sie bei fehlenden Zwischenquerverstreben an denjenigen Gurten, wo keine

Fig. 350.



Fluthrücke über die Isar bei Landshut; Bahn Landshut-Neumarkt (Gerber). — $\frac{1}{80}$ nat. Gr.

Querträger liegen, recht wohl geeignet erscheint. Beide Schaaren von Stäben können hier sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht werden, sind also steif zu konstruieren.

2. Kombiniertes System mit Normalen und zwei Schaaren von Diagonalen (Fig. 349), wobei die Normalen nur durch die Nothwendigkeit von Querträgern oder Querverstreben bedingt sind. Das System kann als zwei-, vier- und mehrtheiliges System Anwendung finden. Man kann zwei Arten unterscheiden:

a) Doppelte schlaffe Diagonalen. Je nachdem der Horizontaldruck in der einen oder anderen Richtung wirkt, wird hierbei die eine oder andere Schaar der Diagonalen auf Zug beansprucht, während die übrigen Diagonalen, falls sie nicht künstlich angespannt sind, sich ausbiegen und in Folge dessen fast ohne Wirkung sind.

b) Doppelte steife Diagonalen, welche je nach der Richtung der Horizontalkräfte bald auf Zug, bald auf Druck in Anspruch genommen werden.

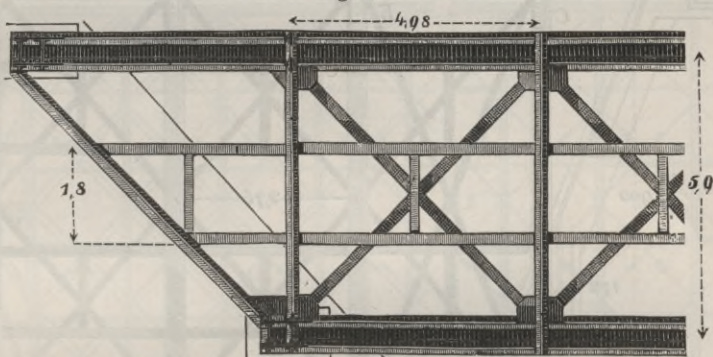
Das kombinierte System ist im Allgemeinen statisch unbestimmt und wird nur dann statisch bestimmt, wenn sich die eine Schaar ausbiegt und in Folge dessen fast wirkungslos ist.

Bei zweigleisigen Eisenbahn- und breiten Strassenbrücken hat man die oberen Querverbindungen meist mittels eines oder zweier durchgehender Bänder aus Formeisen verbunden (Fig. 322, 324, 328 und 354), um hierdurch die Querriegel selbst gegen einander abzusteißen und eine Unterstützung der Windstreben zu schaffen, also hierdurch ihr Sacken zu mindern.

Die Windstreben müssen natürlich von denjenigen Punkten der Gurte der Hauptträger ausgehen, an welchen Querverbindungen oder Querträger

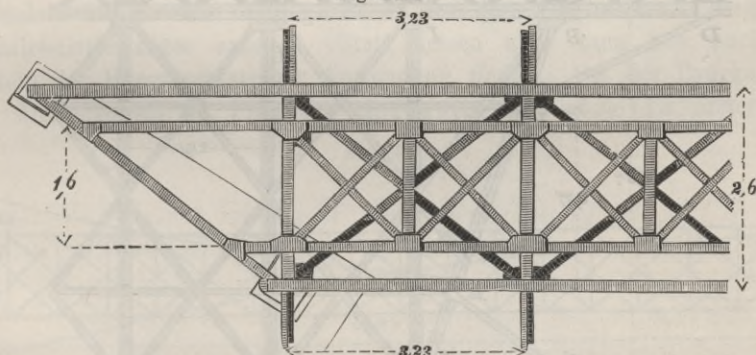
angebracht sind, wodurch die Lage der Windstreben gegeben ist. Jedoch wird die Neigung der Windstreben verschieden, je nachdem man ein zweitheiliges System (Fig. 351 und 352) oder ein viertheiliges System (Fig. 253 und 354) wählt. Man wird daher dasjenige dieser beiden Systeme wählen, welchem die möglichst günstige Neigung der Wind-

Fig. 351.

Brücke über die Elbe bei Tetschen (Helweg. Gerlich). — $\frac{1}{150}$ nat. Gr.

streben entspricht. Bei eingleisigen Brücken ist meist das zweitheilige System, bei zweigleisigen Brücken meist das viertheilige System angewendet. Bei Strassenbrücken kann bei grosser Breite ein System mit noch grösserer Theilungszahl nöthig werden. So ist z. B. bei der oberen Windverstrebung der 15,2^m breiten Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis ein achthteiliges System angewendet (Fig. 355).

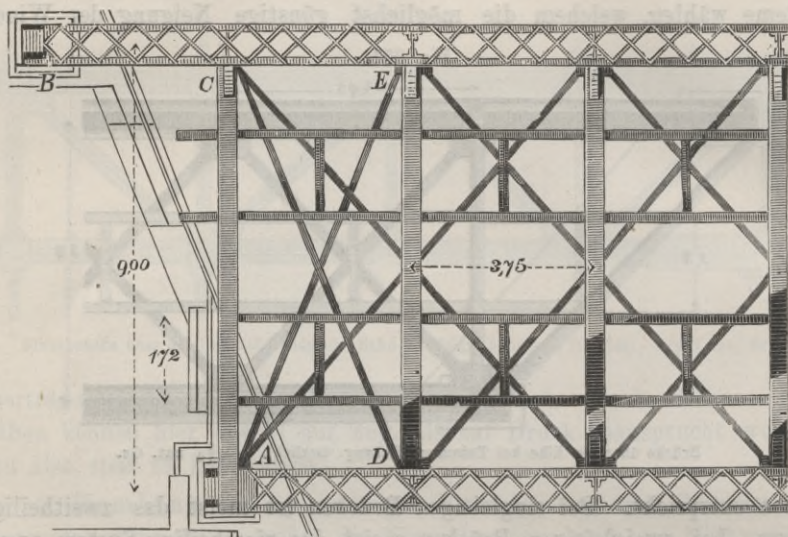
Fig. 252.

Ueberbrückung der Niederschl.-Märkischen und der Märkisch-Posener Bahn durch die Cottbus-Grossenhainer Bahn. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

Beim viertheiligen Systeme lässt man entweder von den Enden der Träger zwei Diagonalen ausgehen (Fig. 353), entsprechend der für die Hauptträger beim mehrtheiligen Fachwerke üblichen Anordnung (nur wäre es bei der schiefen Brücke Fig. 353 besser gewesen, anstatt der

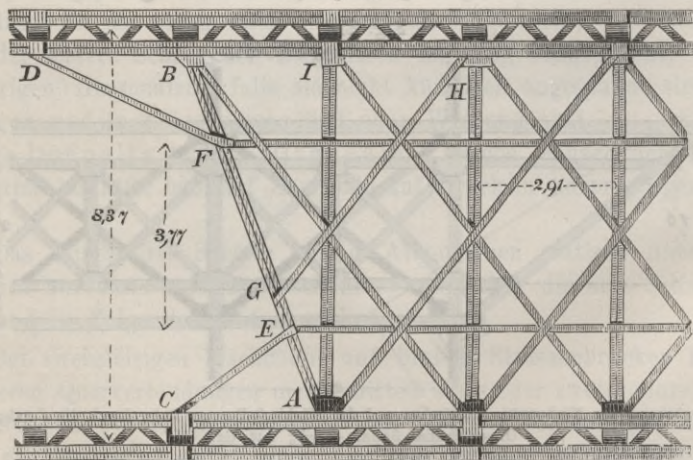
Diagonale CD die Diagonale BD anzuordnen) oder man lässt zwei Diagonalen von einem mittleren Punkte der Endquerträger oder Endquerverbindungen ausgehen; nur müssen hier die letzteren eine genügende

Fig. 353.

Untere Windverstrebung der Brücke über die Donau bei Sigmaringen. — $\frac{1}{150}$ nat. Gr.

Stärke besitzen, der durch die Spannung der Windstreben veranlassten Beanspruchung zu widerstehen, so dass die erstere Anordnung im All-

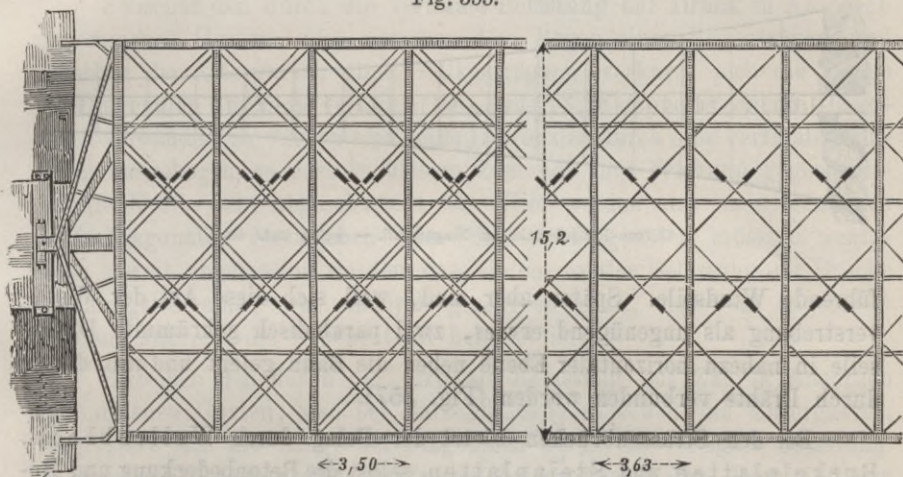
Fig. 354.

Obere Windverstrebung der Brücke über die Weser bei Corvey (Schwedler). — $\frac{1}{150}$ nat. Gr.

gemeinen als die zweckmässiger erscheint. In Fig. 354 hätte die Beanspruchung der Endquerverbindung CD vermindert werden können, wenn anstatt der Diagonale GH die Diagonale FH angeordnet worden wäre.

Wie für die Hauptträger ist im Allgemeinen auch für die Zwischenträger eine Windverstrebung notwendig (Fig. 352). Jedoch kann bei kleinen Spannweiten bis zu etwa 4 Meter für Haupt- und Zwischenträger die Windverstrebung auch wohl weggelassen werden (Fig. 351 und 353).

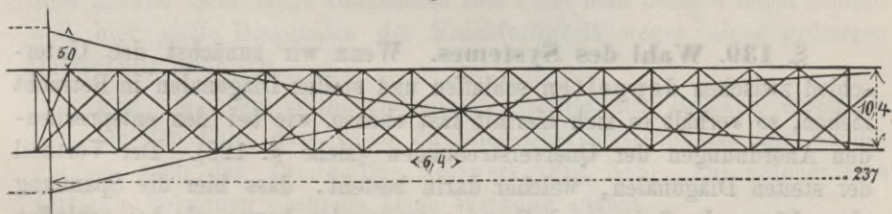
Fig. 355.



Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis; obere Windverstrebung (Eads). — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.
(vergl. Fig. 207, S. 163).

Als Gurte für die Windverstrebung benützt man für die zwischen den Gurten der Hauptträger liegenden Windverstrebungen natürlich am besten diese Gurte selbst. An der Bahn ordnet man, wenn diese nicht ohnehin zwischen Gurten der Hauptträger liegt, wie schon oben gesagt, besondere Streck- oder Windgurte an, so dass ein horizontal liegender Parallel-Gitterträger entsteht. Statt dessen aber kann hier auch das System der Hängewerksträger Anwendung finden. Bei der Brücke über den Monongohela in Pittsburg sind zwei Drahtseile angeordnet

Fig. 356.

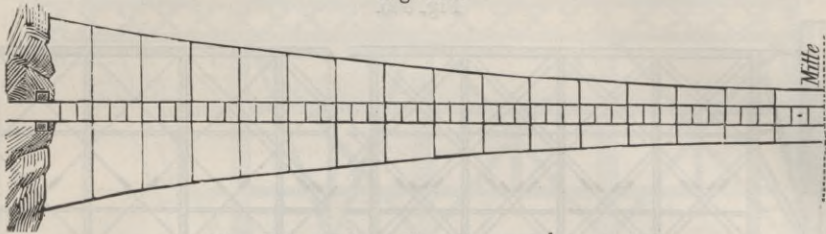


Brücke über den Monongohela bei Pittsburg. Untere Windverstrebung (Hemberle). — $\frac{1}{1000}$ nat. Gr.

(Fig. 356), von denen je nach der Windrichtung das eine oder das andere in Thätigkeit ist. Für den Winddruck auf die Konstruktion selbst werden Diagonalen nicht notwendig. Mit Rücksicht auf den einseitigen Winddruck auf die Wagen sind aber Diagonalen erforderlich, die indessen

wesentlich schwächer, als beim Parallel-Gitterträger ausfallen. Die Clifton-Hängebrücke über den Niagara neben dem grossen Fall von nur 3^m Breite und 387^m Spannweite hatte keine Diagonalverstrebung, sondern nur zahlreiche von der Bahn nach verschiedenen Punkten des Ufers

Fig. 357.

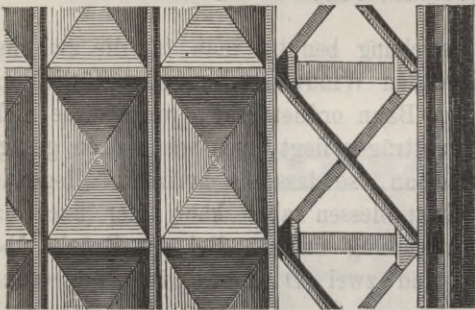


Clifton-Hängebrücke am Niagara-fall. — 1/800 nat. Gr.

führende Windseile. Später aber sind, weil sich diese Art der Windverstrebung als ungenügend erwies, zwei parabolisch gekrümmte Drahtseile in nahezu horizontaler Ebene neben die Bahn gelegt und mit dieser durch Drähte verbunden worden (Fig. 357).

Bei den Strassenbrücken bietet der Belag durch Wellenblech, Buckelplatten und Steinplatten, selbst die Betonbedeckung und Beschotterung, einen Ersatz für die Windverstrebung. Auch Zoreisen kann, wenn es mit jedem der einzelnen Träger vernietet wird, als Ersatz angesehen werden. Es kann dann selbst unter den Fusswegen, wenn hier ein Holzbelag angewendet wird, die in Fig. 358 angeordnete Windverstrebung entbehrt werden.

Fig. 358.



Brücke über die Donau bei Linz. — 1/50 nat. Gr.

schotterung, einen Ersatz für die Windverstrebung. Auch Zoreisen kann, wenn es mit jedem der einzelnen Träger vernietet wird, als Ersatz angesehen werden. Es kann dann selbst unter den Fusswegen, wenn hier ein Holzbelag angewendet wird, die in Fig. 358 angeordnete Windverstrebung entbehrt werden.

§. 139. Wahl des Systemes. Wenn wir zunächst den Unterschied zwischen doppelten schlaffen und steifen Diagonalen in Betracht ziehen, so verhält es sich hiermit fast ebenso, wie bei den entsprechenden Anordnungen der Querverstreubungen (siehe §. 128). Der Vortheil der steifen Diagonalen, welcher darin besteht, dass hier die Spannung einer Diagonale fast nur halb so gross werden kann, als bei schlaffen Diagonalen, wird dadurch theilweise oder ganz aufgehoben, dass nach den Wöhler'schen Gesetzen für die steifen Diagonalen eine kleinere zulässige Inanspruchnahme einzuführen ist und bei langen Diagonalen auch die Knickfestigkeit eine Vergrösserung des Querschnittes erfordern kann. Bei den schlaffen Diagonalen wirkt, wie in §. 128 gezeigt wurde, das

Ausbiegen der einen Diagonale nachtheilig und zwar bei Rundeisen mehr, als bei Flacheisen. Eine entsprechende künstliche Anspannung würde zwar den Nachtheil des Ausbiegens beseitigen können; jedoch ist es schwer, die richtige Grösse der künstlichen Anspannung zu erzeugen und zu erhalten.

Zwischen den durch die vertikale Belastung auf Druck in Anspruch genommenen Gurten, also zwischen dem Bogen eines Bogenträgers und zwischen den Obergurten eines Balkenträgers, verkürzt sich die Länge der Diagonalen durch die vertikale Belastung. Sind doppelte schlaife Diagonalen vorhanden, so werden also beide Diagonalen durch eine vertikale Belastung ausgebogen, so dass in diesem Zustande ihre Wirkung gegen horizontale Kräfte sehr abgeschwächt ist. Hier werden also im Allgemeinen steife Diagonalen vorzuziehen sein. Schlaife Diagonalen müssten wenigstens soweit angespannt werden, dass sie bei totaler Belastung der Brücke spannungslos sind, was dadurch geschehen kann, dass sie angenietet werden, während die Brücke total belastet ist.

Zwischen den durch die vertikale Belastung auf Zug in Anspruch genommenen Gurten, also bei Balkenbrücken zwischen den Untergurten, vergrössert sich die Länge der Diagonalen durch die vertikale Belastung. Es entsteht hierdurch also ein Zug in beiden Diagonalen. Hier sind also schlaife Diagonalen eher gerechtfertigt, als zwischen gedrückten Gurten. Ein Anieten im belasteten Zustande würde hier entschieden schädlich sein, weil dann im unbelasteten Zustande die Diagonalen ausgebogen sein würden.

Immer aber wird es rathsam sein, den Flacheisen-Diagonalen beim Montiren einige Spannung zu geben, um den Nachtheil des Ausbiegens durch Horizontalkräfte und des sogenannten Durchsackens durch das eigene Gewicht möglichst zu mässigen.

Bei kleineren schmalen Brücken empfehlen sich einfache, steife Diagonalen (Fig. 347), auf welche eine vertikale Belastung keinen Einfluss ausübt. Sehr lange Diagonalen konstruirt man deshalb lieber schlaff, weil hier steife Diagonalen der Knickfestigkeit wegen einen grösseren Querschnitt erfordern.

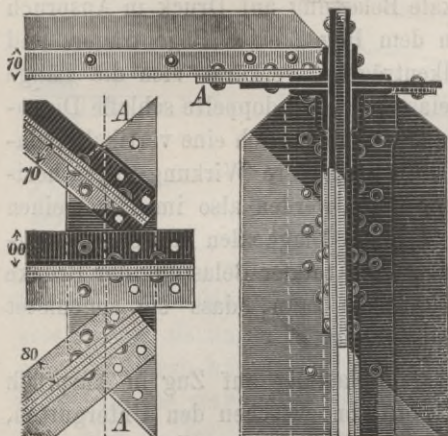
Für die obere Windverstrebung geschlossener Brücken empfiehlt sich für den Fall, dass keine Zwischen-Querverstreibungen angewendet werden, auch das zweitheilige Netzwerk (Fig. 348), auf welches eine vertikale Belastung ebenfalls keine Wirkung ausübt.

§. 140. Detailkonstruktion. Wir unterscheiden Normalen oder Riegel und Diagonalen.

1. Riegel. In den meisten Fällen haben die Riegel gleichzeitig die Funktion von Querträgern oder von Theilen der Querverstreibungen.

Als blosse Theile der Windverstrebrungen, eventuell auch als Theile der Querverstrebrungen werden die Riegel nur auf Druck in Anspruch genommen, abgesehen von der Beanspruchung auf Biegung durch das Eigengewicht und durch die etwaige starre Verbindung mit den Gurten.

Fig. 359.

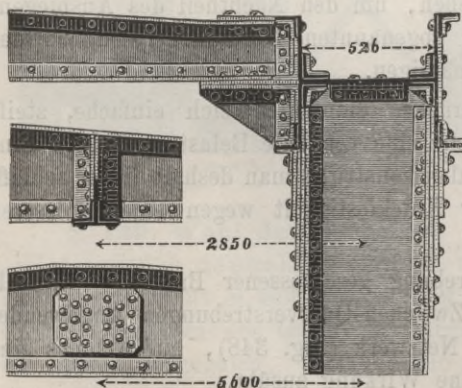


Brücke über die Donau bei Grossprüfening (Gerber).

— $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

den Gurten leichter durchführen zu können; eine derartige Verbindung (Fig. 361) ist indess nicht erforderlich, wenn nicht der Riegel an und für sich die Querverstrebrung bildet (vergl. §. 132).

Fig. 360.



Brücke über die Elbe bei Niederwartha (Häselser).

— $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Hier ist der T-förmige Querschnitt (Fig. 319b und 359) und der kreuzförmige Querschnitt (Fig. 306 und 307b) am Platze. Bei etwas grösserer Länge ist der Wirkung des Eigenwichtes halber der I-förmige Querschnitt mit voller oder durchbrochener Wand (Fig. 287, Fig. 360 und Fig. 361) zweckmässig, wobei unter Umständen die Höhe in der Mitte grösser gewählt wird, als an den Enden (Fig. 360). Man hat diesen Querschnitt allerdings oft deshalb gewählt, um eine möglichst starre Verbindung mit

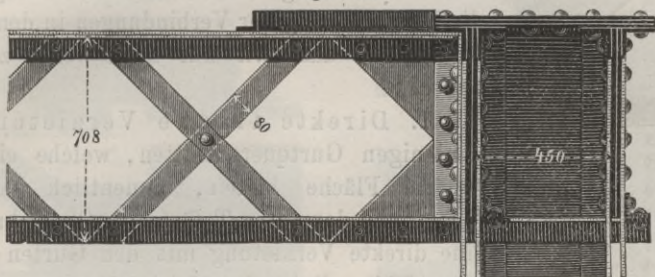
In Amerika ist das doppelte U-Eisen (Fig. 296, 339, 362 und 378) am häufigsten angewendet. Man findet indess auch Phönixsäulen (Fig. 303 und Fig. 363). Bei der Mississippi-Brücke bei St. Louis sind aus einem Stücke hergestellte schmiedeiserne Röhren verwendet (Fig. 379).

2. Schlaffe Diagonalen. In Europa hat man bei älteren Brücken vielfach Rundeisen für die Windstreben angewendet; dasselbe hat indess allmählig dem

Flacheisen Platz gemacht, weil das Rundeisen weniger in das fast durchgehends angewendete Vernietungssystem passt.

In Amerika dagegen wurde bisher fast durchgehends Rundeisen angewendet, was sich allerdings in die amerikanische Konstruktions-

Fig. 361.

Brücke der österr. Nordwestbahn über die Elbe bei Tetschen. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

weise mit scharnierartigen Knotenverbindungen gut fñgt. In der Regel ist nur einfaches Rundeisen verwendet.

Der Kentucky-Viadukt der Cincinnati-Sñdbahn (114^m Spannweite) zeigt Diagonalen aus drei ùber einander liegenden Rundeisen. Die obere Windverstrebung der Mississippi-Brücke bei St. Louis hat Diagonalen, welche theilweise aus zwei neben einander liegenden Rundenisen bestehen (Fig. 355).

3. Steife Diagonalen. Die steifen Diagonalen wird man am besten aus einfachen Winkeleisen, aus T-Eisen, aus zwei zum T-förmigen Querschnitte vereinigten Winkeleisen und aus zwei oder vier zum kreuzförmigen Querschnitte vereinigten Winkeleisen konstruieren, nöthigenfalls noch mit Zuhilfenahme von Flacheisen. Oft findet man in derselben

Windverstrebung je nach der GröÙe der Spannung verschiedene Querschnittsformen. Der I-förmige Querschnitt wird sich nur bei sehr grossen Längen als zweckmäÙig erweisen.

Fig. 362.

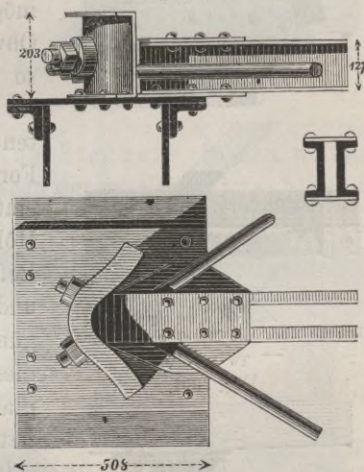
Erie-Kanalbrücke; New-York-Central- und Hudson-Eisenbahn. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 363.

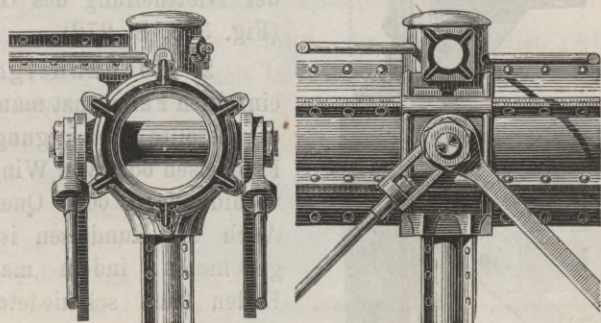
Typus der Phönixville-Brückenwerke. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 364.

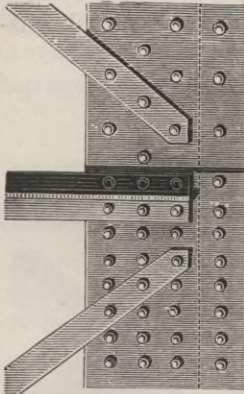
Innbrücke bei Passau. — $\frac{1}{10}$ n. G.

Fig. 365.

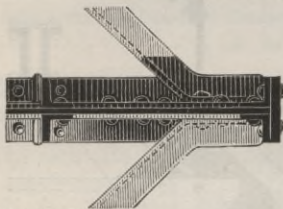
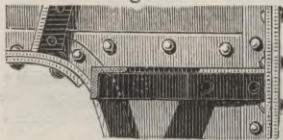
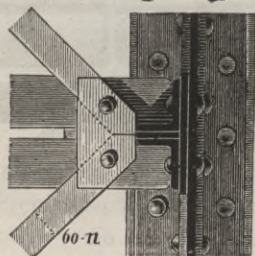
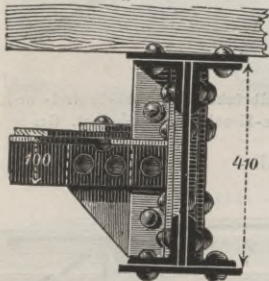
Brücke über die Mosel bei Koblenz.
— $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 366.

Oesterreich. Nordwestbahn. — $\frac{1}{15}$ n. G.

§. 141. Befestigung bei europäischen

Brücken. Die Verbindung der Windstreben mit den Gurten erfolgt nach denselben Prinzipien, wie die Durchführung der Verbindungen in den Hauptträgern, so dass wir nur noch wenig zu sagen haben.

1. Direkte flache Vernietung. Bei denjenigen Gurtquerschnitten, welche eine horizontale Fläche bieten, namentlich beim einfachen und doppelten T-förmigen Querschnitte, ist eine direkte Vernietung mit den Gurten möglich (Fig. 364). Bei sehr kleinen Brücken, wo eine Windstrebe nur durch einen Niet befestigt zu werden braucht, ist eine direkte Befestigung am

Hauptträger oder an der Querverbindung stets möglich (Fig. 280, S. 250 und Fig. 366). Obwohl diese Befestigung die einfachste ist, so findet man sie doch ziemlich selten, weil sie die Vertheilung der Nieten in den Gurten beeinflusst, weil bei Anwendung von Formeisen eine Durchkreuzung derselben eintritt, weil auch die hierdurch bedingte Höhenlage der Windverstrebung für die Befestigung der Windstreben an den Quer- und Zwischenträgern im Allgemeinen keine günstige ist und weil am Ende der Träger diese Anordnung am Untergurte der Lagerplatten wegen nicht gut möglich ist. Dem ersteren Nachtheile ist man wohl ausgewichen, indem man an den Enden der Windstreben so breite Flacheisen befestigte, dass eine direkte Befestigung derselben ohne Störung der Niettheilung des Gurtes möglich wurde (Fig. 318, S. 272).

2. Hochkantiges Flacheisen. In einzelnen Fällen hat man früher die in Fig. 365 dargestellte Befestigung von hochkantigem Flacheisen oder von Winkeleisen an den Querverbindungen oder Querträgern angewendet. Auch für Rundeisen ist sie in Anwendung gekommen, indem man dasselbe an den Enden flach schmiedete (Brücke der westfälischen Eisenbahn über die Salzach etc.). Jedoch ist diese Befestigung nicht zu

empfehlen, da hier die Nieten in zu ungünstiger Weise beansprucht werden.

Fig. 367.

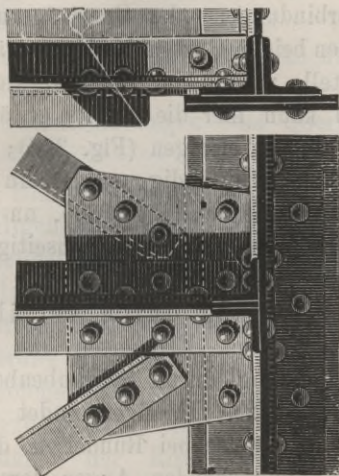
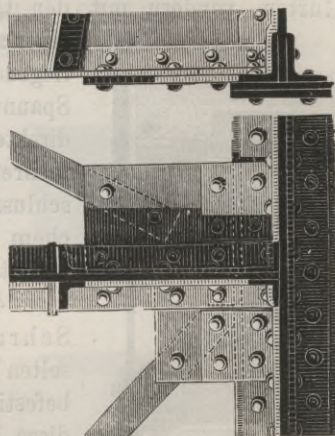
 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 368.



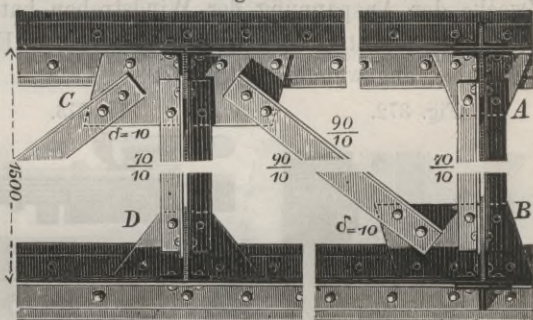
Brücke über die Nahe bei Bingen.
— $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

3. Vernietung mittels Anschlussblechen. In den weitaus meisten Fällen befestigt man die Windstreben durch Anschlussbleche.

In der Regel werden die Querriegel und Windstreben mittels desselben Anschlussbleches befestigt, wie dies die Figuren 290, 359, 367, 368 und 369 zeigen. In Fig. 284, S. 251, in Fig. 367 und 369 ist das Anschlussblech, wie dies in der Regel der Fall ist, direkt mit den Gurten verbunden; in Fig. 368

ist die Verbindung mittels Decklaschen erfolgt, die indess meist recht wohl entbehrt werden können und auch in Fig. 368 nicht unbedingt nöthig waren. In Fig. 370 sind für beide Windstreben gesonderte Anschlussbleche angeordnet, um, ohne ein zu grosses Anschlussblech nöthig zu haben, den Durchschnittspunkt der Axen der Windstreben nach der Gurtmitte zu verlegen.

Fig. 369.



Blechbrücken bairischer Staatsbahnen (Gerber). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 370.

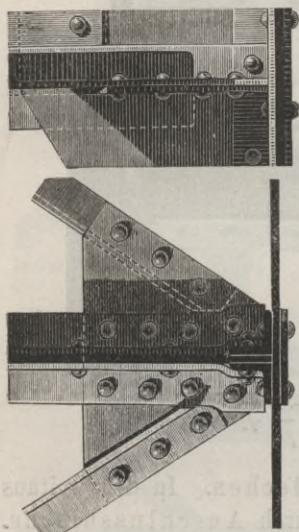


Brücke über den Leck bei Kullenburg. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Die spezielle Befestigungsweise der Anschlussbleche hängt hauptsächlich von der Gurtform ab.

Bei niederen Trägern werden die Windstreben häufig nicht mit den Gurten, sondern mit den Querverbindungen oder Querträgern an

Fig. 371.

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Zwecke der Anspannung der Windstreben hat man auch bei der soeben genannten Befestigungsweise an dem einen Ende einen Keil statt der Schraube angewendet (Fig. 372).

Fig. 372.

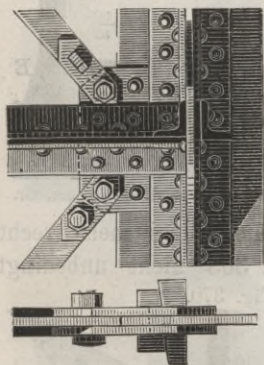
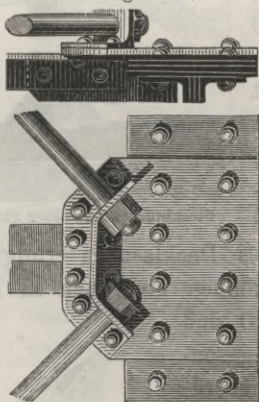
Flackenseebrücke bei Erkner.
— $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 373.

Brücke über den Rhein bei Kehl.
— $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

6. Befestigung durch horizontale Schraubenbolzen. Rundeisen hat man oft mit horizontalen Schraubenbolzen an den Querverbindungen befestigt, indem das Rundeisen an den Enden entsprechende Augen erhielt (ähnlich der Fig. 339, S. 282). Diese Befestigung ist indess nicht gut, da hier der Schraubenbolzen und die Windstrebe eine sehr starke Beanspruchung erleiden können.

7. Festhaltung durch Schraubenmutter. Sehr häufig hat man das Rundeisen an den Enden mit Schraubengewinden versehen und

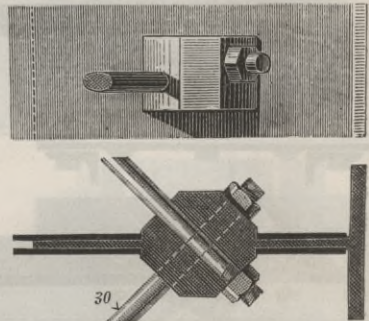
die Festhaltung durch Schraubenmuttern bewirkt. Das Lager für diese Schraubenmuttern, welche gleichzeitig zum Anspannen der Windstreben dienen, hat man hierbei in sehr verschiedener Weise geschaffen, z. B. durch an die Gurte angenietete Winkeleisen (Fig. 373), durch besonders angesetzte Gussstücke (Brücke über die Saale bei Grizehna) oder durch besondere Angüsse an die gusseisernen Querverbindungen oder Querträger (Fig. 374).

Blosse Schrauben und Keile sind im Allgemeinen deshalb nicht besonders vortheilhaft, weil sie sich leicht losrütteln. Bei ihrer Verwendung erscheint es rathsam, besondere Mittel zur Verhinderung des Losrüttelns anzuwenden, wie solche besonders zur Sicherung der Schraubenmuttern für die Laschenverbindungen der Eisenbahnschienen in Gebrauch sind. Beim Flacheisen kann man eine geringe Anspannung durch geeignete Montirung, insbesondere durch geringe excentrische Bohrung und Streckung des Flacheisens durch Eintreiben eines Dornes erreichen. Die bei der älteren Rheinbrücke bei Koblenz angewendete Streckung durch Erwärmung hat der praktischen Schwierigkeiten wegen nur wenig Anwendung gefunden. Bei den Windverstrebrungen zwischen gedrückten Gurten empfiehlt sich ausserdem ein Anieten im belasteten Zustande (vergl. §. 139).

§. 142. Befestigung bei amerikanischen Brücken. Wie schon oben bemerkt, wird bei den nordamerikanischen Brücken fast durchgehends Rundeisen verwendet, dessen Befestigung in einer Weise erfolgt, welche mit der früher für das Rundeisen in Europa üblichen Weise ziemlich übereinstimmt. Wir erwähnen speziell die folgenden Konstruktionen:

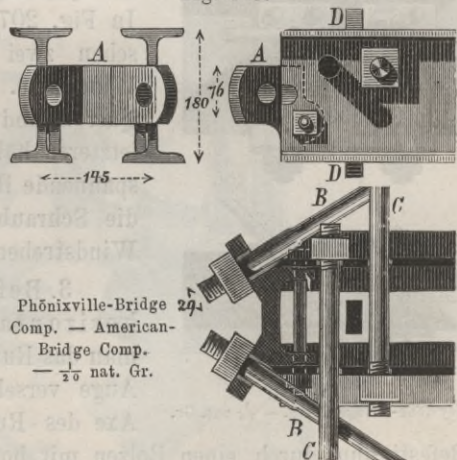
1. Festhaltung durch Schraubenmuttern. Am häufigsten erhalten die Rundeisen an den Enden Schraubengewinde. Die gleichzeitig zur Anspannung dienende Schraubenmutter legt sich gegen ein in verschiedener Weise konstruirtes

Fig. 374.



Brücke der schweizerischen Centralbahn (Elzel). — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

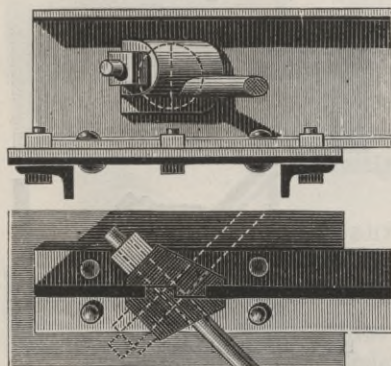
Fig. 375.



Phönixville-Bridge
Comp. — American-
Bridge Comp.
— $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Lager. In Fig. 295 (S. 257) ist das gusseiserne Lager mit der Blechwand des Trägers verschraubt und in Fig. 363 (S. 297) ist das Lager an den Knotenschuh angegossen. Sehr häufig findet man die in Fig. 205 (S. 161), 375, 376 und 377 dargestellten Konstruktionen. In Fig. 375 ist ein Gussstück am Ende der beiden den Querträger bildenden I-Eisen

Fig. 376.

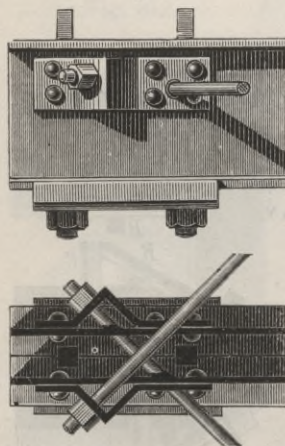
American-Bridge Comp. — $\frac{1}{8}$ nat. Gr.

befestigt; in Fig. 376 sind zwei Gussstücke mit zwei sich übergreifenden Nasen in ein kreisförmiges Loch der Blechwand oder des Steges des I-Eisens eingesetzt und in Fig. 377 sind zwei entsprechend gebogene Flacheisenstücke angenietet. Letztere Konstruktion ist auch in Fig. 205 (S. 161) angewendet; jedoch sind hier die dreieckigen Hohlräume behufs Versteifung des Bleches mit Gusseisenstücken ausgefüllt. In Fig. 362 wird das Lager von einem U-Eisen gebildet, welches sich gegen den aus zwei U-

Eisen bestehenden Riegel stemmt und auf den Obergurt angenietet ist.

2. Gelenke mit vertikaler Axe. Häufig findet man auch gelenkartige Verbindungen mit vertikaler Bolzenaxe. Gewöhnlich haben die Rund- oder Quadrateisen Augen. In Fig. 378 liegen diese Augen zwischen den Backen der Backenmutter, welche auch zur Festhaltung der Riegel und Querstreben dient. In Fig. 299 (S. 260) liegen die Augen zwischen zwei an die Querträger angenieteten Blechplatten *D*.

Fig. 377.

Keystone-Bridge Comp. — $\frac{1}{8}$ nat. Gr.

In Fig. 207 (S. 163) liegen die Augen zwischen zwei durchgehenden Flacheisen der Windgurte. In Fig. 296 (S. 258) dient die Querverbindung *E* zur Aufnahme des Bolzen; letzterer hält zwei die Querverbindung umspannende Bügel *D* fest, welche als Lager für die Schraubenmuttern zum Anspannen der Windstreben *B* dienen.

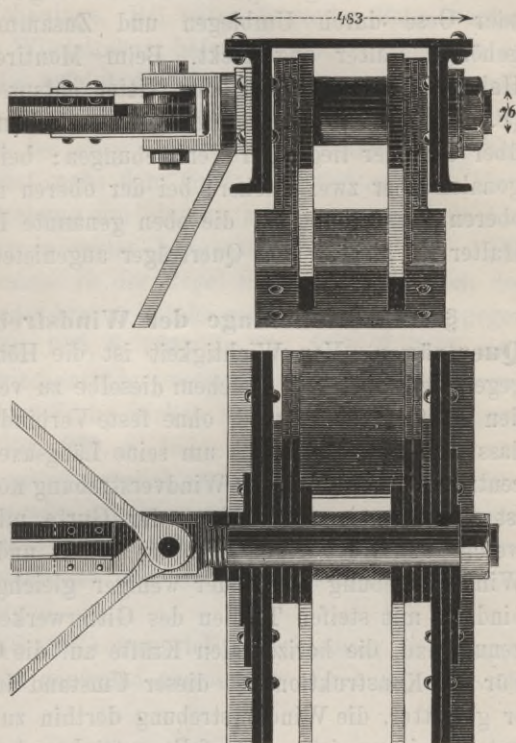
3. Befestigung durch Bolzen mit horizontaler Axe. Ebenfalls häufig findet man das Rundeisen an jenem Ende mit einem Auge versehen, welches derartig gegen die Axe des Rundeisens verbogen ist, dass eine

Befestigung durch einen Bolzen mit horizontaler Axe möglich wird. In Fig. 301 (S. 261) ist dieser Bolzen gleichzeitig der Knotenbolzen für den Hauptträger. In Fig. 339 (S. 282) liegen die Augen zwischen den

Backen der Backenmutter und dem ebenfalls von der Backenmutter festgehaltenen Querriegel. In Fig. 206 (S. 162) und 317 (S. 271) sind die Augen direkt an den Querträgern befestigt. In Fig. 297 und 298 (S. 259) ist eine direkte Befestigung an den Knotenbolzen durchgeführt.

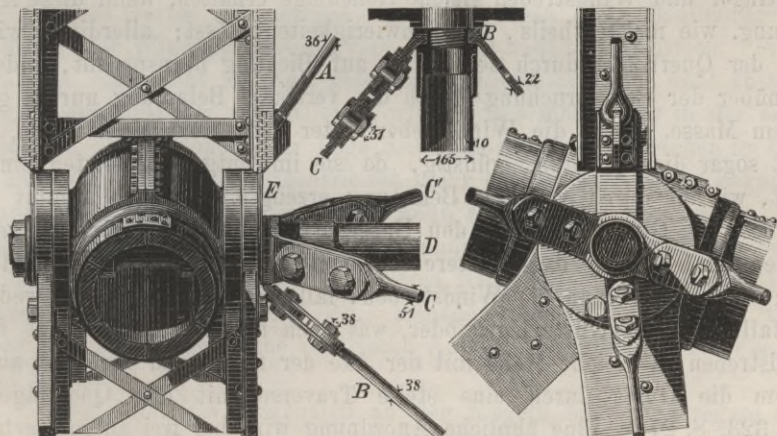
Bei den beiden unteren Windverstrebrungen der Mississippi-Brücke bei St. Louis (Fig. 379) sind zwischen den aus Röhren bestehenden Riegeln und den Hauptträgern Stahllappen, welche den Knotenbolzen umfassen, eingeschaltet. An diese Lappen sind die Augen der aus Rundeisen bestehenden Windstreben mit Hilfe von Laschen befestigt. Man hat diese Lappen der direkten Befestigung durch schief abgebogene Augen jedenfalls der leichteren Montirung wegen vorgezogen.

Fig. 378.

Brücke über den Monongohela bei Pittsburg. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

schief abgebogene Augen jedenfalls der vorgezogen.

Fig. 379.

Brücke über den Mississippi bei St. Louis (Eads). — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

4. Befestigung durch Schlingen. Beim Bilden der Schlinge oder Oese durch Umbiegen und Zusammenschweissen wird der zugehörige Halter angesteckt. Beim Montiren der Brücke wird dieser Halter durch Schrauben oder Nieten entsprechend befestigt. In Fig. 206 (S. 162) besteht die untere Windverstrebung aus zwei ganz getrennten über einander liegenden Verstreubungen; bei der unteren gehen die Diagonalen über zwei Fächer; bei der oberen nur über ein Fach. Bei der oberen Verstrebung ist die eben genannte Befestigung angewendet; der Halter ist hier an den Querträger angenietet.

§. 143. Höhenlage der Windstreben gegen die Gurte und Querträger. Von Wichtigkeit ist die Höhenlage der Windverstrebung gegen den Gurt, mit welchem dieselbe zu verbinden ist. Denken wir uns den Gurt im Hauptträger ohne feste Verbindung mit dem Gitterwerke, so dass sich der Gurt leicht um seine Längsaxe drehen kann, so würde eine centrische Anordnung der Windverstrebung nöthig sein. Allein in der Regel ist eine derartige Verbindung der Gurte mit dem Gitterwerke gewählt, welche den Gurt gegen Drehung sichert und dann ist die Höhenlage der Windverstrebung mehr oder weniger gleichgiltig und selbst eine Verbindung mit steifen Theilen des Gitterwerkes zulässig, wenn diese stark genug sind, die horizontalen Kräfte auf die Gurte übertragen zu können. Für die Konstruktion ist dieser Umstand insofern von Wichtigkeit, als er gestattet, die Windverstrebung dorthin zu legen, wo sie am bequemsten unterzubringen ist. Jedenfalls entstehen bei excentrischer Lage, sobald die Windverstrebung in Thätigkeit tritt, mehr oder minder grosse Sekundärspannungen in den Gurten.

Wenn die Querträger als Theile der Windverstreubungen zur Wirkung kommen, so ist es nicht unbedingt nöthig, dass die Axen der Querträger und Windstreben gleiche Höhenlage erhalten, wenn diese Anordnung, wie meistentheils, auf Schwierigkeiten stösst; allerdings wird dann der Querträger durch den Wind auf Biegung beansprucht, indess gegenüber der Beanspruchung durch die vertikale Belastung nur in geringem Masse. Wenn die Windstreben unter den Querträgern liegen, so wirkt sogar diese Biegung günstig, da sie im entgegengesetzten Sinne wirkt, wie die durch vertikale Belastung erzeugte. Vielfach kommt es vor, dass die Querträger über den Untergurten mit den Vertikalen verbunden werden, ohne dass letztere sehr steif mit den Gurten verbunden sind; dann muss man die Windstreben, falls sie schlaff sind, entweder ebenfalls über die Gurte legen oder, was noch besser ist, man legt die Windstreben in gleiche Höhe mit der Axe der Gurte und verbindet ausserdem die Gurte durch eine steife Traverse mit den Querträgern (Fig. 323, S. 274). Eine ähnliche Anordnung wird bei frei aufgelagerten Querträgern nöthig (Fig. 208, S. 165, Fig. 209, S. 166).

Bei den amerikanischen Brücken haben die Windverstreben oft eine sehr unzuweckmässige Höhenlage. Bei unten liegender Bahn werden die Querträger, an denen die Windstreben befestigt sind, gewöhnlich an den Untergurt angehängt; hier erfolgt die Uebertragung der Horizontalkräfte auf den Gurt durch die kurzen Hängestangen gar nicht oder in sehr mangelhafter Weise. Es ist bei einer derartigen Aufhängung nöthig, dass die Windstreben möglichst nahe dem Gurte befestigt werden, dass der Querträger gegen eine Drehung um eine zu seiner Axe parallele Axe und gegen eine Verschiebung in seiner Längsaxe geschützt wird. Die Sicherung gegen Drehung besteht in der Regel nur darin, dass sich der Querträger mit mehr oder minder breiter Fläche gegen den Gurt oder gegen den Knotenschuh anlehnt (Fig. 205, S. 161). In Fig. 206 (S. 192) sind die Querträger gegen die Zwischenträger verstrebt und dadurch gegen Drehung geschützt; in gleichem Sinne wirken starr mit den Querträgern verbundene Zwischenträger (Fig. 205, S. 161). Eine solche Verstrebung würde auch gegen die Gurte selbst möglich sein (vergl. Fig. 203, S. 160). Eine Verschiebung in der Längsaxe des Querträgers wird theilweise schon durch die Hängestangen gehindert; oft haben die Querträger noch Ansätze, welche in die Gurte eingreifen oder an diese anstossen (Fig. 205, S. 161 und Fig. 206, S. 162).

Auch die in Fig. 363 (S. 297) dargestellte Verbindung ist mangelhaft, da hier der Gurt nicht genügend gegen eine Drehung um seine Längsaxe gesichert ist.

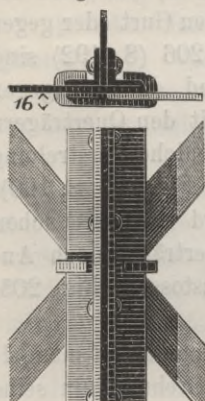
§. 144. Lage der Schnittpunkte gegen die Gurte. Ferner handelt es sich um die Lage des Durchschnittspunktes der Axen der von einem Knotenpunkte ausgehenden Windstreben gegen die Axe des Gurtes in horizontaler Beziehung. Während man hinsichtlich der Hauptträger meist bemüht ist, den Durchschnittspunkt der Axen der Gitterstäbe in die Axe des Gurtes zu verlegen, so findet man diese Bedingung hinsichtlich der Windverstrebung viel weniger häufig eingehalten. In der That ist eine nicht zu weit gehende Excentricität recht wohl zulässig; hieraus erwächst der wesentliche Vortheil, dass man freier in der Disposition ist. Bei excentrischer Lage des Schnittpunktes entstehen im Gurte je nach der Grösse der Excentricität mehr oder minder grosse Sekundärspannungen; jedoch können diese, wenn sie nicht zu weit gehen, wohl hingenommen werden, da man nicht annehmen kann, dass die grössten Winddrücke mit der grössten vertikalen Belastung, für welche die Gurte berechnet sind, zusammenfallen. Manche Konstrukteure haben indess auch hier die vollkommene centrische Anordnung durchgeführt (Fig. 369 und 370).

Wenn man die Diagonalen an den Riegeln oder Querträgern stark excentrisch befestigt, so können diese starke Beanspruchung auf Biegung

erleiden. Eine solche nicht zweckmässige Konstruktion zeigt z. B. Fig. 296, 301, 339 und 378.

§. 145. Kreuzung mit anderen Theilen. Wenn die aus Flacheisen oder Formeisen konstruirten Windstreben andere Theile der Querkonstruktionen, wie Zwischen- und Querträger, sowie Querverbindungen kreuzen, so pflegt man sie an diesen mit Nieten zu befestigen, um eine Durchbiegung der Windstreben möglichst zu verhüten. Besonders vortheilhaft ist diese Verbindung allerdings deshalb nicht, weil hierdurch eine

Fig. 380.



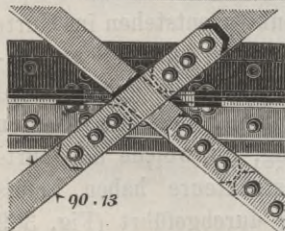
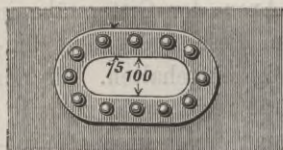
Brücke über die Nahe bei Bingen. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

genauere Bestimmung der Spannung unmöglich gemacht oder sehr erschwert wird. Jedenfalls erscheint es rathsam, nur lose Nieten und längliche Nietlöcher anzuwenden, um gegenseitige Verschiebungen zu ermöglichen. Besser ist es aber wohl noch, die Windstreben nur in der Weise zu unterstützen, dass eine ganz freie Verschiebung möglich wird; in Fig. 380 ist dies durch eine Klammer ermöglicht; es sind indess vollkommenere Konstruktionen, etwa eine Unterstützung durch angenietete Flacheisen, möglich.

Nicht selten ist man gezwungen, die Blechwand der Querträger zu durchbrechen, um die Windstreben hindurch zu führen. Das Loch erhält oft eine aus einem Rechtecke und zwei Halbkreisen bestehende Form und wird durch Flacheisen gesäumt,

um einen Ersatz der verlorenen Querschnittsfläche zu erhalten (Fig. 381). Hierdurch wird gleichzeitig eine Unterstützung der Windstreben gegen Durchsacken ermöglicht. Einfacher würde es wohl sein, den Schlitz oben

Fig. 381.



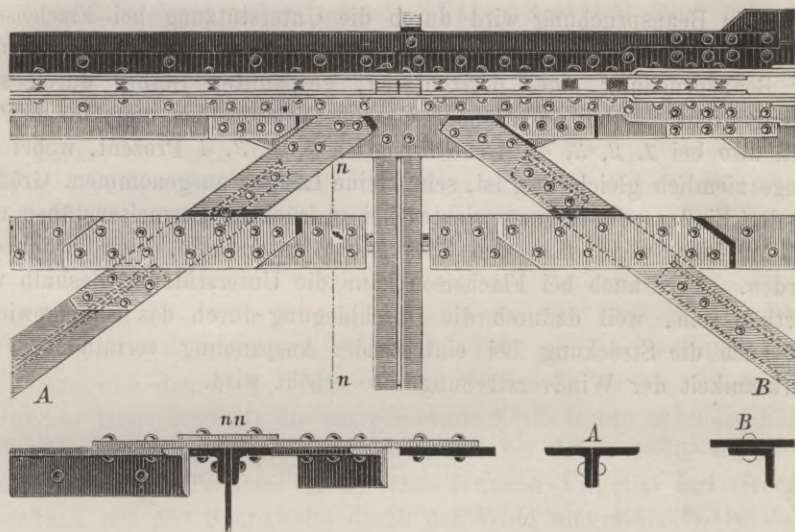
Brücke über die Elbe bei Niederwartha (Häselser). — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

und unten durch ein Winkeleisenstück zu säumen und den Abstand beider Winkeleisen so eng zu halten, dass eine vertikale Bewegung der Windstreben fast ganz ausgeschlossen ist.

Man trachtet es zu vermeiden, dass die Windstreben über die Quer- und Zwischenträger hinweggehen, weil dadurch eine Kollision mit der Bahn eintritt. Indess wird diese Anordnung wohl möglich, wenn man die Schwellen ausschneidet oder durch Unterlagsplatten höher rückt u. s. w. Steif konstruirte Windstreben müssen hier ganz oder theilweise unterbrochen werden. In Fig. 382 besteht die Windstrebe *A* aus einem Flacheisen und einem Winkeleisen, wobei das Flacheisen ohne Unterbrechung durchgeht; die Windstrebe *B*

dagegen besteht aus zwei Winkeleisen und nur auf ein kurzes Stück am Ende der einfacheren Kreuzung wegen aus einem Flach- und einem Winkeleisen. Die obere Lamelle der Zwischenträger ist hier an der Windstrebe unterbrochen und durch eine die Windstreben bedeckende Lasche ersetzt, um die Windstreben möglichst tief zu rücken.

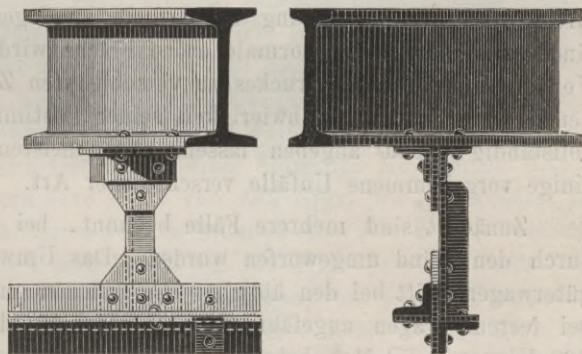
Fig. 382.

Eisenbahnbrücke über die Isar bei Landshut (Gerber). — $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Vielfach finden wir zur Unterstützung der Windstreben besondere Konstruktionsteile angeordnet. Bei breiten geschlossenen Brücken sind die oberen Windstreben oft durch

schwache Längsträger unterstützt (Fig. 334, S. 279), die allerdings gleichzeitig zur Absteifung der oberen Querriegel dienen. In Fig. 207 (S. 163) sind die aus Rundeisen bestehenden Diagonalen durch schwache, mit den Querträgern

Fig. 383.

Strassenbrücke über den Main bei Wertheim (Gerber). — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

verbundene I-Eisen unterstützt. Wenn die Windstreben in einer gewissen Entfernung unter den Quer- oder Zwischenträgern liegen, so wird es bei grösserer Länge zweckmässig sein, sie durch Aufhängung zu unter-

stützen. In Fig. 383 ist eine steife Aufhängung angewendet. Es dürfte indess wohl vorzuziehen sein, eine Aufhängung anzuwenden, welche eine kleine freie Verschiebung der Windstreben zulässt, z. B. die Aufhängung jeder einzelnen Windstrebe durch einen schwachen Bolzen, der aber so zu konstruieren ist, dass eine Bewegung in vertikaler Richtung ausgeschlossen bleibt.

Die Beanspruchung wird durch die Unterstützung bei Flacheisen- und Rundeisen-Diagonalen nur sehr wenig vermindert; denn die Vermehrung der Beanspruchung eines horizontalen, gespannten Stabes durch sein Eigengewicht ist bei der Höhe h Centimeter desselben ungefähr h Prozent, also bei 1, 2, 3, 4^{cm} Höhe bezüglich 1, 2, 3, 4 Prozent, wobei die Länge ziemlich gleichgiltig ist, sehr kleine Längen ausgenommen. Grösser ist der Einfluss des Eigengewichtes bei gedrückten Formeisenstäben und er kann hier, wenn man den Stab nicht unterstützt, sehr bedeutend werden. Aber auch bei Flacheisen kann die Unterstützung deshalb von Vortheil sein, weil dadurch die Durchbiegung durch das Eigengewicht, also auch die Streckung bei eintretender Anspannung vermindert, die Wirksamkeit der Windverstrebung also erhöht wird.

XIII. Kapitel.

Aeussere Kräfte und zulässige Inanspruchnahme.

§. 146. **Winddruck auf eine normale ebene Fläche.** Die Grösse des der Berechnung zu Grunde zu legenden Winddruckes auf eine zur Windrichtung normale ebene Fläche wird sich bei der grossen Verschiedenheit dieses Druckes zu verschiedenen Zeiten und an verschiedenen Orten und der Schwierigkeit seiner Bestimmung bei Orkanen nie vollständig genau angeben lassen. Am meisten Anhalt bieten noch einige vorgekommene Unfälle verschiedener Art.

Zunächst sind mehrere Fälle bekannt, bei denen Eisenbahnwagen durch den Wind umgeworfen wurden. Das Umwerfen eines Eisenbahngüterwagens tritt bei den üblichen Dimensionen ein, wenn der Winddruck bei leerem Wagen ungefähr 100, bei stark beladenem Wagen ungefähr 260 Klgr. pro □ Met. beträgt. Ein Personenwagen erfordert zum Umwerfen einen Winddruck von etwa 100 Klgr. pro □ Met., wenn er leer ist und etwa 150 Klgr. pro □ Met., wenn er voll besetzt ist. Nördling führt zwei Unfälle auf der französischen Südbahn an; im Jahre 1863 wurden in der Station Leucate in Ruhe befindliche Wagen umgeworfen,

wozu ein Druck von mindestens 119 bis 160 Klgr. pro \square^m nöthig war¹⁾, ferner wurde im Jahre 1867 zwischen Leucate und Fiton ein in Bewegung befindlicher Personenzug umgeworfen, wobei ein Druck von 154 bis 254 Klgr. pro \square^m erforderlich war²⁾. Winterstein³⁾ berechnete, dass bei einem im Jahre 1868 auf der Berlin-Görlitzer Bahn vorgekommenen Unfälle der Winddruck zwischen 156 und 198 Klgr. pro \square Met. gelegen haben müsse. Shaler Smith⁴⁾ führt an, dass im Osten von St. Louis im Jahre 1871 eine Lokomotive umgeworfen worden sei, wozu ein Maximaldruck von 454 Klgr. pro \square^m gehörte. Bei einigen anderen Fällen dieser Art fehlen bestimmte Angaben.

Ferner ist durch den Winddruck mehrfach der Einsturz von Bauwerken herbeigeführt worden. Der Einsturz hoher Fabriksschornsteine durch Wind ist wiederholt vorgekommen; jedoch liegen mir keine bestimmten Daten vor. Gärtner⁵⁾ berechnet den Druck, welcher bei dem Sturme vom 17. December 1869 in Berlin zum Umwerfen zweier Pfeiler eines Gartenzaunes nöthig war, zu ungefähr 290 Klgr. pro \square Meter. Shaler Smith⁴⁾ führt einen Sturm von 1877 an, welcher in St. Charles ein Gefängniss demolirte, ferner einen Sturm von 1880, welcher ein steinernes Haus umwarf; die entsprechende Kraft wurde in beiden Fällen zu 412 und 283 Klgr. pro \square^m bestimmt. Im Jahre 1876 wurde die Brücke über den Tennessee in der Ost-Tennessee-Virginia- und Georgia-Eisenbahn mit 55^m Spannweite durch den Wind umgestürzt⁶⁾. Im Jahre 1869 wurde bei der Arrah-Weg-Brücke in Lahore in Indien mit zwei kontinuierlichen eisernen Gitterträgern von 30,2^m Gesamtlänge der Ueberbau von den Pfeilern gestürzt; zum Verschieben war eine Kraft von 145 Klgr. pro \square^m nöthig, zum Kanten würde eine Kraft von 1240 Klgr. pro \square^m nöthig gewesen sein⁷⁾. Von der grössten Bedeutung aber ist der am 28. December 1879 erfolgte Einsturz eines grossen Theiles der Tay-Brücke bei Dundee geworden. Wie gross der Winddruck sein musste, um den Einsturz herbeizuführen, ist nie genau festgestellt worden, ungefähr wird derselbe nur gegen 100 Klgr. pro \square Met. betragen haben. Shaler Smith⁴⁾ erwähnt noch folgende Fälle: Im Jahre 1866 wurden in Havre de Grace zehn Oeffnungen einer hölzernen Howe'schen Gitterbrücke abgeworfen, wozu eine Kraft von 132 Klgr. pro \square^m gehört; im Jahre 1870 wurden in Alabama zwei Oeffnungen einer Brücke mit Warrenträgern abgeworfen, wozu eine Kraft von 127 Klgr. pro \square^m gehört; im Jahre 1877 wurden in Omaha zwei Oeffnungen von je 76^m Spannweite mit eisernen Postträgern abgeworfen, wozu eine Kraft von 91 Klgr. pro \square^m nöthig war; endlich wurde im Jahre 1880 eine Oeffnung mit hölzernen

¹⁾ Annales des ponts et chaussées, 1864, II. — ²⁾ Desgl. 1868, I, p. 219. — ³⁾ Erbkam's Zeitschr. f. Bauw., 1870. — ⁴⁾ Transactions of the American society of Civil Engineers, 1881, p. 143. — ⁵⁾ Deutsche Bauzeitung, 1870, S. 3. — ⁶⁾ Engineer, 1876, II, p. 223. — ⁷⁾ Engineering, 1880, II, p. 489.

Howe'schen Trägern von 46^m Länge umgekantet, wozu 117 Klgr. pro □^m nöthig waren.

Endlich liegen auch eine Reihe von Beobachtungen in meteorologischen Stationen vor. Wir geben einige Notizen: In Brüssel wurde beim Orkane im März 1876 von Quetelet ein Druck von 144 Klgr. pro □^m beobachtet; die stärksten Windstöße waren durch Pausen von etwa 10 Minuten getrennt¹⁾. In Birmingham wurden in den Jahren 1862 bis 1880 35 Fälle beobachtet, wo der Winddruck 98 bis 132 Klgr. pro □^m betrug²⁾. In Edinburg wurden während der Jahre 1849 bis 1852 21 Fälle mit nahezu demselben Winddrucke beobachtet²⁾. In Glasgow wurden während der Jahre 1861 bis 1873 27 Fälle mit einem Winddrucke von 146 bis 230 Klgr. pro □^m beobachtet³⁾; im November 1881 beobachtete Grant einen Winddruck von 249 Klgr. pro □^m im Maximum²⁾. In Greenwich wurde im Jahre 1881 ein Winddruck von 251 Klgr. pro □^m konstatiert²⁾. In Bidston bei Liverpool war der grösste beobachtete Winddruck in den Jahren 1878, 1879, 1876, 1877, 1875 bezüglich 176, 195, 205, 313, 347 Klgr. pro □^m. Im Centralpark in New-York wurde im Dezember 1869 ein Maximaldruck von 108 Klgr. pro □^m beobachtet, indess nur in zwei weit aus einander liegenden Momenten; ein Druck von 88 Klgr. pro □^m und darüber wurde viermal mit Intervallen von 12 bis 35 Minuten, ein Druck von 73 Klgr. pro □^m und darüber wurde zehnmal mit Intervallen von 2 bis 30 Minuten beobachtet⁴⁾. Indessen sind anderwärts in Nordamerika Orkane mit einem Winddrucke von 410 bis 454 Klgr. pro □^m beobachtet worden⁵⁾. In Sidney in Australien wüthete im September 1876 ein Orkan, bei welchem ein Winddruck von 570 Klgr. pro □^m beobachtet wurde, während bis dahin nur ein Druck von höchstens 350 Klgr. pro □^m beobachtet worden war⁶⁾. Bei uns kommen indess so starke Orkane nicht vor. Es würden sonst eine Reihe von Brücken und Fabriksschornsteinen nicht bestehen können. Beispielsweise erreicht die Brücke über den Leek bei Kaufering (Fig. 14, S. 11) das labile Gleichgewicht, wenn der Winddruck ungefähr beträgt: bei unbelasteter Brücke 300, bei Belastung mit leeren Wagen 120, bei Belastung mit voll beladenen Wagen 170 Klgr. pro □ Met.

Der der Berechnung faktisch zu Grunde gelegte Winddruck ist sehr verschieden. So fanden wir früher in England 25 Pfund pro □ Fuss = 122 Klgr. pro □^m; in Frankreich wurde von Fresnel⁷⁾ für die Leuchthürme ein Druck von 275 Klgr. pro □^m angenommen und von Nördling⁸⁾ für die mit Wagen belastete Brücke 170, für die unbelastete

¹⁾ Etoile belge, 13. April 1876 und Notizblatt des Arch.- und Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen, 1876, S. 43. — ²⁾ Engineering, 1881, II. — ³⁾ Engineering, 1882, I. — ⁴⁾ Transactions of the American society of Civil Engineers 1881, p. 143. — ⁵⁾ Engineer, 1880, I. — ⁶⁾ Stummer's Ingenieur, 1876. — ⁷⁾ Annales des ponts et chaussées 1831, II. — ⁸⁾ Desgl. 1864, II.

Brücke, der Fresnel'schen Zahl entsprechend, 275 (später 270) Klgr. pro \square^m angewendet; in Deutschland und Oesterreich hat man Dächer und Brücken bisher mit 20, 25 oder 30 Pfund pro \square Fuss oder 100, 120, 125 oder 150 Klgr. pro \square^m berechnet. Gerber in Baiern nimmt 150 Klgr. pro \square^m an. In Amerika sind ebenfalls sehr verschiedene Zahlen angenommen worden: Shaler Smith¹⁾ wendet 30 und 50 Pfund pro \square Fuss = 146 und 244 Klgr. pro \square^m bezüglich bei belasteter und unbelasteter Brücke an, wobei die Trägerfläche doppelt gerechnet wird; er führt an, dass derselben Regel acht Gesellschaften folgen und macht über andere Annahmen noch folgende Angaben: Kentucky-Brücke 31,5 Pfund pro \square Fuss = 154 Klgr. pro \square^m , Mississippi-Brücke bei St. Louis und Missouri-Brücke bei Glasgow 50 Pfund pro \square Fuss = 244 Klgr. pro \square^m , Erie-Eisenbahn: 150 und 300 Pfund pro Fuss = 223 und 446 Klgr. pro Met. auf die Konstruktion und den Zug, Greenville- und Kolumbia-Eisenbahn desgleichen, jedoch 200 Pfund pro Fuss = 298 Klgr. pro Met. auf den Untergurt offener und geschlossener Brücken, Louisville- und Nashville-Eisenbahn und die Louisville-Brücken-Gesellschaft 150 und 450 Pfund pro Fuss = 223 und 670 Klgr. pro Met. auf die beiden Gurte ohne und mit Bahn, Chicago-, Rock Island und Pacific-Eisenbahn 300 Pfund pro Fuss = 446 Klgr. pro Met., Pittsburg-, Cincinnati- und St. Louis-Eisenbahn 300 Pfund pro Fuss = 446 Klgr. pro Met. für den Zug und 30 Pfund pro \square Fuss = 146 Klgr. pro \square^m für jeden Träger. Bender in New-York hält die Annahme eines Winddruckes von 20 bis 33 Pfund pro \square Fuss = 98 bis 161 Klgr. pro \square^m (je nach der Lage) für zulässig.

Die von der englischen Regierung nach dem Einsturze der Taybrücke bestellte Kommission, bestehend aus den Herren Armstrong, W. Barlow, Hawkshaw, Strokes und Yolland stellt folgende Regeln auf²⁾: Anzunehmender Winddruck auf den vom Winde zuerst getroffenen Träger und auf den Zug 56 Pfund pro \square Fuss = 273 Klgr. pro \square^m , Winddruck auf den zweiten Träger 28 Pfund pro \square Fuss = 137 Klgr. pro \square^m , wenn die Lücken $\frac{2}{3}$ der Gesamtfläche nicht überschreiten, 42 Pfund pro \square Fuss = 205 Klgr. pro \square^m , wenn die Lücken $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der Gesamtfläche betragen und 56 Pfund pro \square Fuss = 273 Klgr. pro \square^m , wenn die Lücken mehr als $\frac{3}{4}$ der Gesamtfläche ausmachen. Bei Brücken in geschützter Lage soll eine Reduktion zugelassen werden. Ebenso soll eine Reduktion eintreten, wenn noch anzustellende Versuche ergeben sollten, dass ausnahmsweise starke Windstöße nur eine geringe seitliche Ausdehnung haben.

¹⁾ Transactions of the American society of Civil Engineers, 1881, p. 143. — ²⁾ Wochenschrift des österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1881, S. 218.

Wir glauben für unsere Gegenden die folgenden Zahlen vorschlagen zu sollen:

Bei belasteter Brücke 150 Klgr. pro \square Meter

Bei unbelasteter Brücke 150 bis 250 " " "

In besonders geschützter Lage wird man indess den Maximaldruck von 150 wohl auf 120 Klgr. pro \square^m reduciren können. Ebenso wird wohl, dem Ausspruche der englischen Kommission entsprechend, eine Reduktion bei sehr grossen Spannweiten zulässig sein.

Es scheint in der That angemessen, im Allgemeinen für die belastete Brücke einen niederen Druck anzunehmen, weil bei einem über 150 Klgr. pro \square^m hinausgehenden Drucke der Verkehr eingestellt werden sollte und weil ein Verkehr überhaupt nicht möglich ist, wenn der Zug nicht aus lauter offenen oder stark beladenen, geschlossenen Güterwagen besteht. Es wäre nun zwar denkbar, dass ein sehr starker Windstoss erst eintritt, wenn sich der Zug schon auf der Brücke befindet. Indessen ist dieser besonders ungünstige Zufall im Allgemeinen nicht anzunehmen und sollte er auch einmal eintreten, so wird der zu wählende Sicherheitsgrad noch Schutz gewähren. Jedenfalls ist die Wahrscheinlichkeit eines aussergewöhnlich grossen Winddruckes auf die unbelastete Brücke wesentlich grösser.

§. 147. Winddruck auf Flächen von verschiedener Form und Lage. Der Winddruck ist ausser von der Grösse, auch von der Form und Lage der Fläche abhängig. Jedoch sind wir in dieser Hinsicht leider noch sehr im Unklaren, da es hier mit der Theorie noch sehr im Argen liegt und die bisher angestellten Versuche noch sehr viel zu wünschen übrig lassen.

Selbst hinsichtlich des Druckes auf eine ebene Fläche von beliebiger Lage ist man nicht im Klaren. Die gewöhnlich aufgestellte Theorie ist folgende: Wenn der Wind die Geschwindigkeit c hat und den Winkel α mit der ebenen Fläche F einschliesst, so ist die Geschwindigkeit in der zur Fläche senkrechten Richtung $c \sin \alpha$. Ist das Gewicht der Luft pro Volumeneinheit γ , so wird in der Zeit t das Luftgewicht $F \gamma t c \sin \alpha$ von der Geschwindigkeit $c \sin \alpha$ auf die Geschwindigkeit 0 gebracht; die Verzögerung ist daher $\frac{c \sin \alpha}{t}$. Ist W der normal zur Fläche gerichtete Winddruck, g die Beschleunigung der Schwere, so ist demnach

$$W : F \gamma t c \sin \alpha = \frac{c \sin \alpha}{t} : g, \text{ mithin}$$

$$W = \frac{F \gamma c^2}{g} \sin^2 \alpha.$$

Setzt man den Druck auf eine normale Fläche, d. i. $\frac{F \gamma c^2}{g} = W_0$, so wird demnach

$$1. \quad W = W_0 \sin^2 \alpha.$$

Indess ist diese Theorie nur eine primitive, da die Wirkung der daneben befindlichen Luft, welche von der anstossenden Luft zur Seite gedrängt werden muss, und die Wirkung der rückwärtigen Fläche, an welcher eine Luftverdünnung eintreten muss, nicht berücksichtigt wurden. In der That zeigen auch die Versuche eine wesentliche Abweichung. Lössl¹⁾ findet durch Experimente und theoretische Schlüsse sehr nahe die Regel

$$2. \quad W = W_0 \sin \alpha,$$

während Hutton¹⁾ aus Versuchen die Näherungsregel

$$3. \quad W = W_0 (\sin \alpha)^{1,84 \cos \alpha - 1}$$

ableitet. Diese drei Regeln geben für einige Werthe von α :

	$\alpha = 0$	10	20	30	40	50	60	70	80	90 Grad
1. $W = 0$	0,03	0,12	0,25	0,41	0,59	0,75	0,88	0,97	1. W_0	
2. $W = 0$	0,17	0,34	0,50	0,64	0,77	0,87	0,94	0,99	1. W_0	
3. $W = 0$	0,24	0,45	0,66	0,83	0,95	1,00	1,03	1,01	1. W_0	

Noch schwieriger ist der Winddruck auf verschieden geformte Flächen zu bestimmen. Der Winddruck W auf einem Cylinder, für den Fall, dass der Wind senkrecht zur Axe weht, ergibt sich, wenn der Winddruck auf die Flächeneinheit einer normal zum Winde gerichteten ebenen Fläche mit w , die Fläche der Projektion des Cylinders auf eine senkrecht zum Winde stehende Ebene mit F bezeichnet wird, und wenn man für eine ebene Fläche allgemein $W = W_0 f(\alpha)$ setzt,

$$4. \quad W = F w \int_0^{\frac{1}{2}} f(\varphi) \sin \varphi d\varphi.$$

Hiernach ergibt sich nach Formel 1: $W = \frac{2}{3} F w = 0,667 F w$, nach Formel 2: $W = \frac{\pi}{4} F w = 0,785 F w$ und nach Formel 3: $W = 0,894 F w$. Aber auch hier können nur direkt mit Cylindern angestellte Versuche, bei denen auch die Länge des Cylinders einen Einfluss haben wird, hinreichenden Aufschluss gewähren. Die Angabe Borda's, nach welcher der Druck auf einen Cylinder halb so gross, als auf ein rechtwinkliges Parallelepiped mit denselben Dimensionen ist, reicht nicht aus. Wenn bei der im Baue befindlichen Brücke über den Firth of Forth in England²⁾ der Winddruck auf cylindrische Theile, der Regel Borda's entsprechend, nur halb so gross angenommen wird, als auf ebene, so ist sehr wahrscheinlich für die cylindrischen Theile zu günstig gerechnet.

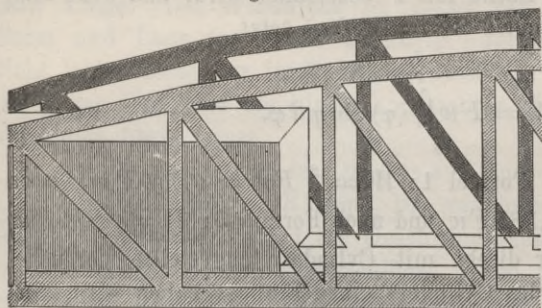
Die komplizirten Formen, wie sie bei Eisenkonstruktionen vorkommen, sind bis jetzt experimentell noch nicht untersucht. Bis auf

¹⁾ Zeitschr. des österr. Ingen.- u. Arch.-Ver. 1881. — ²⁾ Unwin, wrought iron bridges and roofs, London 1869. — ³⁾ Deutsche Bauzeitung 1882.

Weiteres wird man diese Theile im Allgemeinen als ebene Platten von der Grösse der Projektionsfläche einführen müssen und nur bei abgerundeten Theilen eine etwa bis 30 Prozent (für den Cylinder) gehende Verminderung eintreten lassen.

Ebenso wenig ist bis jetzt experimentell die Frage gelöst, wie sich mehrere hinter einander in einem gewissen Abstände aufgestellte Träger verhalten, eine Frage, die bei Brücken von ganz besonderer Wichtigkeit ist. Jedenfalls ist der Winddruck auf den zweiten Träger etwas geringer, als auf den ersten, da die Geschwindigkeit durch den Stoss gegen den ersten Träger vermindert wird. Nördling¹⁾ führt die Fläche des zweiten Trägers nur in halber Grösse ein. Shaler Smith²⁾ hatte durch Versuche im Jahre 1872 gefunden, dass der Druck auf zwei Träger 1,8 mal so gross ist, als auf einen; nähere Angaben über die Grösse der Oeffnungen und den Abstand, die hierbei in Betracht kommen, sind indess nicht gemacht. Die im vorigen Paragraphen erwähnte englische Windkommission vermindert den Druck auf den zweiten Träger nach dem Verhältniss der Lücken zur ganzen Fläche. Bezeichnet man dieses Verhältniss mit ε , so würden die im vorigen Paragraphen angegebenen Zahlen ungefähr der Regel entsprechen, dass von der Fläche des zweiten Trägers das $(1,25\varepsilon - 0,25)$ fache einzuführen ist. Für beide Träger würde demnach das $(0,75 + 1,25\varepsilon)$ fache der Fläche eines Trägers einzuführen sein.

Fig. 384.



Ich selbst habe bisher die Regel befolgt, die Träger gegenseitig ein wenig verschoben zu denken, so dass der eine Träger möglichst wenig vom anderen Träger verdeckt (Fig. 384) und die so entstehende Fläche (in Fig. 384 schraffirt) als Druckfläche oder sogenannte Windfläche einzuführen.

Flächen, welche der Wind bei schiefer Richtung in Folge der Verdeckung durch die Bahn nicht treffen kann, sind hierbei wegzulassen. Am ungünstigsten ist im Allgemeinen eine von unten nach oben geneigte Richtung, weil hierbei auch noch die Zwischenträger getroffen werden können. Das Resultat ist von dem, welches bei Benützung der Regel der englischen Kommission entsteht, nicht wesentlich verschieden. Bei Bestimmung des Druckes auf den Zug ist natürlich diejenige Fläche desselben wegzulassen, welche vom Träger

¹⁾ Annales des ponts et chaussées, 1868. — ²⁾ Transactions of the American society of Civil Engineers, 1881, p. 141.

Mittlere Träger- höhe <i>h</i>	Träger- fläche <i>f</i>	Windfläche für die			Winddruck pro lauf. Meter			
		Brücke <i>f₁</i>	Wagen, <i>f₂</i>		auf die Brücke		auf die Wagen	
			Bahn oben	Bahn unt.	<i>w</i> = 250	<i>w</i> = 150	Bahn oben	Bahn unt.
					<i>g</i>	<i>p</i>	<i>p</i>	
1	0,5	0,8	3,2	3,2	0,20	0,12	0,48	0,48
2	0,8	1,3	3,2	3,0	0,33	0,20	0,48	0,45
3	1,1	1,8	3,2	2,9	0,45	0,27	0,48	0,43
4	1,4	2,2	3,2	2,7	0,55	0,33	0,48	0,41
5	1,7	2,7	3,2	2,5	0,68	0,41	0,48	0,38
6	2,0	3,2	3,2	2,4	0,80	0,48	0,48	0,36
8	2,6	4,2	3,2	2,4	1,05	0,63	0,48	0,36
10	3,2	5,1	3,2	2,4	1,27	0,77	0,48	0,36
12	3,8	6,1	3,2	2,4	1,53	0,92	0,48	0,36
14	4,6	7,0	3,2	2,4	1,75	1,05	0,48	0,36
16	5,0	8,0	3,2	2,4	2,00	1,20	0,48	0,36

Met. Meter pro lauf. Met. Tonnen

Wir haben hierbei stets das Vorhandensein von nur zwei Trägern vorausgesetzt. Beiläufig vermehrt sich bei Gitterträgern der Winddruck für drei Träger um **25** Prozent, für vier Träger um **40** Prozent gegenüber der Anordnung von zwei Trägern. Bei untenliegender Bahn ist alsdann aber die Wagenfläche entsprechend zu vermindern. Sind zwei oder mehrere Gleise vorhanden, so tritt wieder eine Vergrößerung der Wagenfläche hinzu, da bei schiefer Windrichtung und in Folge der Zwischenräume in der ersten Wagenreihe auch die zweite, resp. dritte Wagenreihe getroffen wird. Bei zwei Gleisen wird die Wagenfläche um zirka **25** Prozent vermehrt.

Für Blechbrücken kann die Windfläche für die Träger mit Rücksicht auf eine unter **10** Grad geneigte Windrichtung zu ungefähr

$$6. \quad F = h + 0,18(n - 1)a$$

pro Flächeneinheit angenommen werden, wenn *h* die Trägerhöhe (bei oben liegender Bahn inkl. Höhe der Bahn), *a* den Abstand, *n* die Anzahl der Träger bezeichnet. Die eventuell von den Trägern verdeckte Wagenfläche ist hier leicht zu bestimmen.

§. 149. Seitendrucke der Wagen.

a) Druck in Folge der Schwankungen. Noch wesentlich schwieriger lassen sich die von den Fahrzeugen in Folge der Unregelmässigkeit der Bewegung geübten Seitendrucke feststellen. Wöhler¹⁾

¹⁾ Erbkam's Zeitschr. für Bauwesen, 1858.

find, dass auf der freien Bahn die von einem Rade der Lokomotive ausgeübten Seitendrücke bis zu $\frac{2}{3}$ des Achsendruckes gehen können. Allein auf einer sorgfältig unterhaltenen Brücke wird die Regelmässigkeit des Gleises eine weit grössere, also der Seitendruck wesentlich geringer sein. Leider liegen noch keine direkten Versuche vor. Allein man kann mit Rücksicht auf den Umstand, dass die stärksten Seitendrücke an der Lokomotive eintreten können, dass aber hier nicht alle Achsen gleichzeitig einen gleich grossen Seitendruck ausüben und dass sich die Seitendrücke der Wagen in ihrer Wirkung zum Theil ausgleichen, etwa annehmen, dass die Wirkung der Seitenschwankungen dadurch zum Ausdrucke gebracht werde, dass man nur an jeder Achse der Lokomotive eine Horizontalkraft voraussetzt, welche bei grosser Geschwindigkeit gleich 8 Prozent des betreffenden Achsendruckes ist. Bei grösserer Spannweite kann man hiernach eine einzige Horizontalkraft voraussetzen, welche gleich 0,08 des Lokomotivgewichtes ist. Bei kleineren Geschwindigkeiten kann man den Koeffizienten 0,08 noch vermindern bis zu etwa 0,04 herab.

Auch bei Strassenbrücken können wir etwa voraussetzen, dass nur an den Achsen eines einzigen Wagens Horizontalkräfte auftreten können, welche gleich 0,08 des betreffenden Achsendruckes sind.

Bei der Berechnung der Zwischenquerverstrebungen wird unter Umständen eine Vertheilung dieser Seitendrücke durch die Steifigkeit der Gurte und Zwischenträger eintreten können. Jedenfalls kann man eine Vertheilung nach dem Gesetze des einfachen Trägers annehmen; ist nämlich c die Entfernung der Achsen, a die Entfernung der Querverstrebungen und übt bei drei Achsen jede Achse eine Horizontalkraft $\frac{1}{3}H$ aus, so würde die auf die Querverstrebung wirkende Horizontalkraft H_1 , welche am grössten wird, wenn die mittlere Achse an der Querverstrebung liegt: $H_1 = \frac{1}{3}H + 2 \cdot \frac{1}{3}H \frac{a-c}{a}$ oder

$$H_1 = \left(1 - \frac{2}{3} \frac{c}{a}\right) H.$$

Nehmen wir das Lokomotivgewicht zu 39 Tonnen an, so würde $H = 0,08 \cdot 39 = 3,1$ Tonnen, also für $c = 1,3^m$ $H_1 = 3,1 - \frac{2,69}{a}$. Dies gibt für $a = 2, 3, 4, 6, 8^m$, bezüglich $H_1 = 1,8 \ 2,2 \ 2,4 \ 2,7 \ 2,8$ Tonnen.

Viele Konstrukteure haben die Seitendrücke der Betriebsmittel ganz vernachlässigt. Bei grossen Spannweiten ist der Einfluss bei Berechnung der Windverstrebungen auch ein nur geringer. Bei Berechnung der Zwischenquerverstrebungen ist aber der Einfluss auch hier nicht ganz unwesentlich.

b) Centrifugalkraft. Bei Eisenbahnbrücken ist natürlich bei denjenigen Brücken, welche in Kurven liegen, auf die Centrifugalkraft Rücksicht zu nehmen. Ist G der Vertikaldruck eines Wagens oder einer Achse, C die entsprechende Centrifugalkraft, r der Radius, v die Geschwindigkeit und g die Beschleunigung der Schwere, so ist

$$7. \quad C = \frac{G v^2}{g r}.$$

Obwohl das G für Güterzüge grösser ist als für Personenzüge, so kommen hier doch die letzteren in Frage, da für Schnellzüge v^2 ungefähr viermal so gross sein kann, als für Güterzüge.

Ein Eisenbahnzug lässt sich, namentlich hinsichtlich der Transversalkräfte, die hier in Frage kommen, nicht sonderlich gut durch eine gleichmässig vertheilte Last ersetzt denken; viel vollkommener ersetzt man ihn durch eine gleichmässig vertheilte Last und eine an dem Kopfe des Zuges wirkende Einzellast. Ein Eisenbahnzug aus einer Lokomotive, einem Tender und Personenwagen, bei welchem für diese drei Theile die Last bezüglich 30, 21, 10 Tonnen, der Radstand 1,5, 1,5, 4 Meter, die Länge 8, 5,5, 8 Meter beträgt, lässt sich hinsichtlich der Transversalkräfte an beliebigen Stellen für Spannweiten über 20 Meter ziemlich gut ersetzt denken durch eine gleichmässig vertheilte Last von 1,43 Tonnen pro laufenden Meter und eine am Kopfe wirkende Einzellast von 28 Tonnen.

Für eine Geschwindigkeit von $v = 18^m$ wird $\frac{v^2}{g} = \frac{18^2}{9,81} = 33$, also

$$8. \quad C = \frac{33}{r} G.$$

Hiernach würde bei Spannweiten über 20 Meter eine gleichmässig vertheilte horizontale Last von $\frac{47}{r}$ Tonnen pro lauf. Met. und eine am Kopfe des Zuges wirkende horizontale Einzelkraft von $\frac{924}{r}$ Tonnen angenommen werden können.

§. 150. Berechnung des nur durch Horizontalkräfte beanspruchten Querverbandes. Für die Wind- und Querverstrebungen kann eine wesentlich höhere Inanspruchnahme zugelassen werden als für die Hauptträger und zwar 1. weil man bei Berechnung der Hauptträger die Last als ruhend anzunehmen und den Einfluss der Stösse durch eine entsprechend kleine Inanspruchnahme zu berücksichtigen pflegt, während wir hier die Stösse durch die Einführung einer besonderen Horizontalkraft berücksichtigen; 2. weil selbst der Bruch irgend eines Theiles bei Weitem nicht diejenige Gefahr herbeiführen würde, als der Bruch eines Theiles des Hauptträgers und 3. weil die grössten, der

Berechnung zu Grunde gelegten Beanspruchungen durch Horizontalkräfte viel seltener eintreten als die grössten Beanspruchungen der Hauptträger durch Vertikalkräfte. Dass der letztere Umstand wirklich eine grössere Inanspruchnahme zulässt, geht aus den Wöhler'schen Versuchen über den Einfluss wiederholter Anstrengungen ganz unzweifelhaft hervor.

Viele, ja wohl die meisten Ingenieure haben dieselbe zulässige Inanspruchnahme, wie für die Hauptträger angenommen, dafür aber einen kleineren Winddruck, was zwar dieselben Resultate geben kann, prinzipiell aber nicht richtig ist. Man findet indess die zulässige Inanspruchnahme bis zu 1 Ton. pro \square^{cm} gegenüber der zulässigen Inanspruchnahme von etwa 0,75 Ton. pro \square^{cm} für die Hauptträger. Shaler Smith nimmt 10000 Pfund pro \square Zoll = 0,70 Ton. pro \square^{cm} , wie für die Hauptträger; er führt 10 Gesellschaften an, welche dasselbe thun. Die Erie-Eisenbahn, die Greenville- und Columbia-Bahn, die Louisvill- und Nashvill-Eisenbahn nehmen für gezogene Theile 15000 Pfund pro \square Fuss = 1,05 Ton. pro \square^{cm} an. Bender wendet eine dreifache Sicherheit an, was ungefähr 1,20 Ton. pro \square^{cm} geben würde. Die oben genannte englische Windkommission empfiehlt vierfache Sicherheit, was etwa 0,90 Ton. pro \square^{cm} gibt.

Nach den von mir mit Rücksicht auf die oben erwähnten Wöhler'schen Versuche abgeleiteten Regeln ¹⁾ ist, wenn wir hier mit Rücksicht auf das weniger häufige Auftreten der Beanspruchungen durch einen Winddruck von 150 Klgr. pro \square^m den Koeffizienten α für Schmiedeisen zu 0,28 statt zu 0,45, für Stahl zu 0,35 statt zu 0,56 annehmen und wenn wir die Maximal- und Minimalspannung bezüglich mit P und P_0 , die nöthige Querschnittsfläche nach Abzug der etwaigen Nietlöcher mit f bezeichnen (P, P_0 in Tonnen, f in \square Centim.)

$$9. \quad f = \frac{P - \alpha P_0}{(1 - \alpha) K},$$

$$10. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Schmiedeisen: } f = \frac{1,40 P - 0,40 P_0}{1,40} = \frac{P}{1,00} - \frac{P_0}{3,50}, \\ \text{Gussstahl: } f = \frac{1,54 P - 0,54 P_0}{2,00} = \frac{P}{1,30} - \frac{P_0}{3,70}. \end{array} \right.$$

Für Flacheisen- und Rundeisenstäbe, welche etwas angespannt sind, würde $P_0 = 0$ anzunehmen sein; hier würde also

$$11. \quad \text{Schmiedeisen: } f = \frac{P}{1,00}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P}{1,30}.$$

Für Formeisenstäbe dagegen, welche auf Zug und Druck beansprucht werden können, wird mit Rücksicht auf den Umstand, dass die

¹⁾ Winkler, Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der Eisenkonstruktionen. Wien, 1877.

Horizontalkräfte nach beiden Richtungen hin im Allgemeinen mit gleicher Intensität wirken können, $P_0 = -P$, also

$$12. \text{ Schmiedeisen: } f = \frac{P}{0,78}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P}{0,96}.$$

Ausgenommen sind Fälle, wo die Brücke in einer Kurve liegt, oder die stärksten Winde nur in einer bestimmten Richtung eintreten können.

Unter der Voraussetzung eines Winddruckes von 250 Klgr. pro \square Met., welcher jedenfalls weit seltener vorkommt, kann man den Werth von α noch wesentlich kleiner nehmen, etwa für Schmiedeisen und Stahl $\alpha = 0,18$, $\alpha = 0,25$. Alsdann ergibt sich:

Flach- und Rundeisenstäbe:

$$13. \text{ Schmiedeisen: } f = \frac{P}{1,15}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P}{1,50}.$$

Formeisenstäbe:

$$14. \text{ Schmiedeisen: } f = \frac{P}{1,00}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P}{1,20}.$$

Für Konstruktionen, welche nur den Winddruck auf die Konstruktion aufzunehmen haben, wie für die obere Windverstrebung und Querverstrebung bei unten liegender Bahn, ergibt sich hiernach f grösser, als für 150 Klgr. pro \square^m . Für Konstruktionen dagegen, welche auch den Winddruck auf die Wagen aufzunehmen haben, ergibt der Winddruck von 250 Klgr. pro \square^m bei unbelasteter Brücke kleinere Flächen, als der Winddruck von 150 Klgr. pro \square^m bei belasteter Brücke.

Die Berechnung auf Einknicken ist natürlich in der gewöhnlichen Weise zu führen. Für die Anwendung der Formeln

$$15. \quad P_1 = Kf, \quad P_2 = \frac{\pi^2 E I}{s l^2},$$

worin P_1 die Zug- und Druckfestigkeit, P_2 die Knickfestigkeit, s den Sicherheitsgrad, l die freie Länge, I das kleinste Trägheitsmoment für die Schweraxe bedeutet, ist für die Anwendung gleichschenkliger Winkel-eisen (deutsche Normalprofile) aus Schmiedeisen und für einen dreifachen Sicherheitsgrad die folgende Tabelle berechnet.

Hierbei bezeichnet:

- I. Ein einziges Winkeleisen (Fig. 275 c).
- II. Zwei zum T-förmigen Querschnitte vereinigte Winkeleisen (Fig. 275 b und c).
- III. Zwei zum kreuzförmigen Querschnitte vereinigte Winkeleisen (Fig. 275 e).
- IV. Vier zum kreuzförmigen Querschnitte vereinigte Winkeleisen (Fig. 275 g).

Bei III. und IV. ist ein Zwischenraum von 10^{mm} angenommen.

Breite <i>b</i>	Dicke <i>d</i>	Fläche eines Winkelseisen		Trägheitsmoment <i>I</i>				$P_1 = 0,78 F$				$P_2 l^2 = 0,658 \cdot I$			
		voll.	nutz- bar	I	II	III	IV	I	II, III	IV	I	II	III	IV	
60	6	6,9	5,9	9,0	16,2	114	228	4,6	9,2	18,4	6	30	75	150	
	8	9,0	7,8	12,3	59,3	154	308	6,0	12,1	24,2	8	39	101	203	
	10	11,1	9,4	15,2	71,1	194	389	7,4	14,7	29,4	10	47	126	251	
65	7	8,7	7,5	13,9	68,3	166	332	5,8	11,6	23,2	9	45	109	218	
	9	11,0	9,4	18,0	84,9	216	431	7,3	14,7	29,4	12	56	142	284	
	11	13,2	11,2	22,2	101	266	533	8,8	17,5	35,0	15	86	175	350	
70	7	9,4	8,2	16,8	86	204	407	6,4	12,7	25,4	11	57	134	268	
	9	11,9	10,3	21,3	107	265	530	8,0	16,1	32,2	14	70	174	349	
	11	14,3	12,3	26,2	125	327	654	9,6	19,2	38,4	17	82	215	430	
75	8	11,4	9,8	28,5	121	282	563	7,7	15,4	30,8	18	80	186	373	
	10	14,1	12,1	32,1	147	356	711	9,5	18,9	37,8	21	97	234	468	
	12	16,7	14,3	36,5	169	439	878	11,1	22,2	44,4	24	111	289	578	
80	8	12,3	10,7	32,0	147	338	675	8,3	16,6	33,2	21	97	222	444	
	10	15,1	13,1	36,1	177	426	852	10,2	20,4	40,8	24	117	280	560	
	12	17,9	15,5	41,5	205	516	1031	12,0	24,1	48,2	27	135	340	671	
90	9	15,5	13,5	37,8	236	564	1128	10,6	21,1	42,2	25	155	371	742	
	11	18,7	16,3	56,3	279	650	1301	12,6	25,1	50,2	37	184	428	855	
	13	21,8	19,0	65,2	319	777	1554	14,8	29,6	59,2	43	210	511	1023	
100	10	19,2	16,8	73	360	792	1584	13,1	26,2	52,4	48	237	521	1042	
	12	22,7	19,8	86	420	956	1912	15,5	30,9	61,8	58	276	629	1258	
	14	26,2	22,9	101	478	1122	2244	17,8	35,6	71,2	66	315	738	1477	
120	11	25,4	23,8	89	688	1462	2924	18,6	37,1	74,2	59	453	962	1924	
	13	29,7	26,6	110	798	1734	3468	20,8	41,5	83,0	72	525	1141	2282	
	15	33,9	30,3	125	898	2008	4016	23,7	47,3	94,6	82	591	1321	2643	
Millim.		□ Centim		Centimeter				Tonnen				P Tonnen, l Meter			

Diejenige Länge l , bei welcher $P_1 = P_2$ wird, ist sehr nahe im Falle $I = 19b$, im Falle $II = 30b$ und im Falle III und $IV = 48b$ bis $44b$, genauer $= 40b + 0,48$ Meter.

Der Einfluss des Eigengewichtes der horizontal liegenden Theile ist bei gezogenen Flach- und Rundeisenstäben nur gering (vergl. §. 145); grösser wird derselbe bei gedrückten Theilen. Wenn nur die Druckfestigkeit des Stabes in Betracht kommt, so ist die relative Vergrößerung ε der Beanspruchung

$$16. \quad \varepsilon = \frac{E \gamma e}{K^2} \left[\sec \left(\frac{l}{2r} \sqrt{\frac{K}{E}} \right) - 1 \right],$$

wenn noch e den Abstand der am meisten gedrückten Faser von der zur Biegungsebene senkrechten Schweraxe, γ das Gewicht der Volumeneinheit bezeichnet. Wenn man der vorigen Tabelle entsprechend, $P = 0,78f$ setzt, so wird sehr nahe $P = 0,68f_1$, wenn f, f_1 die Querschnittsfläche mit und ohne Abzug der Nietlöcher bedeutet. Setzt man noch $E = 2000$ Ton. pro \square^{cm} , $\gamma = 0,0000078$ Ton. pro Kubikcent., so wird, wenn man e in Centim. nimmt,

$$17. \quad \varepsilon = 0,0338 \left(\sec 0,0092 \frac{l}{r} - 1 \right).$$

Sehr nahe wird im Falle I: $r = 0,195b$, $e = 0,42b$, im Falle II: $r = 0,302b$, a) bei nach oben stehender Rippe $e = 0,70b$, b) bei nach unten stehender Rippe $e = 0,30b$, im Falle III und IV: $r = 0,470b$, $e = 1,07b$. Im Falle I ist γ noch mit $\frac{1}{2} \sqrt{2} = 0,707$ zu multiplizieren, da nur die in Richtung der Ausbiegung, die hier am leichtesten unter 45° erfolgt, wirkende Komponente in Betracht kommt. Hiernach ergibt sich

	$l = 10$	15	20	25	30	35	40	45	$.b$	
I.	$\varepsilon = 0,12$	$0,24$	$0,50$	—	—	—	—	—	$.b$	} Prozent
II a.	$\varepsilon = 0,12$	$0,27$	$0,52$	$0,87$	$0,51$	—	—	—	$.b$	
II b.	$\varepsilon = 0,05$	$0,11$	$0,22$	$0,37$	$0,64$	—	—	—	$.b$	
III u. IV.	$\varepsilon = 0,87$	$0,16$	$0,30$	$0,48$	$0,73$	$1,06$	$1,49$	$2,07$	$.b$	

Bei grösseren Längen dagegen wird

$$18. \quad Ks = \frac{n\pi^2 Er^2}{l^2} + \frac{\gamma el^2}{n\pi^2 r^2} \left(\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{n} - 1 \right),$$

wenn s den Sicherheitsgrad gegen Einknicken, n das Verhältniss der Tragkraft P mit Rücksicht auf das Eigengewicht zu derjenigen ohne Rücksicht auf das Eigengewicht bezeichnet. Für $K = 0,68$, $E = 2000$, $s = 3$ wird, wenn man zur Abkürzung $\frac{1}{n} (\sec 1,571 \sqrt{n} - 1) = N$ setzt,

$$19. \quad 1 = 9,680n \frac{r^2}{l^2} + 0,000000387N \frac{el^2}{r^2},$$

aus welcher Gleichung n zu bestimmen ist. In den obigen Fällen wird (b in Centim.):

$$20. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{I.} \quad 1 = 368n \frac{b^2}{l^2} + 0,00000428N \frac{l^2}{b}, \\ \text{II a.} \quad 1 = 883n \frac{b^2}{l^2} + 0,00000297N \frac{l^2}{b}, \\ \text{II b.} \quad 1 = 883n \frac{b^2}{l^2} + 0,00000127N \frac{l^2}{b}, \\ \text{III u. IV.} \quad 1 = 2140n \frac{b^2}{l^2} + 0,00000187N \frac{l^2}{b}. \end{array} \right.$$

Die Werthe für N sind für einige Werthe von n in folgender Tabelle zusammengestellt:

n	N	n	N	n	N
1,00	∞	0,91	14,09	0,82	7,03
0,99	127,60	0,90	12,69	0,81	6,66
0,98	63,94	0,89	11,52	0,80	6,32
0,97	42,20	0,88	10,81	0,79	6,02
0,96	31,82	0,87	9,76	0,78	5,74
0,95	25,25	0,86	9,06	0,77	5,50
0,94	21,24	0,85	8,43	0,76	5,27
0,93	18,20	0,84	7,91	0,75	5,05
0,92	15,84	0,83	7,45	0,74	4,86

Für Werthe von n , welche von 1 wenig abweichen (etwa $n > 0,98$), wird sehr nahe

$$N = \frac{1}{n} \left(\frac{1,272}{1-n} - 1 \right) = \frac{0,272 + n}{n(1-n)}.$$

Wir haben bisher vorausgesetzt, dass sich die Kraft auf den Stab an dessen Enden central überträgt und der Stab sonst ganz frei ist. Sind einzelne Punkte unterstützt, so wird man annähernd statt l den längsten Theil des Stabes einführen. Kreuzen sich die Diagonalen, so kann man nach dem II. Hefte der eisernen Brücken, §. 39 (II. Aufl.) für zweitheiliges Gitterwerk $l = 0,625L$ und für viertheiliges Gitterwerk $l = 0,438L$ setzen, wenn L die ganze Länge einer Diagonale bezeichnet.

Beispiel. In einer zweitheiligen Windverstrebung habe eine Windstrebe von $5,2^m$ Länge eine Spannung von 14,2 Tonnen aufzunehmen. Hier ist $L = 5,2$, also $l = 0,625 \cdot 5,2 = 3,25^m$, $Pl^3 = 14,2 \cdot 3,25^3 = 150$. Einfaches Winkeleisen ist hier nicht anwendbar, da selbst für das stärkste in der Tabelle angegebene Winkeleisen $\frac{120}{15}$ der Grenzwert von l für Druckfestigkeit nur $= 19 \cdot 0,12 = 2,28^m$ und $Pl^2 = 82$ ist. Wählt man eine Zusammensetzung aus zwei Winkeleisen zum T-förmigen Querschnitt, so würden für blosse Druckfestigkeit die Kaliber $\frac{60}{10}$ $\frac{65}{9}$ $\frac{70}{9}$ und $\frac{75}{8}$ passen, jedoch wird für dieselben der Grenzwert von l nur $= 30 \cdot 0,060 = 1,80^m$ bis $30 \cdot 0,075 = 2,25^m$, so dass nach der Regel für Knickfestigkeit zu rechnen ist. Hier würden die Kaliber $\frac{90}{9}$ mit $Pl^3 = 155$ und $\frac{90}{11}$ mit $Pl^2 = 184$ in Betracht kommen. Für den Einfluss des Eigengewichtes wird nach der zweiten und dritten der Formeln 20, wenn man $\frac{l}{b} = \frac{3,25}{0,09} = 36,1$, $\frac{l^2}{b^2} = 1303$ setzt,

$$IIa. \quad l = 0,678n + 0,0349N,$$

$$IIb. \quad l = 0,678n + 0,0150N.$$

Für den Fall IIa ergibt sich nach obiger Tabelle für $n = 0,88, 0,89$ bezüglich $N = 10,81, 11,52$ und der Werth auf der rechten Seite $= 0,974, 1,005$. Die Interpolation gibt $n = 0,888$. Für den Fall IIb wird für $n = 0,94, 0,95$ bezüglich $N = 21,24, 25,25$ und der Werth der rechten Seite $= 0,956, 1,023$; die Interpolation

gibt $n = 0,947$. Demnach ist für den Fall II a (nach oben stehende Rippe): beim Kaliber $\frac{90}{9}$: $Pl^2 = 0,888 \cdot 155 = 138$, beim Kaliber $\frac{90}{11}$: $Pl^2 = 0,888 \cdot 184 = 163$, so dass dieses letztere Kaliber zu wählen sein würde. Für den Fall II b (nach unten stehende Rippe) wird beim Kaliber $\frac{90}{9}$: $Pl^2 = 0,947 \cdot 155 = 147$, beim Kaliber $\frac{90}{11}$: $Pl^2 = 0,947 \cdot 184 = 174$, so dass hier allenfalls das erstere Kaliber noch genügen würde.

Wählt man eine Zusammensetzung aus zwei Winkeleisen zum kreuzförmigen Querschnitt, so würden für blosse Druckfestigkeit die Kaliber $\frac{60}{10}$, $\frac{65}{9}$, $\frac{70}{9}$ und $\frac{75}{8}$ mit $P = 14,7$, $14,7$, $16,1$, $15,4$ passen; die Grenzwerte von $l = 40b + 0,48$ sind bezüglich $2,88$, $3,08$, $3,28$, $3,48^m$, so dass nur die beiden letzten Kaliber in Betracht kommen könnten. Der Einfluss des Eigengewichtes ist nach obiger Tabelle, da $\frac{l}{b} = 46,4$, $43,3$ ist, $2,2$ und $1,9$ Prozent, daher bezüglich $P = 0,978 \cdot 16,1 = 15,7$ und $P = 0,981 \cdot 15,4 = 15,1$, so dass beide Kaliber wählbar sind; das letztere erfordert die geringere Materialmenge.

§. 151. Berechnung des durch Horizontal- und Vertikalkräfte beanspruchten Querverbandes. Es würde nun noch die Frage zu entscheiden sein, wie die zulässige Inanspruchnahme zu wählen ist, wenn im fraglichen Konstruktionstheile nicht nur von den Horizontalkräften, sondern auch von der vertikalen Belastung Spannungen erzeugt werden. Eine korrekte Lösung dieser Frage ist allerdings zur Zeit noch nicht möglich, weil die bisher mit wiederholter Beanspruchung angestellten Versuche sich nur auf den Fall beziehen, wo die Amplituden der Schwingungen konstant sind. Hier dagegen erzeugt die vertikale Belastung sich häufig wiederholende Ausschläge von mehr oder minder gleicher Grösse, während in grossen Intervallen die Ausschläge durch Stürme vergrössert werden. Es scheint indess angemessen und mit den Resultaten der Wöhler'schen Versuche nicht im Widerspruche, wenn man für beide Wirkungsweisen die Querschnittsfläche getrennt berechnet und die erhaltenen Resultate addirt (siehe Anmerkung). Für die vertikale Belastung würde ebenfalls die Formel 9 massgebend sein, wobei für Schmiedeeisen $\alpha = 0,45$, für Stahl $\alpha = 0,55$ zu setzen ist und die Spannungen in Folge der zufälligen Belastung bei Strassenbrücken um 20 Prozent, bei Eisenbahnbrücken um 30 Prozent zu vergrössern sind. In der Regel kann durch die zufällige Last nur eine Beanspruchung in dem einen Sinne eintreten. Ist unter dieser Voraussetzung die Spannung in Folge des Eigengewichtes oder in Folge künstlicher Anspannung P_g , in Folge der zufälligen Belastung P_p , so würde in Formel 9 bezüglich $P = P_g + 1,2 P_p$, $P = P_g + 1,3 P_p$ und $P_0 = P_g$ zu setzen sein. Dies gibt für den Einfluss der vertikalen Belastung:

Strassenbrücken:

$$21. \text{ Schmiedeeisen: } f = \frac{P_g}{1,4} + \frac{P_p}{0,65}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P_g}{2,0} + \frac{P_p}{0,75},$$

Eisenbahnbrücken:

$$22. \text{ Schmiedeeisen: } f = \frac{P_g}{1,4} + \frac{P_p}{0,60}, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P_g}{2,0} + \frac{P_p}{0,70}.$$

Hierbei erscheint es aber ohne Zweifel zulässig, anzunehmen, dass der grosse Winddruck von 150 Klgr. pro \square^m nicht gerade mit der schwersten Belastung, welche man der Berechnung der Hauptträger zu Grunde legt, zusammenfallen wird. Man kann daher die zufällige Last etwa um $\frac{1}{3}$ reduciren.

Die seitlichen Drücke der Wagen wird man, da vorläufig eine bestimmte Basis fehlt, mit unter den Winddruck einrechnen können. Dagegen ist die Centrifugalkraft ebenso wie die zufällige Belastung zu behandeln; jedoch kann die Vermehrung um 30 Prozent hier fortfallen.

Anmerkung. Man kann den Resultaten der Wöhler'schen Versuche über die Festigkeit bei wiederholter Inanspruchnahme entsprechend, annehmen, dass die anfängliche Festigkeit T pro \square^{cm} durch häufige Beanspruchung innerhalb der Grenzen N und N_0 pro \square^{cm} allmählig um einen Betrag vermindert wird, welcher annähernd proportional ist der Differenz $N - N_0$. Kommen nun ausserdem noch häufige Beanspruchungen innerhalb der Grenzen N' und N'_0 vor, so wird dadurch abermals die Festigkeit um einen der Differenz $N' - N'_0$ proportionalen Werth vermindert, so dass die schliessliche Festigkeit Z gesetzt werden kann:

$$23. \quad Z = T - z(N - N_0) - z'(N' - N'_0).$$

Sind nun die Spannungsgrenzen eines Stabes für die eine Beanspruchungsweise P, P_0 , für die andere P', P'_0 und ist n der anzuwendende Sicherheitsgrad, so ist $Z = n \frac{P + P'}{f}$, $N = n \frac{P}{f}$, $N_0 = n \frac{P_0}{f}$, $N' = n \frac{P'}{f}$, $N'_0 = n \frac{P'_0}{f}$ zu setzen. Dies gibt, wenn man $\frac{T}{n} = K$ und $\frac{z}{1+z} = \alpha$, $\frac{z'}{1+z'} = \alpha'$ setzt,

$$24. \quad f = \frac{P - \alpha P_0}{(1 - \alpha)K} + \frac{P' - \alpha' P'_0}{(1 - \alpha')K}.$$

Für $P' = 0, P'_0 = 0$ geht diese Formel in die Formel 9 über. Hiernach würden bei verschiedenen Beanspruchungsweisen die Querschnitte, welche sich für die einzelnen Beanspruchungsweisen ergeben, zu addiren sein.

Hieraus ergibt sich auch, wie ein Winddruck von 250 Klgr. pro \square^m gegenüber dem Winddrucke von 150 Klgr. pro \square^m zu behandeln ist, wenn man den ersten als ungemein selten voraussetzt. Bezeichnet man die Spannungsgrenzen bei 150 Klgr. mit P_1 und P_0 , die Spannung bei 250 Klgr. mit P_2 , so ist zu setzen: $Z = n \frac{P_2}{f}$, $N = n \frac{P_1}{f}$, $N_0 = n \frac{P_0}{f}$, $z' = 0$. Dies gibt

$$25. \quad f = \frac{P_2 + z(P_1 - P_0)}{K} = \frac{P_2}{K} + \frac{\alpha(P_1 - P_0)}{(1 - \alpha)K}.$$

Ist f_1 diejenige Querschnittsfläche, welche sich für 150 Klgr. pro \square^m ergibt, so ist

$$f_1 = \frac{P_1 - \alpha P_0}{(1 - \alpha)K}. \quad \text{Hierdurch geht die vorige Formel über in}$$

$$26. \quad f = \frac{P_2}{K} + \frac{\alpha(P_1 - P_0)}{P_1 - \alpha P_0} f_1.$$

Für Flach- und Rundeisen wird $P_0 = 0$, daher

$$f = \frac{P_2}{K} + \alpha f_1;$$

$$27. \text{ Schmiedeeisen: } f = \frac{P_2}{1,4} + 0,28f_1, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P_2}{2,0} + 0,35f_1.$$

Für Formeisen wird $P_0 = -P_1$, daher

$$f = \frac{P_2}{K} + \frac{2\alpha}{1 + \alpha} f_1;$$

$$28. \text{ Schmiedeeisen: } f = \frac{P_2}{1,4} + 0,43f_1, \quad \text{Stahl: } f = \frac{P_2}{2,0} + 0,52f_1.$$

§. 152. Haupt- und Querträger. Durch den Winddruck entstehen natürlich auch Spannungen in den Hauptträgern, sowie auch in den Querträgern. Früher hat man die Hauptträger wohl stets ohne Rücksicht auf den Winddruck berechnet, während man in neuerer Zeit mehrfach den Winddruck berücksichtigt hat. Es lässt sich allerdings sowohl das eine als das andere vertheidigen. Wir sind der Meinung, dass es im Allgemeinen nicht nöthig ist, bei der Berechnung der Haupt- und Querträger auf den Winddruck Rücksicht zu nehmen. Wollte man auf den Winddruck Rücksicht nehmen, so müsste natürlich für den Winddruck, entsprechend dem vorigen Paragrafe, eine grössere zulässige Inanspruchnahme vorausgesetzt werden als für die vertikale Belastung. Ferner würde es zulässig sein, die zufällige Belastung etwa um $\frac{1}{3}$ für 150 Klgr. pro \square^m und etwa um $\frac{1}{2}$ für 250 Klgr. pro \square^m zu reduzieren, weil anzunehmen ist, dass die Maximalbelastungen, nach welchen diese Träger berechnet wurden, nicht mit dem Maximalwinddrucke zusammenfallen. Ausserdem ist auch zu berücksichtigen, dass der Sicherheitsgrad, welchen man der Berechnung der Hauptträger zu Grunde legt, durch die Erfahrung, und zwar mit Rücksicht auf den Winddruck festgestellt ist, so dass es bei gesonderter Berücksichtigung des Winddruckes wohl zulässig sein würde, die zulässige Inanspruchnahme für die vertikale Belastung etwas grösser anzunehmen.

Wir sagten, dass man im Allgemeinen bei Berechnung der Hauptträger den Winddruck unberücksichtigt lassen kann. Wohl aber ist der Winddruck zu berücksichtigen, wenn er gegenüber der vertikalen Belastung grosse Spannungen erzeugen sollte. Es kann dies z. B. vorkommen in den Endstücken eines Gitterträgers mit Fachwerk, in dem geraden Gurte eines Bogenträgers mit geradem Ober- und gekrümmtem Untergurte, in Endposten, welche auch Theile der Endquerverstrebungen sind u. s. w. Man wird dann die Berechnung nach Massgabe des vorigen Paragraphes durchführen.

Etwas anders verhält es sich freilich mit den Seitenstössen der Fahrzeuge, weil recht wohl starke Belastungen und starke Seitendrucke gleichzeitig eintreten können. Allein dessenungeachtet erscheint eine Verstärkung der Haupt- und Querträger nicht nothwendig, weil die zulässige

Inanspruchnahme, welche man der Berechnung der Haupt- und Querträger zu Grunde legt, mit Rücksicht auf die Stösse gewählt wird und anzunehmen ist, dass hierbei nicht nur die vertikalen, sondern auch die horizontalen Stösse berücksichtigt wurden.

Dagegen darf die Centrifugalkraft bei der Berechnung der Hauptträger nicht ausser Acht bleiben, da diese ja immer gleichzeitig mit der vertikalen Belastung eintritt.

XIV. Kapitel.

Einfach beanspruchte Querverstrebungen.

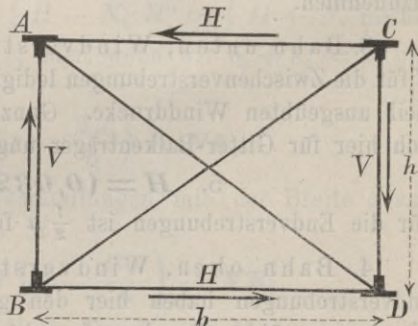
§. 153. **Bestimmung der äusseren Kräfte.** Nur in demjenigen Falle, wo nur eine Windverstrebung vorhanden ist, lassen sich unter der Voraussetzung, dass die Gurte der Hauptträger gelenkartige Knotenpunkte mit vertikalen Gelenkaxen besitzen, die auf die sämtlichen Querverstrebungen wirkenden äusseren Kräfte im Allgemeinen angeben, ohne auf die Elastizitätsverhältnisse einzugehen. Sind zwei Windverstrebungen vorhanden, so lassen sich nur in demjenigen Falle, wo nur Endverstrebungen vorhanden sind, die auf diese wirkenden Kräfte angeben. Nur diese Fälle wollen wir im jetzigen Kapitel behandeln.

Denken wir uns in einem zunächst beliebigen Falle durch zwei Vertikalebene eine Querverstrebung herausgeschnitten (Fig. 384), so lassen sich die in den Punkten A , B , C und D wirkenden äusseren Kräfte und Spannungen der geschnittenen Theile der Hauptträger und Windverstrebungen zu Kräften vereinigen, welche in der Ebene der Querverstrebung horizontal und vertikal wirken. Hierbei muss die Summe H der in A und C wirkenden Horizontalkräfte gleich und entgegengesetzt der Summe der in B und D wirkenden Horizontalkräfte sein; ebenso muss die Summe V der in A und B wirkenden Vertikalkräfte gleich und entgegengesetzt der Summe der in C und D wirkenden Vertikalkräfte sein. Ferner fordert das Gleichgewicht die Erfüllung der Bedingung

$$1. \quad Hh = Vb,$$

wenn man die Höhe und Breite der Querverstrebung mit h und b be-

Fig. 384.



zeichnet. In den vorhin bezeichneten Fällen lässt sich H und somit auch V auf rein statischem Wege bestimmen.

Zur Bestimmung von H unterscheiden wir die folgenden Fälle:

1. Bahn oben, Windverstrebung unten. Hier besteht H aus dem auf die Entfernung a zweier Querverstrebugen auf den oberen Theil der Träger und auf den Zug wirkenden Winddrucke, sowie aus den Seitendrücken der Wagen. Entsprechend dem §. 147 und 148 lässt sich für Gitter-Balkenträger ungefähr setzen:

$$2. \quad H = (0,51 + 0,043 h) a + C.$$

Hierin bedeutet C den nach §. 149 zu bestimmenden Seitendruck der Lokomotive, bezüglich eines Wagens. Bei der Endverstrebug würde $\frac{1}{2} a$ für a zu setzen sein.

2. Bahn oben, Windverstrebug oben. Hier besteht für die Zwischenverstrebugen H lediglich aus dem auf den unteren Theil der Träger auf die Entfernung zweier Querverstrebugen wirkenden Winddrucke. Nach §. 147 und 148 lässt sich für Gitter-Balkenträger ungefähr (für 0,25 Tonnen Winddruck pro \square Met.) setzen:

$$3. \quad H = (0,032 + 0,048 h) a.$$

Die auf die Endverstrebugen wirkende Horizontalkraft H_1 ist hier aber wesentlich grösser, da die beiden Endverstrebugen den gesammten auf die Brücke wirkenden Winddruck aufzunehmen haben. Für die Spannweite l kann man nach §. 147 und 148 setzen:

$$4. \quad H_1 = (0,26 + 0,036 h) l + 0,08 G,$$

wobei für h eine mittlere Höhe einzuführen ist, falls h nicht konstant sein sollte. Für G ist hier bei Eisenbahnbrücken das Lokomotivgewicht anzunehmen.

3. Bahn unten, Windverstrebug unten. Auch hier besteht H für die Zwischenverstrebugen lediglich aus dem auf den oberen Trägertheil ausgeübten Winddrucke. Ganz entsprechend der Formel 3. lässt sich hier für Gitter-Balkenträger ungefähr setzen:

$$5. \quad H = (0,032 + 0,048 h) a.$$

Für die Endverstrebugen ist $\frac{1}{2} a$ für a zu setzen.

4. Bahn oben, Windverstrebug oben und unten. Die Endverstrebugen haben hier den ganzen auf den Obergurt und die Wagen ausgeübten Druck aufzunehmen, daher ist die auf eine Endverstrebug wirkende Kraft H_1

$$6. \quad H_1 = (0,20 + 0,022 h) l + 0,08 G.$$

5. Bahn unten, Windverstrebug oben und unten. Die beiden Endverstrebugen haben hier den gesammten auf den oberen Theil

der Träger ausgeübten Winddruck aufzunehmen, falls keine Zwischenverstreben vorhanden sind. Sonach ist hier annähernd (bei 0,25 Tonnen Winddruck pro □ Met.) für Gitter-Balkenträger:

$$7. H_1 = (0,016 + 0,024h) l.$$

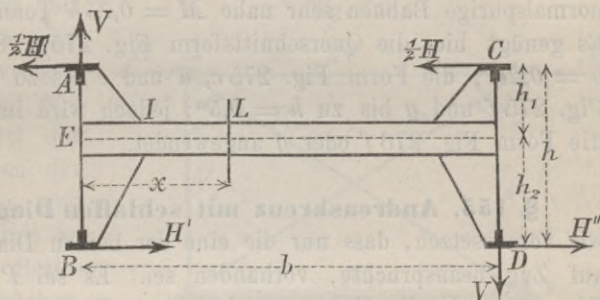
Die hier für Gitter-Balkenträger aufgestellten Näherungsregeln gelten nur für eingleisige Brücken und nicht sehr breite Strassenbrücken. Bei zweigleisigen Brücken und sehr breiten Strassenbrücken ist H , H_1 um ungefähr 10 Prozent zu vergrössern.

A. Querverstreben unter der Bahn.

§. 154. **Querriegel.** Das Moment M für einen Querschnitt L (Fig. 385), welcher vom Ende E den Abstand x hat, wird, wenn die Axe des Riegels vom Obergurte und der Windverstrebung den Abstand h_1 und h_2 hat und

Fig. 385.

wenn in jedem der Punkte A und C die Kraft $\frac{1}{2}H$ angenommen werden kann und wenn ferner in den Punkten B und D bezüglich die Kräfte H' und H'' wirken,



$M = \frac{1}{2} H h_1 + H' h_2 - Vx$. Ist N die Spannung des Riegels in seiner Funktion als Theil der Windverstrebung, so ist $H' = \frac{1}{2} H - N$, $H'' = \frac{1}{2} H + N$, mithin $M = \frac{1}{2} H h_1 + \frac{1}{2} H h_2 - N h_2 - Vx$, oder, wenn wir $h_1 + h_2 = h'$ und $Vb = Hh$ setzen:

$$8. M = \frac{1}{2} H h' \left(1 - \frac{2x}{b} \right) - N h_2.$$

Sind an den Enden des Riegels Eckversteifungen mit der Breite a angeordnet, so wird das Maximum von M :

$$9. \max M = \frac{1}{2} H h' \left(1 - \frac{2a}{b} \right) - N h_2.$$

Bei schlaffen Windstreben ist N ein Druck; da H sowohl positiv als negativ sein kann, so wirkt das Glied $N h_2$ stets vermehrend. Sollen alle Riegel gleiche Dicke erhalten, so müsste also für N das Maximum eingeführt werden. Es ist hier zweckmässig, h_2 klein zu wählen. Liegen die Axen der Riegel in der Ebene der Windstreben, so ist $h_2 = 0$, also

$$10. \max M = \frac{1}{2} H h' \left(1 - \frac{2a}{b} \right).$$

Bei doppelten steifen Windstreben ist N nicht mehr auf rein statischem Wege bestimmbar. Vertheilt sich der Horizontaldruck gleichmässig auf beide Träger, so ist $N = 0$.

Die Bedingung für die Querschnittsbestimmung ist nun

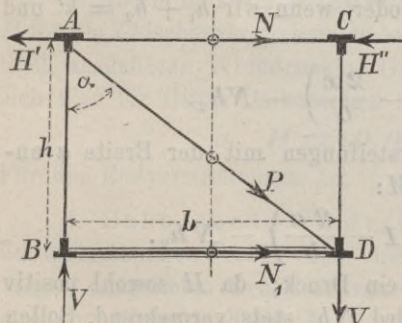
$$11. \quad K = \frac{N}{F} + \frac{Me}{I},$$

wenn F die Querschnittsfläche, I das Trägheitsmoment des Querschnittes, e den Abstand der gespanntesten Faser von der horizontalen Schweraxe bezeichnet. Am besten wendet man diese Gleichung in der Weise an, dass man nach Bestimmung von N und M für einige nach Gutdünken gewählte Querschnittskaliber die Werthe von $\frac{N}{F} + \frac{Me}{I}$ bestimmt und alsdann diejenige Form beibehält, für welche dieser Werth am wenigsten von K abweicht.

Für Eisenbahnbrücken mit niederen Trägern wird, wenn die Windverstrebung und die Querriegel in der Mitte der Trägerhöhe h liegen, für normalspurige Bahnen sehr nahe $M = 0,75h$ Tonnenmeter (h in Met.). Es genügt hier die Querschnittsform Fig. 275b (S. 248) etwa bis zu $h = 0,20^m$, die Form Fig. 275c, d und e bis zu $h = 0,30^m$, die Form Fig. 275f und g bis zu $h = 0,5^m$; jedoch wird im letzten Falle besser die Form Fig. 276f oder g angewendet.

§. 155. Andreaskreuz mit schlaffen Diagonalen. Hier können wir voraussetzen, dass nur die eine der beiden Diagonalen, nämlich die auf Zug beanspruchte, vorhanden sei. Es sei P die Spannung dieser Diagonale, N die Spannung derjenigen Horizontalen, welche nicht zu einer Windverstrebung gehört, also bei unten liegender Windverstrebung

Fig. 386.



die Spannung der oberen Horizontalen (Fig. 386), α der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Vertikale. Führt man einen Vertikalschnitt, so fordert das Gleichgewicht gegen Verschiebung in vertikaler Richtung die Erfüllung der Bedingung $P \cos \alpha = V$. Da $V = \frac{h}{b} H = H \cot \alpha$ ist, so wird

$$12. \quad P = \operatorname{cosec} \alpha.$$

Die Spannung N ist $-\frac{1}{2} H$, wenn sich H auf beide Träger gleichmässig vertheilt, aber $= -H$ oder $= 0$, wenn der Horizontaldruck nur auf den Träger CD oder AB wirkt. Bei direkter Auflagerung von Querschwellen auf die Hauptträger dürfte es rathsam sein, N gleich dem halben Horizontaldrucke der Wagen vermehrt um den auf den zuerst vom Winde getroffenen Trägertheil geübten Winddruck anzunehmen,

d. i. bei oben liegender Bahn und unterer Windverstrebung etwa $= (0,26 + 0,029h)a + 0,5C$, bei oben liegender Bahn und oberer Windverstrebung etwa $= (0,018 + 0,032h)a$. Bei Anordnung von Zwischenträgern überträgt sich der von den Wagen ausgehende Horizontaldruck natürlich an diesen.

Die Spannung N_1 der anderen Horizontalen ergibt sich durch die Untersuchung der Windverstrebung, indem man auf dieselbe ausser dem wirklich auf die Gurte B und D wirkenden Horizontaldrucke in D auch noch den auf die Gurte A und C wirkenden Horizontaldruck wirken lässt.

Dasselbe gilt natürlich auch für eine Querverstrebung mit einer einzigen Diagonale, nur können hier P und N sowohl positiv, als negativ werden.

§. 156. Andreaskreuz mit steifen Diagonalen. Wir bezeichnen die Spannung der beiden Diagonalen (Fig. 387) mit P_1 und P_2 , die der Vertikalen mit V_1 und V_2 und die der Horizontalen, wie im vorigen Paragraphen, mit N und N_1 ; ferner den Querschnitt der Diagonalen mit f , den der Horizontalen mit φ , φ_1 und den der Vertikalen mit ψ . Alsdann besteht die Beziehung (Theorie der Brücken, II. Heft, II. Aufl., Seite 221, Formel 15):

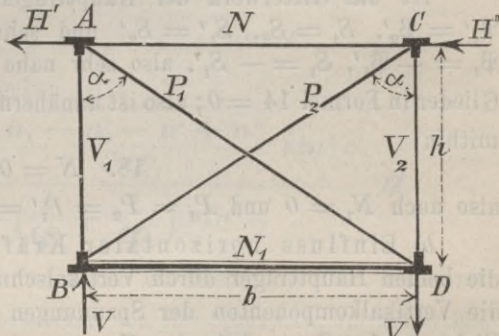


Fig. 387.

$$13. \frac{P_1 + P_2}{f} = \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha + \frac{V_1 + V_2}{\psi} \cos^2 \alpha.$$

Hierbei ist das Vorhandensein wirklicher Vertikalen vorausgesetzt. Ist das Gitterwerk der Hauptträger zweitheiliges Netzwerk ohne Vertikalen, so sind in der vorigen Gleichung statt $\frac{V_1}{E\psi}$, $\frac{V_2}{E\psi}$ die relativen Aenderungen der Höhe der Träger zu setzen; es ergibt sich alsdann unter der Voraussetzung von Parallelträgern

$$14. \frac{P_1 + P_2}{f} = \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha + \left(\frac{\mathfrak{P}_1 + \mathfrak{P}_2}{\psi} + \frac{\mathfrak{P}'_1 + \mathfrak{P}'_2}{\psi'} \right) \sec^2 \beta \cos^2 \alpha - \left(\frac{S_1 + S_2}{v_1} + \frac{S'_1 + S'_2}{v_2} \right) \tan^2 \beta \cos^2 \alpha,$$

wenn \mathfrak{P} , \mathfrak{P}' , S , S' die Spannungen der gedrückten und gezogenen Gitterstäbe und Gurte, ψ , ψ' , v , v' die Querschnitte derselben und β den Neigungswinkel der Gitterstäbe gegen die Vertikale bezeichnen.

a) Einfluss vertikaler Belastung. Diese Querverstrebung wird nicht nur durch Horizontalkräfte, sondern auch schon durch die vertikale Belastung in Anspruch genommen. Hier ist

$$15. \quad P_1 = P_2 = -\frac{N}{\sin \alpha}, \quad N_1 = N.$$

Bezeichnet man für den Fall, dass Vertikalen wirklich vorhanden sind, diejenige Spannung, welche sich in der Vertikalen der Hauptträger ergibt, wenn man keine Querverstrebungen voraussetzt, mit \mathfrak{B} , so ist $\mathfrak{B} = V_1 + P_1 \cos \alpha$, also

$$16. \quad V_1 = V_2 = \mathfrak{B} - P_1 \cos \alpha = \mathfrak{B} + N \cot \alpha.$$

Dies in die Formel 13 eingesetzt, gibt:

$$17. \quad N = -\frac{\frac{1}{\psi} \sin \alpha \cos^2 \alpha}{\frac{1}{f} + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) \sin^3 \alpha + \frac{1}{\psi} \cos^3 \alpha} \mathfrak{B}.$$

Da meist f, φ, φ_1 klein gegen ψ ist, so wird meist N gegen \mathfrak{B} nur klein.

Ist das Gitterwerk der Hauptträger Netzwerk, so ist $\mathfrak{P}_1 = \mathfrak{P}_2$, $\mathfrak{P}_1' = \mathfrak{P}_2'$, $S_1 = S_2$, $S_1' = S_2'$ und sehr nahe $\psi = \psi'$, $v = v'$ und $\mathfrak{P}_1 = -\mathfrak{P}_1'$, $S_1 = -S_1'$, also sehr nahe die Summe der beiden letzten Glieder in Formel 14 = 0; also ist annähernd $-\frac{2N}{f \sin \alpha} = N \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha$, mithin:

$$18. \quad N = 0,$$

also auch $N_1 = 0$ und $P_1 = P_2 = P_1' = P_2' = 0$.

b) Einfluss horizontaler Kräfte. Denkt man sich zunächst die beiden Hauptträger durch Vertikalschnitte abgetrennt, so kann man die Vertikalkomponenten der Spannungen der Querstreben, sowie die in Richtung der Gurte fallenden Komponenten der Spannungen der Windstreben als äussere Kräfte auffassen. Diese Kräfte aber wirken auf beide Träger in gleicher Grösse, aber in entgegengesetzter Richtung, so dass sich die Spannungen der Theile beider Träger nahezu als gleich, aber entgegengesetzt ergeben. Demnach wird sehr nahe

$$19. \quad \frac{P_1 + P_2}{f} = \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha.$$

Ferner wird, wenn wir in den Punkten A und C die Kraft $n'H$ und $n''H$ wirkend annehmen,

$$20. \quad N + P_1 \sin \alpha = n'H, \quad N + P_2 \sin \alpha = -n''H.$$

Sonach wird $P_1 + P_2 = \frac{(n' - n'')H}{\sin \alpha} - \frac{2N}{\sin \alpha}$; dies in die vorige Gleichung eingesetzt, gibt

$$21. \quad N = -\frac{N_1 \frac{\sin^3 \alpha}{\varphi_1} - \frac{(n' - n'')H}{f}}{\frac{2}{f} + \frac{\sin^3 \alpha}{\varphi}};$$

N_1 aber ergibt sich für die Zwischenverstrebenungen durch die statische Behandlung der Windverstrebenung, wobei man sich auf diese den gesammten Horizontaldruck, auf beide Gurte vertheilt, denken muss. Für die Endverstrebenungen kann man bei einer Auflagerung auf Mauerwerk $q_1 = \infty$, also das Glied mit $N_1 = 0$ annehmen. Ist N bestimmt, so wird

$$22. \quad P_1 = + (n' H - N) \operatorname{cosec} \alpha, \quad P_2 = - (n'' H + N) \operatorname{cosec} \alpha,$$

Für $n' = n'' = \frac{1}{2}$ fällt in der Formel 21 das Glied mit H ganz fort.

Besteht die untere Windverstrebenung aus steifen, doppelten Diagonalen, so wird nahezu $N_1 = 0$, also für $n' = n'' = \frac{1}{2}$ auch $N = 0$ und

$$23. \quad P_1 = - \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha, \quad P_2 = - \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha.$$

Etwas genauer ist hier N_1 gleich der halben Differenz der in B und D auf die untere Windverstrebenung wirkenden Kräfte, d. i. wenn man die B und D wirkenden Winddrücke mit $n_1 H$, $n_2 H$ bezeichnet, $N_1 = \frac{1}{2} (H_1 - H_2) - \frac{1}{2} (P_1 + P_2) \sin \alpha$, d. i. unter Berücksichtigung der Gleichungen 20:

$$N_1 = N + \frac{1}{2} (n_1 - n_2 - n' + n'') H.$$

Die Gleichungen 19. und 20. geben jetzt

$$24. \quad N = \frac{\frac{n' - n''}{f} - \frac{n_1 - n_2 - n' + n''}{2\varphi_1} \sin^3 \alpha}{\frac{2}{f} + \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1}\right) \sin^3 \alpha} H.$$

Die Spannungen P_1 und P_2 sind nun durch die Gleichungen 20. bestimmt.

Beispiel. Bei einer Eisenbahnbrücke von 60m Spannweite, 7,5 Trägerhöhe, 3,5m Trägerabstand mit oben liegender Bahn und unten liegender Windverstrebenung aus steifen doppelten Diagonalen haben die Querverbindungen 3,53m Abstand. Nach Formel 2 wird (C nach §. 149 für Nebenbahnen bestimmt) $H = (0,51 + 0,043 \cdot 7,5) \cdot 3,53 + 1,7 = 4,7$ Tonnen, für die Endverstrebenungen $H = (0,51 + 0,043 \cdot 7,5) 1,77 + 1,4 = 2,9$ Tonnen.

1. Parallelträger mit Netzwerk. Da $\operatorname{cosec} \alpha = \frac{\sqrt{7 \cdot 5^2 + 3,5^2}}{3,5} = \frac{8,28}{3,50} = 2,36$ ist, so wird nach Formel 23:

$$P_1 = + \frac{1}{2} 4,7 \cdot 2,36 = + 5,55, \quad P_2 = - 5,55, \quad N = 0, \quad N_1 = 0.$$

Für die Endverstrebenungen wird $P_1 = + 3,42$, $P_2 = - 3,42$.

Da hier für das Einknicken nach §. 150 $l = 0,625 \cdot 8,28 = 5,2^m$ wird, so würde nach der Tabelle Seite 321 jede Querstrebe aus zwei zum T-förmigen Querschnitte vereinigten Winkelisen mit dem Kaliber $\frac{19}{11}$ bestehen können.

2. Parallelträger mit Fachwerk. a) Vertikalkräfte. Setzen wir in Formel 17: $\sin \alpha = 0,423$, $\cos \alpha = 0,906$, $q = 100$ (Querträger), für das Ende des Trägers $q_1 = \infty$, $\psi = 80$, für die Mitte desselben $q_1 = 20$, $\psi = 40$, so ergibt sich:

$$\text{Ende: } N = - \frac{0,00434 f \mathfrak{B}}{1 + 0,0116 f}, \quad \text{Mitte: } N = - \frac{0,00868 f \mathfrak{B}}{1 + 0,0209 f}.$$

Nach Formel 15 wird $P_1 = P_2 = -N \operatorname{cosec} \alpha = -2,36 N$, d. i.

$$\text{Ende: } P_1 = P_2 = \frac{0,01024 f \mathfrak{B}}{1 + 0,0143 f}, \quad \text{Mitte: } P_1 = P_2 = \frac{0,02048 f \mathfrak{B}}{1 + 0,0209 f}$$

Durch die statische Untersuchung der Hauptträger ergibt sich für die Belastung durch beladene Wagen am Ende $\mathfrak{B} = -54$, in der Mitte bei Belastung der halben Öffnung $\mathfrak{B} = -9$, bei totaler Belastung $\mathfrak{B} = 0$. Demnach wird:

$$\text{Ende: } P_1 = P_2 = -\frac{0,5530 f}{1 + 0,0143 f}$$

$$\text{Mitte, partiell bel.: } P_1 = P_2 = -\frac{0,1843 f}{1 + 0,0209 f}, \quad \text{total bel.: } P_1 = P_2 = 0.$$

b) Horizontalkräfte. Da wir die Windverstrebung aus steifen, doppelten Diagonalen vorausgesetzt haben, so wird nahezu $N = N_1 = 0$ und nach Formel 23, wie oben

$$\begin{array}{ll} \text{Ende: } P_1 = + 3,42, & P_2 = - 3,42, \\ \text{Mitte: } P_1 = + 5,55, & P_2 = - 5,55. \end{array}$$

c) Hiernach wird nun, wenn Vertikal- und Horizontalkräfte gleichzeitig wirken

$$\text{Ende: } P_1 = + \frac{3,42 - 0,5041 f}{1 + 0,0143 f}, \quad P_2 = - \frac{3,42 + 0,6019 f}{1 + 0,0143 f}$$

$$\text{Mitte: } \begin{cases} \text{partiell bel.: } P_1 = + \frac{5,55 - 0,0683 f}{1 + 0,0209 f}, & P_2 = - \frac{5,55 + 0,3003 f}{1 + 0,0209 f} \\ \text{total belast.: } P_1 = + 5,55, & P_2 = - 5,55. \end{cases}$$

Hiernach ist der Druck wesentlich überwiegend gegen den Zug. Wir nehmen nun eine zulässige Inanspruchnahme für Zug von $0,70$ Ton. pro $\square \text{cm}$ für die Vertikalbelastung, von $0,78$ Ton. pro $\square \text{cm}$ für die Horizontalbelastung an; diesen Zahlen entsprechen $0,61$ und $0,68$ Ton. pro $\square \text{cm}$ für Druck, wenn man den Querschnitt voll rechnet. Demnach hätten wir zu setzen:

$$\text{Ende: } f = \frac{0,5530 f}{0,61 (1 + 0,0143 f)} + \frac{3,42}{0,68}$$

$$\text{Mitte: } f = \frac{0,1843 f}{0,61 (1 + 0,0209 f)} + \frac{5,55}{0,68}$$

oder

$$\text{Ende: } f^2 + 1,5 f = 353, \quad f = 18,0 \quad P = 14,2;$$

$$\text{Mitte: } f^2 + 33,4 f = 390, \quad f = 9,2 \quad P = 7,0.$$

Für das Ende ist es nicht gut möglich, den Querschnitt $f = 18,0 \square \text{cm}$ beizubehalten, ohne eine zu geringe Knickfestigkeit zu erhalten. Wenn man aber f grösser wählt, so wächst auch P . Wenn man bei einer Zusammensetzung aus vier Winkeleisen die Kaliber $\frac{75}{8}, \frac{75}{10}, \frac{75}{12}$ versucht, so wird für dieselben $F = 45,6 \quad 56,4 \quad 66,8$, nach obiger Formel $-P_2 = 18,8 \quad 20,6 \quad 22,1$, $P_1^2 = P \cdot 5,2^2 = 50,2, 55,8, 60,5$. Nach der Tabelle S. 321 aber wird $P_1^2 = 45,6, 56,4, 66,8$, so dass das Kaliber $\frac{75}{12}$ zu wählen wäre, indess allenfalls auch das Kaliber $\frac{75}{10}$ gewählt werden könnte. Für die Mitte ergibt sich in gleicher Weise, dass zwei Winkeleisen mit dem Kaliber $\frac{100}{10}$ (T-förmig verbunden) genügen; es wird alsdann $f = 38,2, P = 9,5$.

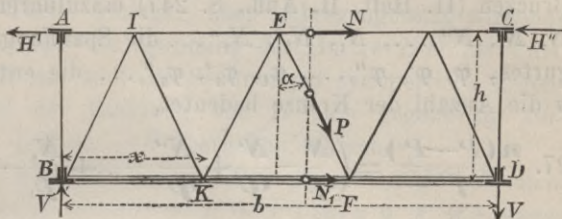
§. 157. Eintheiliges Gitterwerk. Führen wir durch einen beliebigen Gitterstab EF (Fig. 388) einen Schnitt, so ergibt sich als Gleichgewichtsbedingung für den linken Theil, wenn der Stab rechts fallend ist, $P \cos \alpha - V = 0$ und wenn der Stab links fallend ist, $P \cos \alpha +$

$V = 0$, falls P die Spannung des Stabes, α den Neigungswinkel desselben gegen die Vertikale bezeichnet. Es ist also $P = \pm V \sec \alpha$ oder

$$25. \quad P = \pm H \frac{h}{b} \sec \alpha.$$

Ist N die Spannung eines Stückes EJ desjenigen Gurtes, an welchem die Windverstrebung nicht liegt, x der Abstand des gegenüberliegenden Knotenpunktes K von B und sind H' , H'' die auf

Fig. 388.



den linken und rechten Gurt wirkenden Theile der Horizontalkraft H , so ist $Nh + Vx - H'h = 0$. Demnach ist $N = H' - V \frac{x}{h}$ oder

$$26. \quad N = H' - H \frac{x}{b}.$$

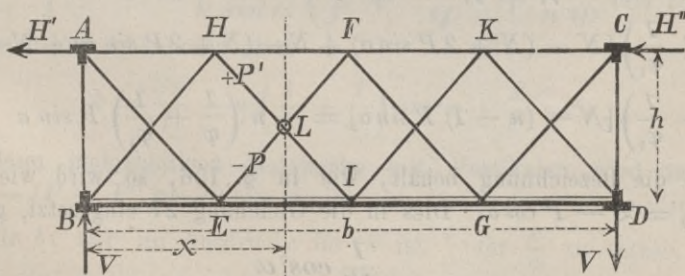
Ist $H' = \frac{1}{2} H$, so ist $N = H \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{b} \right)$; auf der einen Seite ist der Gurt also gezogen, auf der anderen ist er gedrückt; in der Mitte ist seine Spannung Null. Ist $H' = H$, $H'' = 0$, so ist $N = H \left(1 - \frac{x}{b} \right)$; hier nimmt die Gurtspannung (Zug) vom linken nach dem rechten Ende hin von H bis 0 ab; ist $H' = 0$, $H'' = H$, so findet das Umgekehrte statt.

Die von der Horizontalkraft H herrührende Spannung des Gurtes BD , an welcher die Windverstrebung liegt, lässt sich in gleicher Weise bestimmen; nur kommt hier noch die durch die Wirkung des Gurtes als Theil der Windverstrebung entstehende Spannung hinzu.

Einen speziellen Fall des eintheiligen Gitterwerkes bildet die Dreiecksverstrebung (Fig. 305, S. 265).

§. 158. **Zweitheiliges Gitterwerk.** Wir setzen die Anwendung von zweitheiligem Netzwerke mit konstanter Knotenweite voraus (Fig. 389).

Fig. 389.



Hier erfordert das Gleichgewicht der einzelnen Knotenpunkte, an welchen keine äusseren Vertikalkräfte wirken, dass die Spannungen der Gitter-

stäbe desselben eintheiligen Systemes gleich, nur dem Vorzeichen nach entgegengesetzt sind. Wir bezeichnen die Spannungen der rechts fallenden Stäbe für das System $A E F G C$ mit P und für das System $B H I K D$ mit P' .

Statt der Gleichung 13 ist die Gleichung 16 der Theorie der Brücken (II. Heft, II. Aufl., S. 247) einzuführen. Hiernach wird, wenn $N, N', N'', \dots, N_1, N_1', N_1'' \dots$ die Spannungen des Ober- und Untergurtes, $\varphi, \varphi', \varphi'', \dots, \varphi_1, \varphi_1', \varphi_1'', \dots$ die entsprechenden Querschnitte, n die Anzahl der Kreuze bedeutet,

$$27. \frac{n(P-P')}{f} = \left(\frac{N}{\varphi} - \frac{N'}{\varphi'} + \frac{N''}{\varphi''} - \dots + \frac{N_1}{\varphi_1} - \frac{N_1'}{\varphi_1'} + \frac{N_1''}{\varphi_1''} - \dots \right) \sin^2 \alpha + \frac{V_1 \pm V_2}{\psi} \cos^2 \alpha$$

Im letzten Gliede ist $+$ für ein ungerades, $-$ für ein gerades n zu setzen.

1. Einfluss vertikaler Kräfte. Wenn die beiden Träger gleich stark vertikal belastet sind, so fordert die Symmetrie, dass bei gerader Anzahl n der Theile eines Gurtes die rechts und links fallenden Stäbe desselben Systemes eine Spannung in demselben Sinne haben müssen; da nach dem Vorigen die Spannung dieser Theile entgegengesetzten Sinn haben muss, so kann diese Spannung nur Null sein. Ist aber die Spannung der Gitterstäbe Null, so können auch die Gurte keine Spannung erhalten. Eine vertikale Belastung ist hier also ohne Einfluss. Ist n dagegen eine ungerade Zahl, so fordert die Symmetrie, dass $P = P'$ ist; daher wird $P - P' = 2P$. Ferner folgt aus dem Gleichgewichte der einzelnen Knotenpunkte gegen horizontale Verschiebung: $N = N_1 = -P \sin \alpha$, $N' = N_1' = N + 2P \sin \alpha$, $N'' = N_1'' = N$, $N''' = N_1''' = N + 2P \sin \alpha$ u. s. w. Sind die Querschnitte aller oberen und aller unteren Gurtstücke gleich, so wird

$$\begin{aligned} & \frac{N}{\varphi} - \frac{N'}{\varphi'} + \dots + \frac{N_1}{\varphi_1} - \frac{N_1'}{\varphi_1'} + \dots \\ &= \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) [N - (N + 2P \sin \alpha) + N - (N + 2P \sin \alpha) + N - \dots] \\ &= \left(\frac{1}{\varphi} - \frac{1}{\varphi_1} \right) [N - (n-1)P \sin \alpha] = -n \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) P \sin \alpha. \end{aligned}$$

Wenn \mathfrak{B} die Bezeichnung behält, wie in §. 156, so wird wie dort $V_1 = V_2 = \mathfrak{B} - P \cos \alpha$. Dies in die Gleichung 27 eingesetzt, gibt

$$28. P = \frac{\frac{1}{\psi} \cos^2 \alpha}{\frac{n}{f} + \frac{n}{2} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha + \frac{1}{\psi} \cos^2 \alpha} \mathfrak{B}.$$

Hiernach wird P , also auch N , N' etc. um so kleiner, je grösser n ist. Für $n = 1$ erhält man die bereits in §. 156 entwickelten Resultate.

2. Einfluss horizontaler Kräfte. Wir wollen nun zunächst die vereinfachende Annahme machen, dass in jedem der Punkte A und C die Kraft $\frac{1}{2}H$ wirke. Alsdann haben die symmetrisch gegen eine vertikale Symmetrieaxe gelegenen Theile gleiche, aber entgegengesetzt wirkende Spannung, vorausgesetzt, dass die Spannung des Gurtes BD als Theil der Windverstrebung Null ist, weil die Spannungen symmetrisch liegender Theile beim Wechsel der Richtung von H sich gegenseitig vertauschen, aber auch aus $+S$ in $-S$ übergehen müssen.

Es wird $N = N' + 2P' \sin \alpha$, $N'' = N' - 2P \sin \alpha = N - 2(P' + P) \sin \alpha$, $N''' = N'' - 2P' \sin \alpha = N - 2(P' + P + P') \sin \alpha$ u. s. w.; ebenso $N_1' = N_1 + 2P \sin \alpha$, $N_1'' = N_1 + 2(P + P') \sin \alpha$, $N_1''' = N_1 + 2(P + P' + P) \sin \alpha$ u. s. w. Ist nun n eine gerade Zahl, so wird $N - N' + N'' - \dots = nP' \sin \alpha$ und $N_1 - N_1' + N_1'' - \dots = -nP \sin \alpha$. Für einen konstanten Querschnitt des Ober- und Untergurtes geht daher die Formel 27, wenn man darin noch $V_1 = -V_2$ setzt, über in

$$29. \quad \frac{n(P - P')}{f} + n \left(\frac{P}{\varphi_1} - \frac{P'}{\varphi} \right) \sin^3 \alpha = \frac{2V_1}{\psi} \cos^3 \alpha.$$

Für irgend einen Vertikalschnitt ergibt sich noch die Gleichgewichtsbedingung $(P + P') \cos \alpha = V = H \frac{h}{b}$, oder, da $nh \tan \alpha = b$ ist,

$$30. \quad n(P + P') \sin \alpha = H.$$

Der Werth von V_1 hängt hier aber ab von dem Systeme der Hauptträger. Denken wir uns zunächst Warrenträger mit Vertikalen, so ist $V_1 = -P \cos \alpha$ oder $V_1 = +P' \cos \alpha$, je nachdem die Vertikalen a) auf den unteren Knotenpunkten stehen oder b) an den oberen Knotenpunkten hängen. Hiernach wird

$$31. \quad \begin{cases} a) & P = \frac{H}{k \sin \alpha} \left(\frac{1}{f} + \frac{\sin^3 \alpha}{\varphi} \right), \\ b) & P = \frac{H}{k \sin \alpha} \left(\frac{1}{f} + \frac{\sin^3 \alpha}{\varphi} + \frac{2}{n\psi} \cos^3 \alpha \right), \end{cases}$$

wenn man zur Abkürzung setzt

$$k = \frac{2n}{f} + n \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_1} \right) \sin^3 \alpha + \frac{2}{\psi} \cos^3 \alpha.$$

Beim mehrtheiligen Netzwerke mit Vertikalen wird annähernd $V_1 = -(P - P') \cos \alpha$; hier ergibt sich für P derselbe Ausdruck, wie im Falle b ; nur im Ausdrucke für k ist $\frac{4}{\psi}$ für $\frac{2}{\psi}$ zu setzen. Wenn $\varphi = \varphi_1$ und ψ sehr gross ist, so wird in allen Fällen sehr nahe

$$32. \quad P = P' = \frac{1}{n} H \operatorname{cosec} \alpha.$$

Ist das Gitterwerk der Hauptträger Fachwerk, so ist die genaue Berechnung wesentlich schwieriger. Man hat sich hier an jedem oberen Knotenpunkte des Hauptträgers die Vertikalkraft $P \cos \alpha$, an jedem unteren Knotenpunkte die Vertikalkraft $-P' \cos \alpha$ zu denken und unter dieser Belastung die Spannung V_1 der Vertikalen zu bestimmen. Nimmt man die Werthe von P, P' an allen Knotenpunkten konstant an, so ist dies nach der Theorie der Gitterträger leicht. In Wirklichkeit aber ist P, P' für die einzelnen Knotenpunkte verschieden und man erhält dann zur Bestimmung der einzelnen Werthe von P, P' doppelt so viel Gleichungen, als Querverstrebungen vorhanden sind.

Ist n eine ungerade Zahl, so folgt aus der Symmetrie, dass $P = P'$ sein muss. Weniger genau trifft die Gleichheit zu, wenn in A und C nicht gleiche Theile von H wirken. Setzen wir nun aber $P = P'$, so ergibt sich durch das Gleichgewicht für einen Vertikalschnitt $P = P' = \frac{1}{2} V \sec \alpha$ oder, entsprechend der Gleichung 32:

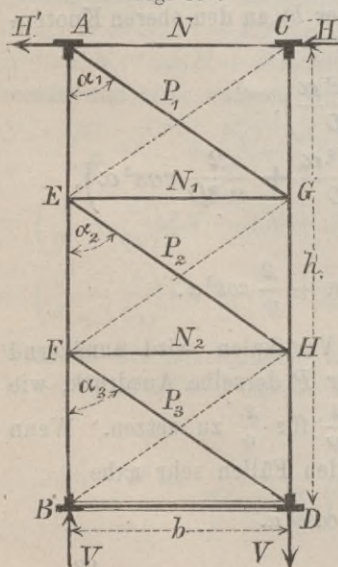
$$33. \quad P = P' = H \frac{h}{2b} \sec \alpha = \frac{1}{n} H \operatorname{cosec} \alpha.$$

Führen wir einen Vertikalschnitt durch die Mitte O eines Gurtstückes, so heben sich die Momente der Spannungen der geschnittenen Gitterstäbe in Beziehung auf den Punkt O auf, wenn man $P = P'$ annimmt, und es ergibt sich in Folge dessen als Spannung N des Obergurtes, entsprechend der Gleichung 26:

$$34. \quad N = H' - H \frac{x}{b},$$

wenn x den Abstand der Mitte des fraglichen Gurtstückes von AB bedeutet. Dies gilt auch für den anderen Gurt; nur kommt hier noch die von der Wirkung dieses Gurtes als Theil der Windverstrebung herrührende Spannung hinzu.

Fig. 390.



§. 159. Uebereinander liegende Andreaskreuze mit schlaffen Diagonalen. Wir setzen hier, entsprechend dem §. 155, wieder voraus, dass nur die gezogenen Diagonalen vorhanden seien (Fig. 390). Vertikalkräfte haben dann auf die Spannungen der Horizontalen und Diagonalen keinen Einfluss. Ist P_1, P_2, P_3, \dots die Spannung der Diagonalen AG, EH u. s. w., N, N_1, N_2, \dots die der Normalen AC, EG u. s. w., $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots$ der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Vertikale, so fordert das Gleichgewicht für Horizontalschnitte,

welche wir durch die einzelnen Diagonalen legen, die Erfüllung der Bedingung $P_1 \sin \alpha_1 = P_2 \sin \alpha_2 = \dots = H$. Demnach ist:

$$35. \quad P_1 = H \operatorname{cosec} \alpha, \quad P_2 = H \operatorname{cosec} \alpha_2, \dots$$

Ferner erfordert das Gleichgewicht der Knotenpunkte E, G, F u. s. w. die Erfüllung der Bedingungen: $P_1 \sin \alpha_1 + N_1 = 0$, $P_2 \sin \alpha_2 + N_2 = 0$ u. s. w. Demnach wird:

$$36. \quad N_1 = N_2 = N_3 = \dots = -H.$$

Die Spannung der oberen und unteren Normalen ist genau wie beim einfachen Andreaskreuz in §. 155 zu bestimmen.

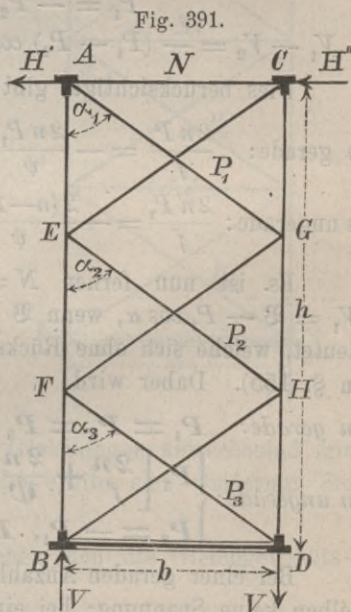
§. 160. Uebereinander liegende Andreaskreuz mit steifen Diagonalen ohne Zwischennormalen.

a) Einfluss von Horizontalkräften. Wir machen wieder die vereinfachende Annahme, dass in jedem der Punkte A und C (Fig. 391) die Horizontalkraft $\frac{1}{2}H$ wirke. Sind P und P' die Spannungen der Streben eines Kreuzes, so muss P in $-P$ und P' in $-P'$ übergehen, wenn die Kräfte $\frac{1}{2}H$ in entgegengesetzter Richtung wirken, indess nur unter der Voraussetzung, dass die Spannung der Normalen BD in Folge der Windverstrebung Null ist. Der symmetrischen Umkehrung halber aber muss jetzt $-P = P'$, $-P' = P$ sein. Unter der gemachten Annahme, dass in jedem der Punkte A und C die Kraft $\frac{1}{2}H$ wirke, sind demnach die Spannungen der Diagonalen ein und desselben Andreaskreuzes gleich, dem Sinne nach aber entgegengesetzt. Bei anderer Vertheilung der Kraft H findet diese Beziehung natürlich nur annähernd statt.

Jetzt ergibt sich leicht als Spannung P_1, P_2, \dots der Diagonalen der einzelnen Kreuzes, indem man das Gleichgewicht für Horizontalschnitte herstellt:

$$37. \quad \begin{cases} P_1 = \pm \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha_1, \\ P_2 = \pm \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha_2, \dots \end{cases}$$

Die Normalen AC und BD haben gar keine Spannung aufzunehmen. Vertheilt sich aber die Horizontalkraft H nicht zu gleichen Theilen auf A und C , so ist nur annähernd $P = -P'$. In diesem Falle haben auch die Normalen AC und BD eine Spannung; die Spannung der oberen Normalen ist annähernd gleich der halben Differenz der auf die Ober-



gurte geübten Drücke oder $= -\frac{1}{2}(H' - H'')$; die Spannung der unteren Normalen ist, wenn hier die aus doppelten, steifen Diagonalen bestehende Windverstrebung liegt, ebenfalls annähernd gleich der halben Differenz der auf die Untergurte geübten Horizontaldrücke.

b) Einfluss von Vertikalkräften. Unter der Voraussetzung, dass auf beide Gurte gleiche Vertikaldrücke wirken, geht die Elastizitätsgleichung 16 der „Theorie der Brücken“ (II. Heft, II. Aufl., Seite 247), wenn alle Diagonalen gleiche Neigung haben, über in:

$$38. \quad 2 \frac{P_1 - P_2 + P_3 - \dots}{f} = 2 \frac{V_1 - V_2 + V_3 - \dots}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N}{\varphi} \pm \frac{N_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha,$$

wenn V_1, V_2, \dots die Spannungen der einzelnen Theile der Vertikalen, N, N_n die der Normalen, f den Querschnitt der Diagonalen, ψ den der Vertikalen, φ, φ_n den der Normalen bedeuten. Im letzten Gliede ist das Zeichen $+$ oder $-$ zu wählen, je nachdem die Anzahl n der Andreaskreuze eine ungerade oder gerade Zahl ist.

Das Gleichgewicht der Knotenpunkte einer Vertikalen erfordert unter der Annahme gelenkartiger Verbindungen die Erfüllung der Bedingungen

$$P_1 = -P_2 = P_3 = -P_4 = \dots$$

$$V_1 - V_2 = -(P_1 - P_2) \cos \alpha, \quad V_3 - V_4 = -(P_3 - P_4) \cos \alpha \dots$$

Dies berücksichtigt, gibt Gleichung 38:

$$n \text{ gerade:} \quad \frac{2n P_1}{f} = -\frac{2n P_1}{\psi} \cos^3 \alpha + \left(\frac{N}{\varphi} - \frac{N_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha;$$

$$n \text{ ungerade:} \quad \frac{2n P_1}{f} = -\frac{2(n-1) P_1}{\psi} \cos^3 \alpha + \frac{2V_1}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha.$$

Es ist nun ferner $N = -P_1 \sin \alpha$, $N_n = -P_n \sin \alpha$ und $V_1 = \mathfrak{B} - P_1 \cos \alpha$, wenn \mathfrak{B} diejenige Spannung in den Vertikalen bedeutet, welche sich ohne Rücksicht auf die Querverbindungen ergibt (wie in §. 155). Daher wird

$$39. \quad \begin{cases} n \text{ gerade:} & P_1 = P_2 = P_3 = \dots = 0, \quad N = 0, \quad N_n = 0. \\ n \text{ ungerade:} & \begin{cases} P_1 \left[\frac{2n}{f} + \frac{2n}{\psi} \cos^3 \alpha + \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_n} \right) \sin^3 \alpha \right] = \frac{2\mathfrak{B}}{\psi} \cos^2 \alpha, \\ P_2 = -P_1, \quad P_3 = +P_1, \dots, \quad N = N_n = -P_1 \sin \alpha. \end{cases} \end{cases}$$

Bei einer geraden Anzahl von Andreaskreuzen entsteht also in denselben keine Spannung; bei einer ungeraden Anzahl dagegen entsteht in den Streben der einzelnen Kreuze abwechselnd ein Druck und Zug.

Hierbei haben wir vorausgesetzt, dass wirkliche Vertikalen vorhanden sind. Ist aber das Gitterwerk der Hauptträger Netzwerk, so ist für $\frac{V_1}{E\psi}, \frac{V_2}{E\psi}, \dots$ die relative Aenderung der vertikalen Maschendiagonalen zu setzen. Bei gleichem Querschnitte der Zug- und Druckstäbe

ergibt sich dieselbe nahezu Null. Es ergibt sich leicht, dass alsdann auch die Spannungen in den Andreaskreuzen Null werden.

§. 161. Uebereinander liegende Andreaskreuze mit steifen Diagonalen und mit Zwischennormalen. Obwohl bei Weglassung der Zwischennormalen die Streben in Folge der Vertikalbelastung keine oder eine nur geringe Spannungen aufzunehmen haben, so werden dafür die Vertikalen stark seitlich ausgebogen, so dass es wohl ratsamer erscheint, Zwischennormalen anzuordnen (Fig. 392).

a) Einfluss von Horizontalkräften. Das im vorigen Paragraphen Gesagte wird durch das Vorhandensein der Zwischennormalen nicht geändert; die Spannung derselben ergibt sich gleich Null. Dies ist indess nur annähernd richtig, wenn sich der Horizontaldruck nicht gleichmässig auf beide Obergurte vertheilt

b) Einfluss von Vertikalkräften. Die Bestimmung desselben ist wesentlich umständlicher als im vorigen Falle. Für die einzelnen Andreaskreuze ergeben sich die Gleichungen:

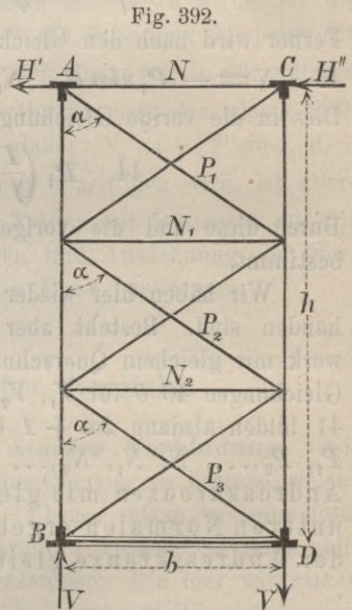
$$40. \begin{cases} 2 \frac{P_1}{f} = 2 \frac{V_1}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha, \\ 2 \frac{P_2}{f} = 2 \frac{V_2}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N_1}{\varphi_1} + \frac{N_2}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha, \\ \dots \dots \dots \\ 2 \frac{P_n}{f} = 2 \frac{V_n}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N_{n-1}}{\varphi_1} + \frac{N_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha, \end{cases}$$

wenn N_1, N_2, \dots die Spannung der einzelnen Zwischennormalen, φ_1 deren Querschnitt bezeichnet. Multipliziert man diese Gleichungen abwechselnd mit $+1$ und -1 und addirt sie sodann, so ergibt sich wiederum die Gleichung 38.

Für die einzelnen Knotenpunkte ergeben sich die Gleichgewichtsbedingungen:

$$41. \begin{cases} N + P_1 \sin \alpha = 0, & N_1 + (P_1 + P_2) \sin \alpha = 0, \dots & N_n + P_n \sin \alpha = 0, \\ V_1 + P_1 \cos \alpha = \mathfrak{B}, & V_1 - V_2 + (P_1 - P_2) \cos \alpha = 0, \dots & V_n + P_n \cos \alpha = \mathfrak{B}. \end{cases}$$

Wir haben somit zusammen $3n + 2$ Gleichungen mit den $3n + 2$ Unbekannten $P_1, P_2, \dots, V_1, V_2, \dots, N, N_1, \dots$. Die Gleichung 38 lässt sich auf die folgende Form bringen:



$$42. \begin{cases} n \text{ gerade:} \\ 2(P_1 - P_2 + P_3 - \dots - P_n) \left(\frac{1}{f} + \frac{\cos^3 \alpha}{\psi} \right) + \left(\frac{P_1}{\varphi} - \frac{P_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha = 0, \\ n \text{ ungerade:} \\ 2(P_1 - P_2 + P_3 - \dots + P_n) \left(\frac{1}{f} + \frac{\cos^3 \alpha}{\psi} \right) + \left(\frac{P_1}{\varphi} + \frac{P_n}{\varphi_n} \right) \sin^2 \alpha = \frac{\mathfrak{B}}{\psi} \cos^3 \alpha. \end{cases}$$

Wir wollen speziell nur den Fall von zwei übereinander liegenden Andreaskreuzen behandeln. Die erste der Gleichungen 42 gibt hier unter der speziellen Voraussetzung, dass $\varphi_2 = \varphi$ ist, $P_1 - P_2 = 0$ oder $P_1 = P_2$. Alsdann wird auch $V_1 = V_2$, $N = N_2$. Die erste oder letzte der Gleichungen 40 gibt:

$$2 \frac{P}{f} = 2 \frac{V_1}{\psi} \cos^2 \alpha + \left(\frac{N}{\varphi} + \frac{N_1}{\varphi_1} \right) \sin^2 \alpha.$$

Ferner wird nach den Gleichungen 41:

$$43. N = -P_1 \sin \alpha, \quad N_1 = -2 P_1 \sin \alpha, \quad V_1 = \mathfrak{B} - P_1 \cos \alpha.$$

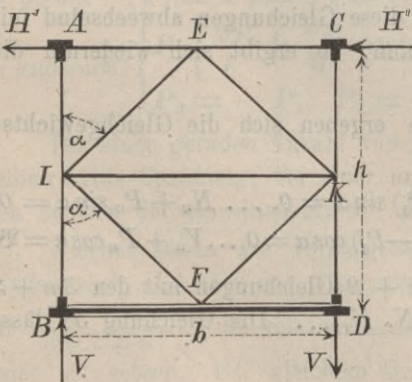
Dies in die vorige Gleichung gesetzt, gibt:

$$44. P_1 \left(\frac{1}{f} + \frac{\cos^2 \alpha}{\psi} \right) = \frac{\mathfrak{B} \cos^2 \alpha}{\psi}.$$

Durch diese und die vorigen Gleichungen aber sind alle Unbekannten bestimmt.

Wir haben hier wieder vorausgesetzt, dass wirkliche Vertikalen vorhanden sind. Besteht aber das Gitterwerk der Hauptträger aus Netzwerk mit gleichem Querschnitte der Zug- und Druckstäbe, so ist in den Gleichungen 40 0 für V_1, V_2, \dots zu setzen. Diese und die Gleichungen 41 bilden alsdann $2n + 1$ Gleichungen mit den $2n + 1$ Unbekannten $P_1, P_2, \dots, N, N_1, N_2, \dots$. Unter der Voraussetzung von zwei Andreaskreuzen mit gleichem Querschnitte der oberen und unteren Normalen ergeben sich die Spannungen aller Theile der Andreaskreuze gleich Null.

Fig. 393.



§. 162. Rhombenverstre-

bung. Setzen wir voraus, dass die Knotenpunkte E, F, I, K (Fig. 393) gelenkartig konstruirt sind, so erfordert das Gleichgewicht der Knotenpunkte E und F , dass die Streben EK und EI , sowie FI und FK gleiche, aber entgegengesetzte Spannung haben. Bei gleicher Neigung der Streben ergibt sich durch das Gleichgewicht für einen Horizontalschnitt der

absolute Werth der Spannungen aller vier Streben gleich gross, nämlich:

$$45. \quad P = \pm \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha.$$

Die Spannung der Theile AE und CE der oberen Normalen ist $+H'$ und $-H''$, die Spannung der mittleren Normalen IK aber gleich Null.

Vertikalkräfte haben auf die Spannung in den Streben und Normalen keinen Einfluss.

Ist AC dagegen ein steif konstruirter Querträger, so bleibt das Gesagte hinsichtlich des Einflusses der Horizontalkräfte noch richtig, wenn man annimmt, dass in jedem der Punkte A und C die Kraft $\frac{1}{2}H$ wirke. Indess der Einfluss der Vertikalkräfte ist jetzt nicht mehr Null, indem ein Theil der Belastung in E auf die Streben übertragen wird. Ist die hier übertragene Vertikalkraft $=G$, so ist die Spannung in jeder der Streben EI und $IK: P = -\frac{1}{2}G \operatorname{sec} \alpha$. Die Spannung in den unteren Streben ist, den Knotenpunkt F als gelenkartig vorausgesetzt, gleich Null. Die Spannung in der Normalen IK wird daher $N_1 = -P \sin \alpha$, d. i. $N_1 = +\frac{1}{2}G \tan \alpha$. Die Last G , welche in E übertragen wird, ist allerdings nach der Theorie der kontinuierlichen Träger mit Rücksicht auf die durch die Zusammendrückung der Streben und Ausdehnung der Normalen entstehende Senkung der Mittelstütze E zu bestimmen.

B. Querverstrebungen über der Bahn.

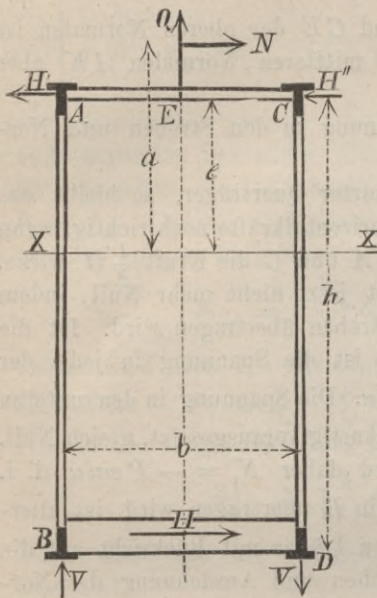
§. 163. **Voller Querriegel mit starrer Verbindung.** Wir setzen voraus, dass die obere Verbindung aus Querriegeln bestehe, welche mit den Vertikalen fest verbunden sind. Ebenso setzen wir eine feste Verbindung der Vertikalen mit den Querträgern voraus, so dass vollständig geschlossene Rahmen (Fig. 394) entstehen. Die hier wirksamen Kräfte lassen sich in verschiedener Weise bestimmen. Wir können die allgemeinen Regeln für geschlossene oder ringförmige Stäbe anwenden. Wir können ferner die bereits in §. 95 angewendete Theorie der schief eingespannten Stäbe benutzen. Wir wollen indess hier Gebrauch von dem als bekannt vorausgesetzten Prinzipie der kleinsten Deformationsarbeit machen.

Sind für einen schief eingespannten zwischen den Enden unbelasteten Stab mit konstantem Querschnitte mit der Fläche F und dem Trägheitsmomente I von der Länge l die Momente an den Enden M_1 und M_2 , die Axialkraft P , so ist die Deformationsarbeit

$$\frac{1}{6} (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) \frac{l}{EI} + \frac{P^2 l}{2EF}.$$

Wir führen in der Mitte E von AC einen Schnitt; in diesem Querschnitte wirke auf den linken Theil die Horizontalkraft N im Abstände a von einer horizontalen Axe XX , die von AC den Abstand c hat und die Vertikalkraft Q ; das Moment Na für XX sei $= M_0$. Nehmen wir ferner an, dass in A und C die Theile H, H'' der Horizontalkraft H wirken, so ergeben sich die in A, B, D, C wirkenden Momente bezüglich zu

Fig. 394.



in A : $M_1 = M_0 - Nc - \frac{1}{2} Qb$,
 in B : $M_2 = M_0 - Nc$
 $+ Nh - \frac{1}{2} Qb - H'h$,
 in D : $M_3 = M_0 - Nc$
 $+ Nh + \frac{1}{2} Qb + H''h$.
 in C : $M_4 = M_0 - Nc + \frac{1}{2} Qb$.

Die Axialkräfte sind für die Seiten AB, BD, DC, AC , bezüglich $P_1 = +Q, P_2 = -N, P_3 = -Q, P_4 = +N$. Wir bezeichnen die Querschnittsflächen des Riegels, der Vertikalen und des Querträgers bezüglich mit $\varphi, \varphi_1, \varphi_2$,

die Trägheitsmomente dieser Querschnitte mit I, I_1, I_2 . Die gesammte Deformationsarbeit A ist nun nach dem Obigen:

$$46. \quad A = \frac{1}{6E} \left[\frac{h}{I_1} (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) + \frac{b}{I_2} (M_2^2 + M_2 M_3 + M_3^2) \right. \\
 + \frac{h}{I_1} (M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) + \frac{b}{I} (M_4^2 + M_4 M_1 + M_1^2) \left. \right] \\
 + \frac{1}{2E} \left[\frac{h P_1^2}{\varphi_1} + \frac{b P_2^2}{\varphi_2} + \frac{h P_3^2}{\varphi_1} + \frac{b P_4^2}{\varphi} \right].$$

Wenn man nun A nach den Unbekannten M_0, N, Q differenziert, dabei berücksichtigt, dass

$$\frac{dM_1}{dM_0} = \frac{dM_2}{dM_0} = \frac{dM_3}{dM_0} = \frac{dM_4}{dM_0} = 1, \\
 \frac{dM_1}{dN} = \frac{dM_4}{dN} = -c, \quad \frac{dM_2}{dN} = \frac{dM_3}{dN} = h - c, \\
 \frac{dM_1}{dQ} = \frac{dM_2}{dQ} = -\frac{b}{2}, \quad \frac{dM_3}{dQ} = \frac{dM_4}{dQ} = +\frac{b}{2}, \\
 \frac{dP_1}{dM_0} = \frac{dP_2}{dM_0} = \frac{dP_3}{dM_0} = \frac{dP_4}{dM_0} = 0, \\
 \frac{dP_1}{dN} = 0, \quad \frac{dP_2}{dN} = -1, \quad \frac{dP_3}{dN} = 0, \quad \frac{dP_4}{dN} = +1, \\
 \frac{dP_1}{dQ} = +1, \quad \frac{dP_2}{dQ} = 0, \quad \frac{dP_3}{dQ} = -1, \quad \frac{dP_4}{dQ} = 0$$

st und sodann die Differenzialquotienten Null setzt, so erhält man die drei Gleichungen:

$$47. \left\{ \begin{aligned} & (M_1 + M_4) \frac{b}{I} + (M_1 + M_2 + M_3 + M_4) \frac{h}{I_1} + (M_2 + M_3) \frac{b}{I_2} = 0, \\ & (M_1 + 2M_2 + 2M_3 + M_4) \frac{h}{I_1} + 3(M_2 + M_3) \frac{b}{I_2} \\ & \quad - 3 \frac{c}{h} \left[(M_1 + M_4) \frac{b}{I} + (M_1 + M_2 + M_3 + M_4) \frac{h}{I_1} \right. \\ & \quad \left. + (M_3 + M_3) \frac{b}{I_2} \right] + 12N \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{1}{\varphi_2} \right) \frac{b}{h} = 0, \\ & (M_1 - M_4) \frac{b}{I} + 3(M_1 + M_2 - M_3 - M_4) \frac{h}{I_1} \\ & \quad + (M_2 - M_3) \frac{b}{I_2} - \frac{24Qh}{\varphi_1 b} = 0. \end{aligned} \right.$$

In Folge der ersten Gleichung verschwindet in der zweiten das Glied mit e . Setzt man nun die Ausdrücke für M_1 , M_2 , M_3 , M_4 ein, so kommt in der ersten Gleichung das Glied mit N , in der zweiten das Glied mit M_0 in Wegfall, wenn man

$$48. \quad e = h \frac{\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2}}{\frac{b}{I} + \frac{2h}{I_1} + \frac{b}{I_2}}$$

annimmt. Die Einsetzung gibt alsdann

$$49. \left\{ \begin{aligned} & 2M_0 = (H' - H'') e, \\ & 2N \left[h \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{3b}{I_2} + \frac{6b}{\varphi h^2} + \frac{6b}{\varphi_2 h^2} \right) - 3c \left(\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) \right] \\ & \quad = (H' - H'') \left[h \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{3b}{I_2} \right) - 3c \left(\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) \right], \\ & Qb \left(\frac{b}{I} + \frac{6h}{I_1} + \frac{b}{I_2} + \frac{24h}{\varphi_1 b^2} \right) = - (H' + H'') h \left(\frac{3h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right). \end{aligned} \right.$$

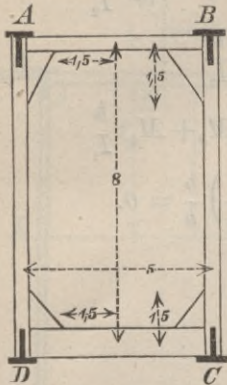
Durch diese Gleichungen ist M_0 , N und Q bestimmt. Setzt man $H' = H'' = \frac{1}{2} H$, so gibt die erste und zweite Gleichung $M_0 = 0$, $N = 0$ und die dritte, wenn man das Glied mit φ vernachlässigt

$$50. \quad Q = -H \frac{h}{b} \frac{\frac{3h}{I_1} + \frac{b}{I_2}}{\frac{b}{I} + \frac{6h}{I_1} + \frac{b}{I_2}}.$$

Die in A und C auf den Riegel wirkenden Momente werden alsdann $+\frac{1}{2} Qb$ und $-\frac{1}{2} Qb$.

Beispiel. Geschlossene eingleisige Eisenbahnbrücke von 68^m Spannweite mit Parallel-Gitterträgern mit zweitheiligem Fachwerke, 8^m Trägerhöhe, 5^m Trägerabstand. Es seien oben und unten Windverstreungen und nur Endquerverstreungen angeordnet; letztere sind zu konstruieren. Das Eigengewicht ist $1,2^t$ pro Met., die zufällige Last $2,2^t$ pro Met., so dass die vertikalen Endpfosten einen Druck von bezüglich $\frac{1}{2} 1,2 \cdot 68 = 41$ und $\frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 68 = 75^t$ aufzunehmen haben.

Fig. 395.



Die Windfläche für den Obergurt sei $1,7 \square^m$ pro 1. Met., der Maximalwinddruck bei belasteter und unbelasteter Brücke $0,15$ und $0,20^t$ pro \square Met. Auf jede Endquerverstrebung überträgt sich also ein Winddruck von bezüglich $\frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 68 \cdot 0,15 = 8,7^t$ und $\frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 68 \cdot 0,20 = 11,6^t$. Die obere Windverstrebung bestehe aus steifen Normalen und schlaffen Diagonalen, so dass sich der Winddruck bei von rechts kommendem Winde nur auf den Punkt B überträgt.

I. Vorläufige Berechnung. Wir setzen zunächst annähernd $e = \frac{1}{2} h = 4^m$ und $Q = \frac{1}{2} \frac{h}{b} H$,

$M_0 = -\frac{1}{4} H h$, $N = -\frac{1}{2} H$, d. i. bei unbelasteter Brücke $Q = \frac{8 \cdot 11,6}{2 \cdot 5} = 9,3$,

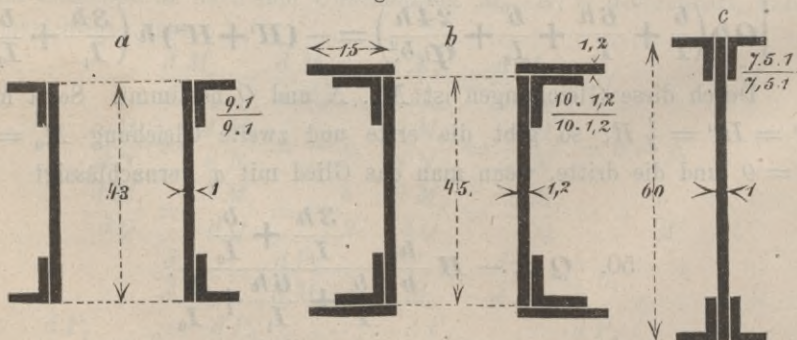
$M_0 = -\frac{11,6 \cdot 8}{4} = -23,2$, $N = \frac{1}{2} 11,6 = 5,8$. Hiernach wird das grösste Moment für den Riegel $M = 9,3 \cdot 1,5 = 14,0^tm$, für den Pfosten bei A: $M = 9,3 \cdot 2,5 - 5,8 \cdot 1,5 = 14,6^tm$, bei B: $M = 9,3 \cdot 2,5 - 5,8 \cdot 6,5 = -14,5^tm$ (bei belasteter Brücke bezüglich $\pm 10,9^tm$). Die vom Winddrucke herrührenden Axialkräfte werden im Riegel $-5,8^t$, in den Vertikalen $\mp 9,3^t$ (bei belasteter Brücke $7,0^t$).

a) Riegel. Wir wollen nach §. 150 (Formel 14) eine Inanspruchnahme von $1,00^t$ pro \square^cm für Zug oder von $0,85^t$ pro \square^cm für Druck zulassen. Es wird nun

$$K = \frac{5,8}{F} + \frac{1400}{W}$$

Durch Probiren mit verschiedenen Profilen ergibt sich das in Fig. 396 a dargestellte Profil. Für dasselbe ist ohne Abzug der Nieten $F = 154$, $I = 38012$, $W = \frac{38012}{21,5} = 1768$, also $K = \frac{5,8}{154} + \frac{1400}{1768} = 0,04 + 0,79 = 0,83$, also in der That nahezu $K = 0,85$.

Fig. 396.



b) Vertikalen. Wir wählen, entsprechend dem §. 150 und 151 als zulässige Inanspruchnahme für Druck durch das Eigengewicht $1,20$, durch die zufällige

Belastung 0,50 und durch den Winddruck bei 150 Klgr. 0,65, bei 200 Klgr. 0,85^t pro \square cm. Demnach ist für die volle Fläche zu setzen:

$$\text{Winddr. 150 Klgr.: } 1 = \frac{41}{1,20 F} + \frac{2,75}{3,0,50 F} + \frac{7,0}{0,65 F} + \frac{1095}{0,65 W} = \frac{145}{F} + \frac{1685}{W},$$

$$\text{Winddr. 200 Klgr.: } 1 = \frac{41}{1,20 F} + \frac{9,3}{0,85 F} + \frac{1460}{0,85 W} = \frac{45}{F} + \frac{1718}{W}.$$

Durch Probiren hat sich der in Fig. 396 b dargestellte Querschnitt ergeben. Für denselben ist $F = 270$, $I = 92016$, $W = \frac{92016}{22,5} = 4090$, daher $\frac{145}{F} + \frac{1685}{W} = 0,95$, also sehr nahe $= 1$, $\frac{45}{F} + \frac{1718}{W} = 0,59$, so dass nur die Brücke im belasteten Zustande in Betracht kommt.

c) Querträger. Für die Querträger ist der Querschnitt Fig. 396 c gewählt; für denselben ist $F = 116$, $I = 61400$, $W = \frac{61400}{30} = 2048$.

II. Genauere Berechnung. Wenn wir nun $I = 38000$, $I_1 = 92000$, $I_2 = 61440$, $q = 154$, $q_1 = 270$, $q_2 = 116$ setzen, so ergibt sich genauer nach den Formeln 48 und 49:

$$Q = \frac{11,6 \cdot 8 \cdot \left(\frac{3,8}{92000} + \frac{5}{61400} \right)}{5 \left(\frac{5}{38000} + \frac{6,8}{92000} + \frac{5}{61400} + \frac{12,8}{270 \cdot 500^2} \right)} = \frac{92,8(261 + 81)}{5(134 + 522 + 81 + 1)} = 8,6,$$

$$e = \frac{8 \left(\frac{8}{92000} + \frac{5}{61400} \right)}{\frac{8}{38000} + \frac{2,8}{92000} + \frac{5}{62400}} = \frac{8(87 + 81)}{134 + 174 + 81} = 3,46,$$

$$M_0 = -\frac{11,6 \cdot 3,46}{2} = -20,07.$$

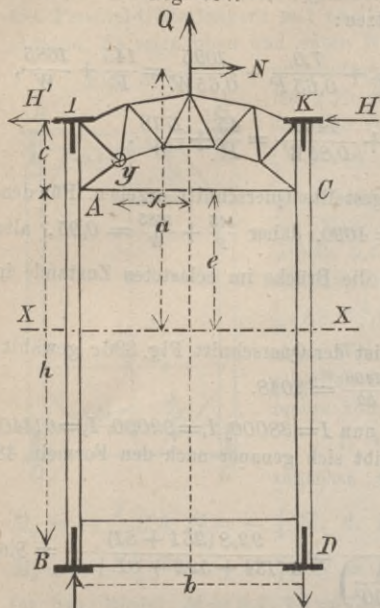
$$N = -11,6 \frac{8 \left(\frac{2,8}{92000} + \frac{3,5}{61440} \right) - 3,3,46 \left(\frac{8}{92000} + \frac{5}{61400} \right)}{2 \left[8 \left(\frac{2,8}{92000} + \frac{3,5}{61440} + \frac{3,5}{154 \cdot 800^2} + \frac{3,5}{116 \cdot 800^2} \right) - 3,3,46 \left(\frac{8}{92000} + \frac{5}{61400} \right) \right]}$$

$$= -\frac{11,6}{2} \frac{8(174 + 243) - 10,38(87 + 81)}{8(174 + 243) - 10,38(87 + 81)} = -5,8_2$$

Hiernach ist die Abweichung von den obigen Näherungswerthen nicht sehr wesentlich. Eine noch genauere Berechnung der Querschnitte würde nun wieder in obiger Weise zu erfolgen haben.

§. 164. **Gegliedertter Querriegel.** Gegen die vorige Anordnung sind in dem Ausdrucke für die Deformationsarbeit A die folgenden beiden Aenderungen einzuführen: 1. Ist für die linke Vertikale das Moment in A und B bezüglich M_1 und M_2 und sind die Längen IA und AB bezüglich c und h , so ist nach obigem Ausdrucke die Deformationsarbeit für die Vertikale IB , wenn man von der Axialkraft absieht, $= (0 + 0 + M_1^2) \frac{c}{6EI_1} + (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) \frac{h}{6EI_1}$, weil das Moment in $I = 0$ ist; ebenso wird die Deformationsarbeit für die

Fig. 397.



Vertikale $KD = M_1^2 \frac{c}{6EI_1} + (M_2^2 + M_3M_4 + M_4^2) \frac{h}{6EI_1}$. 2. Ferner wird die Deformationsarbeit für den Riegel, wenn für einen Stab S die Spannung, λ die Länge, f die Querschnittsfläche bedeutet, $= \Sigma \frac{S^2\lambda}{2Ef}$; ist M das Moment für den konjugirten Punkt, η der Abstand des Stabes von demselben, so wird $S = \frac{M}{\eta}$, also die Arbeit $\frac{1}{2E} \Sigma \frac{M^2\lambda}{f\eta^2}$. Sind x, y die Abstände des konjugirten Punktes von der Symmetrieaxe und der Axe AC , so wird $M = M_0 - N(e + y) - Qx$. Sonach wird die gesammte Deformationsarbeit

$$A = \frac{1}{6E} \left[\frac{c}{I_1} (M_1^2 + M_4^2) + \frac{h}{I_1} (M_1^2 + M_1M_2 + M_2^2 + M_3^2 + M_3M_4 + M_4^2) + \frac{b}{I_2} (M_2^2 + M_2M_3 + M_3^2) \right] + \frac{1}{2E} \Sigma \frac{(M_0 - Ne - Ny - Qx)^2 \lambda}{f\eta^2}$$

Die Ausdrücke für M_1, M_2, M_3, M_4 sind dieselben, wie im vorigen Paragrafe; nur kommt noch in den Ausdrücken für M_1, M_2 das Glied $-H'c$, in denen für M_3, M_4 das Glied $+H''c$ hinzu. Die Differenzialquotienten ändern sich gar nicht. Differenziert man zunächst noch M_0 und setzt den Differenzialquotienten $= 0$, wobei zu beachten ist, dass der Symmetrie halber $\Sigma \frac{\lambda x}{f\eta^2} = 0$ wird, so verschwinden die Glieder mit N , wenn man

$$52. \quad e = \frac{3h \left(\frac{h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) - 3 \Sigma \frac{\lambda y}{f\eta^2}}{\frac{2c}{I_1} + \frac{6h}{I_2} + \frac{3b}{I_2} + 3 \Sigma \frac{\lambda}{f\eta^2}}$$

setzt; alsdann wird

$$53. \quad M_0 = \frac{3(H' - H'') \left(\frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{I_1} + \frac{3b(c+h)}{I_1} \right)}{\frac{4(c+3h)}{I_2} + \frac{6b}{I_2} + 6 \Sigma \frac{\lambda}{f\eta^2}}$$

Differenziert man nun noch N und setzt den Differenzialquotienten gleich Null, so verschwindet in der erhaltenen Gleichung in Folge des

eben für e aufgestellten Werthes das Glied mit dem Faktor $M_0 - Ne$ und es ergibt sich

$$54. \quad N = \frac{(H' - H'') \left[h \left\{ \frac{h(3c + 2h)}{I_1} + \frac{3b(c+h)}{I_2} \right\} - e \left\{ \frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{I_1} + \frac{3b(c+h)}{I_2} \right\} \right]}{2 \left[2h^2 \left(\frac{h}{I_1} + \frac{3b}{I_2} \right) + 3 \Sigma \frac{\lambda y^2}{f \eta^2} - 3e \left\{ h \left(\frac{h}{I_1} + \frac{2b}{I_2} \right) - \Sigma \frac{\lambda y}{f \eta^2} \right\} \right]}$$

Endlich erhält man, wenn man den Differenzialquotienten nach Q gleich Null setzt,

$$55. \quad Q = \frac{(H' + H'') b \left[\frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{I_1} + \frac{b(c+h)}{I_2} \right]}{b^2 \left\{ \frac{2(c+3h)}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right\} + 12 \Sigma \frac{x^2 \lambda}{f \eta^2}}$$

Es ist leicht, die Formeln des vorigen Paragraphes aus den jetzigen abzuleiten, indem man $y = 0$, $f \eta^2$ konstant $= 2I$, $2dx$ für λ und f für Σ setzt.

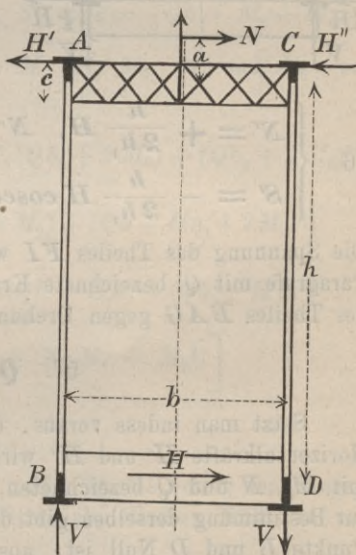
Hat der Riegel zwei parallele, horizontale Gurte, wie in Fig. 398, so wird hinsichtlich der Gitterstäbe die Summe Σ mit λ , λy und $\lambda y^2 = \text{Null}$ und $\Sigma \frac{\lambda x^2}{f y^2} = \Sigma \frac{c}{f} \sec^3 \alpha$, weil $\eta = c \sec \alpha$, $x = y \sec \alpha$ wird. Vernachlässigt man die Gitterstäbe, so ist in den vorigen Formeln $\frac{3b}{I}$ für $3 \Sigma \frac{\lambda}{f y^2}$, $\frac{3bc}{2I}$ für $3 \Sigma \frac{\lambda y}{f \eta^2}$ und $\frac{b^3}{I}$ für $12 \Sigma \frac{x^2 \lambda}{f \eta^2}$ zu setzen.

Hat der Riegel zweitheiliges Gitterwerk (Fig. 398), so würde man behufs genauer Untersuchung noch eine Unbekannte, etwa die Spannung eines Stabes, hinzurechnen müssen. Näherungsergebnisse wird man erhalten, wenn man eine Zerlegung in zwei Systeme vornimmt, die Summen Σ für beide Systeme bestimmt und die arithmetischen Mittel aus beiden in die Formeln 52 bis 55 einführt.

Die Formeln des vorigen Paragraphes werden im vorliegenden Falle als Näherungsregeln gelten können.

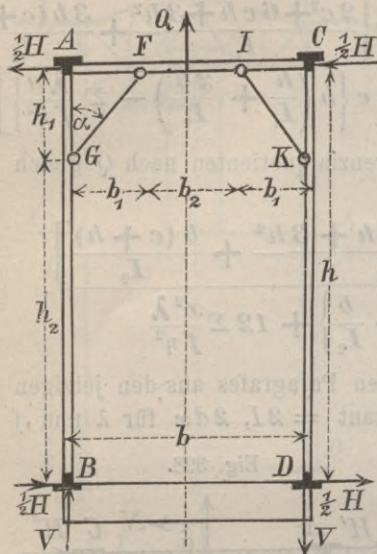
§. 165. **Voller Querriegel mit Streben.** Wir bezeichnen die Spannung der Streben FG , KI (Fig. 399) mit S' , S'' , die des Riegels

Eig. 398.



in AF , IC mit N' , N'' , die Höhen AG , GB mit h_1 , h_2 , die Breiten AF , FI mit b_1 , b_2 , die Länge FG mit d , den Neigungswinkel einer Strebe gegen die Vertikale mit α , den Querschnitt der Streben mit f . Im Uebrigen behalten wir die im vorigen Paragrafe angewendeten Bezeichnungen bei; wir unterscheiden die folgenden beiden Fälle:

Fig 399.



1. Die Vertikalen sind mit dem Querträger gelenkartig verbunden. Wir nehmen ausserdem eine gelenkartige Verbindung der Riegel mit den Vertikalen in A und C und setzen eine gelenkartige Verbindung der Streben mit den steif konstruirten Vertikalen und Riegeln voraus. Das Gleichgewicht der beiden Vertikalen gegen Drehung um die Punkte G , K und A , C gibt ohne Weiteres, wenn wir in A , C sowie B , D die Horizontalkraft $\frac{1}{2}H$ annehmen.

$$56. \quad \begin{cases} N' = + \frac{h}{2h_1} H, & N'' = - \frac{h}{2h_1} H, \\ S' = - \frac{h}{2h_1} H \operatorname{cosec} \alpha, & S'' = + \frac{h}{2h_1} H \operatorname{cosec} \alpha. \end{cases}$$

Die Spannung des Theiles FI wird $N' + S' \sin \alpha = 0$. Die im vorigen Paragrafe mit Q bezeichnete Kraft ergibt sich durch das Gleichgewicht des Theiles BAG gegen Drehung um B zu

$$57. \quad Q = - \frac{h}{b} H.$$

Setzt man indess voraus, dass auf die Punkte A , C verschiedene Horizontalkräfte H' und H'' wirken, so sind die im vorigen Paragrafe mit M_0 , N und Q bezeichneten Grössen anzunehmen. Zwei Gleichungen zur Bestimmung derselben gibt die Bedingung, dass das Moment für die Punkte B und D Null ist; aus derselben ergibt sich $Qb = Hh$. Die dritte Gleichung ist eine Elastizitätsgleichung. In der im nächsten Paragrafe zu zeigenden Weise ergibt sich hier, dass man annähernd ausser der Kraft Q eine in der Axe des Riegels wirkende Axialkraft annehmen kann, welche $= \frac{1}{2}(H' - H'')$ ist.

2. Starre Verbindung der einzelnen Theile. Wir wollen hier nur den Fall behandeln, dass $H' = H'' = \frac{1}{2}H$ ist, so dass

beide Hälften in entgegengesetztem Sinne, aber numerisch gleich beansprucht werden.

Wir bezeichnen die Momente in den Theilen FI und GB des Riegels und der Vertikalen in F und G mit M und M_1 , in B mit M_2 , ferner in dem Dreiecke AFG in A mit M_3 , im Theile AF im Punkte F mit M_4 , im Theile AG im Punkte G mit M_5 und im Theile FG in F und G mit M_6 und M_7 . Wenn wir von den Axialkräften nur diejenige in der Strebe berücksichtigen, so wird die Deformationsarbeit für die halbe Konstruktion:

$$58. A = \frac{1}{6E} \left[\frac{b_2}{2I} M^2 + \frac{b_1}{I} (M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) + \frac{h_1}{I_1} (M_3^2 + M_3 M_5 + M_5^2) + \frac{h_2}{I_1} (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) + \frac{b}{2I_2} M_2^2 + \frac{d}{I_3} (M_6^2 + M_6 M_7 + M_7^2) \right] + \frac{d S^2}{2EF_3}$$

Hierin ist nun

$$59. \begin{cases} M = -\frac{1}{2} Q b_2, & M_1 = -\frac{1}{2} (Q b + H h_1), & M_2 = -\frac{1}{2} (Q b + H h), \\ M_4 + M_6 = M, & M_5 + M_7 = M_1, & S b_1 \cos \alpha = \frac{1}{2} Q b + M_3 + M_6. \end{cases}$$

Eliminiren wir hierdurch die Momente M , M_1 , M_2 , M_4 und M_5 , so erhalten wir

$$60. A = \frac{1}{24E} \left[\frac{b_2^3}{2I} Q^2 + \frac{b_1}{I} \{ 4 M_3^2 - 2 M_3 (Q b_2 + 2 M_6) + (Q b_2 + 2 M_6)^2 \} + \frac{h_1}{I_1} \{ 4 M_3^2 - 2 M_3 (Q b + H h_1 + 2 M_7) + (Q b + H h_1 + 2 M_7)^2 \} + \frac{h_2}{I_1} \{ (Q b + H h_1)^2 + (Q b + H h_1)(Q b + H h) + (Q b + H h)^2 \} + \frac{b}{2I_2} (Q b + H h)^2 + 4 \frac{d}{I_3} (M_6^2 + M_6 M_7 + M_7^2) \right] + \frac{d (Q b + 2 M_3 + 2 M_6)^2}{8 E F_3 b_1^2} \sec^2 \alpha.$$

Differenziert man nach Q , wobei M_3 , M_6 , M_7 als von Q unabhängig zu betrachten sind, und setzt den Differenzialquotienten Null, so erhält man

$$61. Q \left[\frac{b_2^2 (2 b_1 + b_2)}{I} + \frac{2 b^2 (h_1 + 3 h_2)}{I_1} + \frac{b^3}{I_2} + \frac{6 b^2 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right] + H b \left[\frac{2 h_1^2 + 6 h_1 h_2 + 3 h_2^2}{I_1} + \frac{b h}{I_2} \right] + \frac{12 b d (M_3 + M_6) \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} - (M_3 - 2 M_6) \frac{2 b_1 b_2}{I} - (M_3 - 2 M_7) \frac{2 b h_1}{I_1} = 0.$$

Wir wollen nun die folgenden Fälle unterscheiden:

a) Gelenkartige Verbindung des Riegels mit der Vertikalen, sowie der Strebe mit dem Riegel und der Vertikalen. Hier wird $M_3 = 0$, $M_6 = 0$ und $M_7 = 0$. Die Gleichung 61 gibt

$$62. Q = -H \frac{b \left(\frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2}{I_1} + \frac{bh}{I_2} \right)}{b_2^2(2b_1 + b_2) + \frac{2b^2(h_1 + 3h_2)}{I_1} + \frac{b^3}{I_2} + \frac{6b^2 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2}}$$

Nach Bestimmung von Q wird

$$63. S = \frac{Qb}{2b_1} \sec \alpha.$$

b) Gelenkartige Verbindung der Strebe mit dem Riegel und der Vertikalen. Hier wird $M_6 = 0$ und $M_7 = 0$. Die Gleichung 61 geht hierdurch über in

$$64. Q \left[\frac{b_2^2(2b_1 + b_2)}{I_2 b} + \frac{2b(h_1 + 3h_2)}{I_1} + \frac{b^2}{I_2} + \frac{6bd \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right] - 2M_3 \left[\frac{b_1 b_2}{Ib} + \frac{h_1}{I_1} - \frac{6d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right] + H \left[\frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2}{I_1} + \frac{bh}{I_2} \right] = 0.$$

Ferner erhält man, wenn man den Differenzialquotienten von A nach $M_3 = 0$ setzt, die Gleichung

$$65. Q \left(\frac{b_1 b_2}{I} + \frac{bh_1}{I_1} - \frac{6bd \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) - 4M_3 \left(\frac{b_1}{I} + \frac{h_1}{I_1} + \frac{3d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) + H \frac{h_1^2}{I_1} = 0.$$

Durch die Gleichungen 64 und 65 ist nun Q und M_3 bestimmt. Als dann wird

$$66. S = \frac{Qb + 2M_3}{2b_1} \sec \alpha.$$

Da die Koeffizienten von Q und H in der Gleichung 65 wesentlich kleiner sind, als in der Gleichung 64, so ergibt sich der Werth von Q nur wenig verschieden von dem im vorigen Falle. Setzt man $b_1 = 0$, $h_1 = 0$ und $d = 0$, d. h. ist keine Strebe vorhanden, so verschwindet die Gleichung 65 und die Gleichung 64 gibt für Q den Ausdruck 62.

c) Starre Verbindung aller Theile. Setzt man den Differenzialquotienten von A nach M_3 , M_6 und M_7 , so erhält man die Gleichungen:

$$67. \left\{ \begin{aligned} & Q \left(\frac{b_1 b_2}{I} + \frac{b h_1}{I_1} - \frac{6 b d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) - 4 M_3 \left(\frac{b_1}{I} + \frac{h_1}{I_1} + \frac{3 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) \\ & \quad + 2 M_6 \left(\frac{b_1}{I} - \frac{6 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) + 2 M_7 \frac{h_1}{I_1} - H \frac{h_1^2}{I_1} = 0, \\ & Q \left(\frac{b_1 b_2}{I} + \frac{3 b d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) - M_3 \left(\frac{b_1}{I} - \frac{6 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) \\ & \quad + 2 M_6 \left(\frac{b_1}{I} + \frac{d}{I_3} + \frac{3 d \sec^2 \alpha}{F_3 b_1^2} \right) + M_7 \frac{d}{I_3} = 0, \\ & Q \frac{b h_1}{I_1} - M_3 \frac{h_1}{I_1} + M_6 \frac{d}{I_3} + 2 M_7 \left(\frac{h_1}{I_1} + \frac{d}{I_3} \right) + H \frac{h_1^2}{I_1} = 0. \end{aligned} \right.$$

Durch diese drei Gleichungen und die Gleichung 61 ist Q , M_3 , M_6 und M_7 bestimmt; M_4 , M_5 und S sind dann durch die Gleichungen 59 gegeben. Der Werth von Q wird auch hier gegenüber dem Werthe nach Formel 50 nicht sehr wesentlich geändert.

Wie oben bemerkt, ist in diesem Paragrafe angenommen, dass $H' = H'' = \frac{1}{2} H$ ist. In anderen Fällen wird man von der im nächsten Paragrafe vorzuführenden Methode Anwendung machen können.

§. 166. **Gegliedert Querriegel mit Streben.** Gegenüber dem in §. 164 behandelten Falle ist hier, wenn die Strebe gelenkartig mit dem Riegel und der Vertikalen verbunden angenommen wird, die Aenderung einzuführen, dass die Spannung der Streben als Unbekannte anzunehmen sind. Die beiden Horizontalkräfte H' , H'' lassen sich ausdrücken in der Form

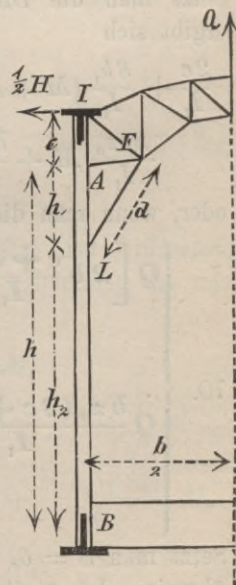
$$68. \left\{ \begin{aligned} H' &= \frac{1}{2} (H' + H'') + \frac{1}{2} (H' - H'') = \frac{1}{2} (H + D), \\ H'' &= \frac{1}{2} (H' + H'') - \frac{1}{2} (H' - H'') = \frac{1}{2} (H - D), \end{aligned} \right.$$

wenn man $H' + H'' = H$, $H' - H'' = D$ setzt. Wir wollen nun die Untersuchung der Wirkung der Kräfte H und D einzeln durchführen.

1. Wirkung der Kraft H . Hier wird $N = 0$, $M_0 = 0$; die Spannungen symmetrisch liegender Theile werden gleich und entgegengesetzt. Es genügt daher die Untersuchung einer Hälfte.

Wenn die Momente für die Vertikale in A , L und B mit M , M_1 , M_2 bezeichnet werden, so wird der Ausdruck für die Deformationsarbeit

Fig. 400.



$$69. EA = \frac{1}{6} \left[\frac{c}{I_1} M^2 + \frac{h_1}{I_1} (M^2 + MM_1 + M_1^2) + \frac{h_2}{I_1} (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) \right. \\ \left. + \frac{b}{2I_2} M_2^2 \right] + \frac{Q^2}{2} \Sigma \frac{\lambda x^2}{f \eta^2} + \frac{S^2}{2} \Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f \eta^2} + \frac{d}{2F} S^2.$$

Hierin bedeutet x den Abstand des konjugirten Punktes des Stabes mit der Querschnittsfläche f von der Symmetrieaxe, z den Abstand des konjugirten Punktes von der Strebe LF , η den Abstand des konjugirten Punktes von der zugehörigen Strebe, λ die Länge dieses Stabes und F die Querschnittsfläche der Strebe. Hierbei sind unter Σ sämtliche Stäbe der Hälfte des Riegels und Σ_1 nur diejenigen Stäbe, die nach der Trennung in der Mitte durch die Kraft S eine Spannung erhalten, einzubeziehen. Es wird nun, wenn man den Abstand des Punktes A von der Strebe mit z_0 bezeichnet,

$$M = -\frac{1}{2}(Qb + Hc) + Sz_0,$$

$$M_1 = -\frac{1}{2}[Qb + H(c + h_1)], \quad M_2 = -\frac{1}{2}[Qb + H(c + h_1 + h_2)].$$

Hiernach ist

$$\frac{dM}{dQ} = \frac{dM_1}{dQ} = \frac{dM_2}{dQ} = -\frac{1}{2}b,$$

$$\frac{dM}{dS} = z_0, \quad \frac{dM_1}{dS} = \frac{dM_2}{dS} = 0.$$

Setzt man die Differenzialquotienten von A nach Q und $S = 0$, so ergibt sich

$$\frac{2c}{I_1} + \frac{3h_1}{I_1}(M + M_1) + \frac{3h_2}{I_1}(M_1 + M_2) + \frac{b}{I_2}M_2 - \frac{6Q}{b}\Sigma \frac{\lambda x^2}{f \eta^2} = 0,$$

$$\frac{2cz_0}{I_1}M + \frac{h_1 z_0}{I_1}(2M + M_1) + 6S\Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f \eta^2} + 6S \frac{d}{F} = 0,$$

oder, wenn man die Ausdrücke für M , M_1 und M_2 einsetzt,

$$70. \left\{ \begin{aligned} & Q \left[2b \frac{c+3h}{I_1} + \frac{b^2}{I_2} + \frac{12}{b} \Sigma \frac{\lambda x^2}{f \eta^2} \right] - 2S \frac{z_0(2c+3h_1)}{I_1} \\ & \quad = -H \left[\frac{2c^2 + 6ch + 3h^2}{I_1} + \frac{b(c+h)}{I_2} \right], \\ & Q \frac{bz_0(2c+3h_1)}{I_1} - 4S \left[\frac{(c+h_1)z_0^2}{I_1} + 3\Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f \eta^2} + 3 \frac{d}{F} \right] \\ & \quad = -H \frac{z_0(c+h_1)(2c+h_1)}{I_1}. \end{aligned} \right.$$

Setzt man $S = 0$, so stimmt die erste Gleichung mit der Gleichung 55 überein. Ist statt des durchbrochenen Riegels ein voller vorhanden, so ist

$$\Sigma \frac{\lambda x^2}{f \eta^4} = \frac{b^3}{24 I}, \quad \Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f \eta^2} = \frac{b_2^3 \cos^2 \alpha}{3 I}$$

zu setzen; ausserdem kann $z_0 = h_1 \sin \alpha$, $d = h_1 \sec \alpha = \frac{h_1}{\cos \alpha}$ gesetzt werden.

2. Wirkung der Kraft D . Wenn in I und dem entsprechenden Punkte des anderen Trägers gleiche Kräfte nach entgegengesetzter Richtung wirken, so werden die Spannungen symmetrisch liegender Theile gleich. Es genügt daher auch hier die Untersuchung einer Hälfte. Die

Kraft Q wird hier $= 0$. Die Spannung eines Stabes ist $\frac{N(a - e - y)}{\eta} = \frac{M_0 - N(e + y)}{\eta}$, wenn M_0 , N , a , e , y , η die Bedeutung wie im §. 164 haben. Wenn man für M , M_1 , M_2 die obige Bedeutung beibehält, so gilt der Ausdruck 69 für A auch hier; nur ist $\frac{1}{2} Q^2 \Sigma \frac{\lambda x^2}{f \eta^2}$ zu ersetzen durch $\frac{1}{2} \Sigma \frac{|N^2 (a - e - y)^2 \lambda}{f \eta^2}$ oder durch

$$\frac{1}{2} M_0^2 \Sigma \frac{\lambda}{f \eta^2} - M_0 N \Sigma \frac{\lambda (e + y)}{f \eta^2} + \frac{1}{2} N^2 \Sigma \frac{\lambda (e + y)^2}{f \eta^2}.$$

Es wird ferner

$$M = M_0 - N e - \frac{1}{2} D c + S z_0,$$

$$M_1 = M_0 - N (e - h_1) - \frac{1}{2} D (c + h_1),$$

$$M_2 = M_0 - N (e - h_1 - h_2) - \frac{1}{2} (c + h_1 + h_2),$$

daher

$$\frac{dM}{dM_0} = \frac{dM_1}{dM_0} = \frac{dM_2}{dM_0} = 1,$$

$$\frac{dM}{dN} = -e, \quad \frac{dM_1}{dN} = -(e - h_1), \quad \frac{dM_2}{dN} = -(e - h_1 - h_2)$$

$$\frac{dM}{dS} = z_0, \quad \frac{dM_1}{dS} = \frac{dM_2}{dS} = 0.$$

Differenziert man nun A nach M_0 , N und S , setzt den Differenzialquotienten $= 0$ und subtrahirt von der zweiten Gleichung die mit e multiplizierte erste Gleichung, so erhält man

$$\frac{2e}{I_1} M + \frac{3h_1}{I_1} (M + M_1) + \frac{3h_2}{I_1} (M_1 + M_2) + \frac{b}{I_2} M_2 + 6M_0 \Sigma \frac{\lambda}{f \eta^2} - 6N \Sigma \frac{\lambda (e + y)}{f \eta^2} = 0,$$

$$\frac{h_1^2}{I_1} M + \frac{(h_1 + h_2)(2h_1 + h_2)}{I_1} M_1 + \left\{ \frac{h_2(3h_1 + 2h_2)}{I_1} + \frac{b(h_1 + h_2)}{I_2} \right\} M_2 - 6M_0 \Sigma \frac{\lambda y}{f \eta^2} + 6N \Sigma \frac{\lambda y (e + y)}{f \eta^2} = 0,$$

$$\frac{2e z_0}{I_1} M + \frac{h_1 z_0}{I_1} (2M + M_1) + 6S \Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f \eta^2} + 6 \frac{d}{F} S = 0.$$

Setzt man für M , M_1 , M_2 die obigen Ausdrücke ein, so erhält man:

$$71. \left\{ \begin{aligned} & (M_0 - Ne - \frac{1}{2}Dc) \left(2 \frac{c + 3h_1 + 3h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + 6(M_0 - Ne) \Sigma \frac{\lambda}{f\eta^2} \\ & + (N - \frac{1}{2}D)(h_1 + h_2) \left(3 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) - 6N \Sigma \frac{\lambda y}{f\eta^2} + Sz_0 \frac{2c + 3h_1}{I_1} = 0, \\ & (M_0 - Ne - \frac{1}{2}Dc)(h_1 + h_2) \left\{ 3 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right\} - 6(M_0 - Ne) \Sigma \frac{\lambda g}{f\eta^2} \\ & + (N - \frac{1}{2}D)(h_1 + h_2)^2 \left\{ 2 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right\} + 6N \Sigma \frac{\lambda y^2}{f\eta^2} + Sz_0 \frac{h_1^2}{I_1} = 0, \\ & (M_0 - Ne - \frac{1}{2}Dc) z_0 \frac{2c + 3h_1}{I_1} \\ & + (N - \frac{1}{2}D) \frac{h_1^2}{I_1} + S \left[\frac{2z_0^2(c + h_1)}{I_1} + 6\Sigma_1 \frac{\lambda z^2}{f\eta^2} + 6 \frac{d}{F} \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

Den Werth von e kann man entweder $= 0$ wählen; alsdann verschwindet in jeder Gleichung das Glied Ne . Oder, man kann e so wählen, dass in der ersten Gleichung die Glieder mit N ganz verschwinden. Der entsprechende Werth von e ist

$$72. e = \frac{(h_1 + h_2) \left(3 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) - 6 \Sigma \frac{\lambda y}{f\eta^2}}{2 \frac{c + 3h_1 + 3h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} + 6 \Sigma \frac{\lambda}{f\eta^2}}$$

In diesem Falle wird man am besten die mit e multiplizierte erste Gleichung wieder zur zweiten Gleichung addiren; in der so erhaltenen Gleichung verschwindet alsdann das Glied mit $M_0 - Ne$ und es bleibt

$$73. (N - \frac{1}{2}D)(h_1 + h_2) \left[(h_1 + h_2) \left(2 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + e \left(3 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) \right] \\ + 6N \left(\Sigma \frac{\lambda y^2}{f\eta^2} - e \Sigma \frac{\lambda y}{f\eta^2} \right) + Sz_0 \frac{h_1^2 + e(2c + 3h_1)}{I_1} \\ = \frac{1}{2}Dc \left[(h_1 + h_2) \left(3 \frac{h_1 + h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + e \left(2 \frac{c + 3h_1 + 3h_2}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) \right].$$

Man würde hier durch die erste der Gleichungen 71 M_0 , durch die eben aufgestellte Gleichung dagegen N durch D und S ausdrücken; die Substitution in die dritte der Gleichungen 71 gibt alsdann eine Gleichung, in welcher nur S als Unbekannte vorkommt.

Beispiel. Es seien die Spannungen für die in Fig. 401 dargestellte Konstruktion zu bestimmen. Die Dimensionen sind in Decimetern eingeschrieben; ausserdem sei für die Vertikalen $I = 8$, für die Querträger $I = 26$, die Querschnittsfläche der beiden Gurte des Riegels $0,6$, die der Gitterstäbe und Streben $0,4$ □ Decimeter.

Die Berechnung der Werthe von Σ und Σ_1 gibt folgende Tabelle:

Theil	λ	f	η	$\frac{\lambda}{f\eta^2}$	x	$\frac{x^2}{\eta^2}$	$\frac{\lambda x^2}{f\eta^2}$	y	$\frac{\lambda y}{f\eta^2}$	$\frac{\lambda y^2}{f\eta^2}$	z	$\frac{\lambda z^2}{f\eta^2}$	
1	24	0,6	12	0,278	12	1	40,0	0	0	0	—	—	
2	12	0,6	12	0,139	24	4	80,0	12	1,67	20	17	40,1	
3	12	0,6	12	0,139	0	0	0	12	1,67	20	—	—	
4	17	0,4	∞	0	∞	0,5	21,2	0	0	0	—	—	
5	17	0,4	∞	0	∞	0,5	21,2	0	0	0	—	—	
				0,556				162,4	3,33	40			40,1

1. Wirkung von H . Die Substitution in die Gleichungen 70 liefert

$$\begin{aligned} 2721 Q - 128 S &= -2530 H, \\ 3060 Q - 1859 S &= 918 H. \end{aligned}$$

Die Auflösung gibt

$$Q = -0,982 H, \quad S = -1,122 H.$$

Ohne Berücksichtigung der Strebe wird $2721 Q = -2530 H$, $Q = -0,930 H$, also nicht wesentlich von dem genauen Werthe verschieden.

2. Wirkung von D . Die Substitution in die Gleichungen 71 gibt

$$\begin{cases} 59(M_0 - Ne) + 1839 N + 64 S = 1265 D, \\ 1839(M_0 - Ne) + 87382 N + 153 S = 54728 D \\ 64(M_0 - Ne) + 18 N + 930 S = 393 D. \end{cases}$$

Damit N in der ersten Gleichung verschwindet, ist $59e - 1839 = 0$, also

$$e = \frac{1839}{59} = 31,2$$

zu setzen. Subtrahirt man von der zweiten Gleichung die mit e multiplizierte erste Gleichung, so erhält man, da $1839 - 59e = 0$ ist,

$$(87382 - 1839e)N + (153 - 64e)S = (59728 - 1265e)D$$

oder, da $e = 31,2$ ist,

$$b. \quad 30541 N - 1817 S = 15616 D.$$

Die erste der Gleichungen a . gibt $M_0 = 21,27 D - 1,08 S$, die Gleichung b . gibt $N = 0,511 D + 0,060 S$. Dies in die dritte der Gleichungen a . gesetzt, gibt $743 S = 33 D$. Demnach ist

$$S = +0,045 D.$$

Die vorigen Ausdrücke für M_0 und N geben nun

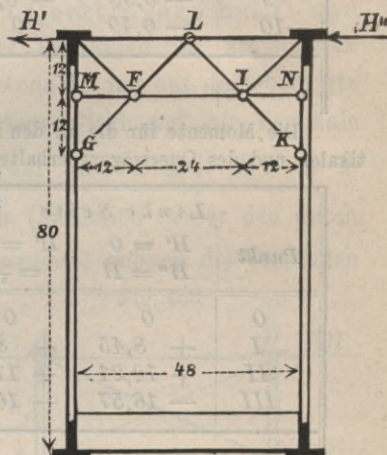
$$M_0 = 21,22 D, \quad N = 0,514 D, \quad a = \frac{M_0}{N} = 41,28.$$

3. Spannungen. Wir wollen jetzt voraussetzen, dass der ganze Horizontaldruck auf der rechten Seite wirkt. Alsdann ist $H' = 0$, $H'' = H$, $D = H' - H'' = -H$. Es wird sonach

$$\begin{aligned} Q &= -0,982 H, \quad M_0 = -21,22 H, \\ N &= -0,514 H, \quad S = -1,122 H - 0,045 H = -1,167 H \end{aligned}$$

In Fig. 402 sind hiernach die auf beide Konstruktionshälften wirkenden äusseren Kräfte angegeben. Die Spannungen der einzelnen Stäbe enthält die folgende Tabelle:

Fig. 401.

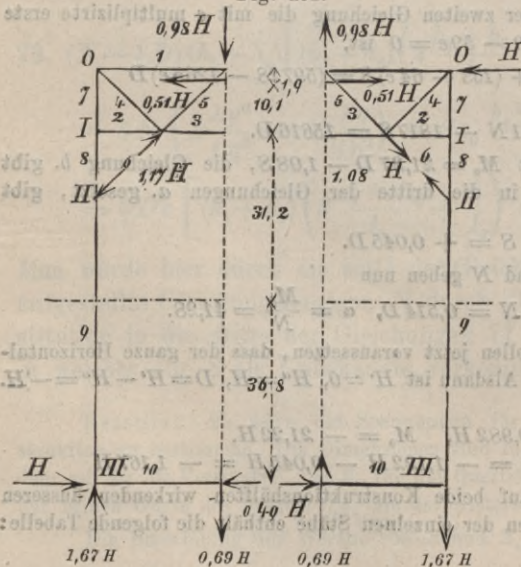


Nr.	Linke Seite		Nr.	Rechte Seite	
	$H' = 0$ $H'' = H$	$H' = H''$ $= \frac{1}{2}H$		$H' = 0$ $H'' = H$	$H' = H''$ $= \frac{1}{2}H$
1	+ 0,55	+ 0,98	1	- 1,42	- 0,98
2	- 0,39	- 0,37	2	+ 0,35	+ 0,38
3	- 0,08	0	3	- 0,08	0
4	+ 0,22	+ 0,27	4	- 0,31	- 0,27
5	- 1,39	- 1,39	5	+ 1,39	+ 1,39
6	- 1,17	- 1,12	6	+ 1,08	+ 1,12
7	- 0,16	- 0,19	7	+ 1,81	+ 1,77
8	- 0,16	- 0,19	8	+ 1,81	+ 1,77
9	- 0,98	- 0,98	9	+ 0,98	+ 0,98
10	- 0,49	0	10	+ 0,49	0

Die Momente für die an den Knotenpunkten liegenden Querschnitte beider Vertikalen und des Querträgers erhalten die folgenden Werthe:

Punkt	Linke Seite		Punkt	Rechte Seite	
	$H' = 0$ $H'' = H$	$H' = H''$ $= \frac{1}{2}H$		$H' = 0$ $H'' = H$	$H' = H''$ $= \frac{1}{2}H$
0	0	0	0	0	0
I	+ 8,45	+ 8,01	I	- 7,57	- 8,01
II	+ 12,21	+ 11,57	II	- 10,93	- 11,57
III	- 16,57	- 16,43	III	+ 16,29	+ 16,43

Fig. 402.



Hierbei ist ein nach aussen konvex biegendes Moment als positiv angenommen. Die spezifischen Spannungen lassen sich nun hiernach leicht berechnen.

Wie man sieht, sind die Spannungen, welche sich ergeben, wenn man $H' = H'' = \frac{1}{2}H$ annimmt, nicht wesentlich von den genaueren Werthen verschieden. Noch genauere Resultate erhält man, wenn man $N = \frac{1}{2}(H' - H'')$ und in der Horizontalen wirkend annimmt, in welcher die Horizontalkräfte H' , H'' wirken.

§. 167. **Andreaskreuz.** Das Andreaskreuz kann ein Umkanten der Träger nur verhüten, wenn die Vertikalen AC , DF (Fig. 403) bei B und E kein Gelenk haben. Wir setzen aber voraus, dass die Normalen und Diagonalen gelenkartig mit den Vertikalen verbunden sind. Wir bezeichnen die Gesamthöhe mit h , die Höhe des Andreaskreuzes mit h_1 und den Rest $h - h_1$ mit h_2 . Wir bezeichnen ferner die Spannungen der Normalen AD und BE mit N , N_1 , die der Diagonalen AE und BD mit P , P_1 , die Querschnitte entsprechend mit φ , φ_1 , f , f_1 , die Winkel EAB und BDE mit α , die Momente in den Querschnitten B , C , E , F , der Vertikalen bezüglich mit M_1 , M_2 , M_3 , M_4 . Wir unterscheiden die folgenden beiden Fälle:

1. Die Vertikalen sind mit den Querträgern bei C und F gelenkartig verbunden. Jede der Vertikalen hat am unteren Ende nahezu die Kraft $\frac{1}{2}H$ aufzunehmen, wenn H den auf die Obergurte wirkenden Winddruck bezeichnet. Ausserdem wirkt auf die Vertikale AC in C der Längsdruck $-V = -H \frac{h}{b}$, auf die Vertikale DF in F der Längszug $V = H \frac{h}{b}$. Diesen Kräften (natürlich ausser den durch die vertikale Belastung entstehenden Spannungen) müssen die Vertikalen Widerstand leisten können, wobei zu beachten ist, dass das grösste Moment in B und E wirkt; dasselbe ist $\frac{1}{2}Hh_2$. Wir wollen schlaife Diagonalen voraussetzen, so dass, wenn der Wind von rechts nach links weht, die Diagonale BD ausser Thätigkeit ist.

Das Gleichgewicht der Vertikale DF gegen Drehung um den Punkt E gibt $(N + H'')h_1 + \frac{1}{2}Hh_2 = 0$, daher $N = -\frac{1}{2}H \frac{h_2}{h_1} - H''$. Für $H' = H'' = \frac{1}{2}H$ wird

$$N = -H \frac{h}{2h_1}.$$

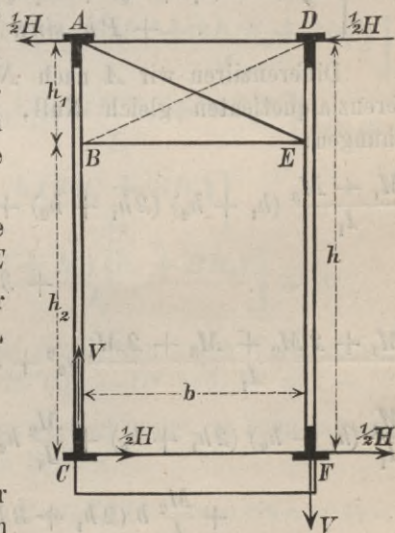
Ebenso gibt das Gleichgewicht der Vertikalen AC gegen Drehung um den

Punkt A : $N_1 h_1 + \frac{1}{2}Hh = 0$ oder $N_1 = -H \frac{h}{2h_1}$. Daher ist

$$74. \quad N = N_1 = -H \frac{h}{2h_1}.$$

Zu N kann noch die Spannung kommen, welche der Wirkung der oberen Normalen als Theil der Windverstrebung entspricht.

Fig. 403.



Das Gleichgewicht einer der Vertikalen gegen Verschiebung in ihrer Längsrichtung gibt $P \cos \alpha = V$, also

$$75. \quad P = V \sec \alpha = H \frac{h}{b} \sec \alpha = H \frac{h}{h_1} \operatorname{cosec} \alpha.$$

2. Die Vertikalen sind mit den Querträgern bei C und F starr verbunden. Die Deformationsarbeit ergibt sich zu

$$76. \quad A = \frac{1}{6E} \left[\frac{1}{I_1} \{ (M_1^2 + M_3^2) b_1 + (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2 + M_3^2 + M_3 M_4 + M_4^2) h_2 \} + \frac{b}{I_2} (M_2^2 + M_2 M_4 + M_4^2) \right] \\ + \frac{1}{2E} \left[\frac{N^2 b}{\varphi} + \frac{N_1^2 b}{\varphi_1} + \frac{P^2 d}{f} + \frac{P_1^2 d}{f_1} \right].$$

Hierin ist zu setzen:

$$77. \quad \begin{cases} M_1 = N h_1 + P h_1 \sin \alpha - H' h_1, \\ M_2 = N (h_1 + h_2) + N_1 h_2 \\ \quad + P (h_1 + h_2) \sin \alpha + P_1 h_2 \sin \alpha - H (h_1 + h_2), \\ M_3 = N h_1 + P_1 h_1 \sin \alpha + H'' h_2, \\ M_4 = N (h_1 + h_2) + N_1 h_2 \\ \quad + P h_2 \sin \alpha + P_1 (h_1 + h_2) \sin \alpha + H'' (h_1 + h_2). \end{cases}$$

Differenzieren wir A nach N, N_1, P, P_1 und setzen wir die Differenzialquotienten gleich Null, so ergeben sich die folgenden Gleichungen:

$$\frac{M_1 + M_3}{I_1} (h_1 + h_2) (2h_1 + h_2) + \frac{M_2 + M_4}{I_1} h_2 (3h_1 + 2h_2) \\ + 3 \frac{M_2 + M_4}{I_2} b (h_1 + h_2) + 6 \frac{N b}{\varphi} = 0,$$

$$\frac{M_1 + 2M_2 + M_3 + 2M_4}{I_1} h_2^2 + 3 \frac{M_2 + M_4}{I_2} b h_2 + 6 \frac{N_1 b}{\varphi_1} = 0,$$

$$\frac{M_1}{I_1} (h_1 + h_2) (2h_1 + h_2) + \frac{M_2}{I_1} h_2 (3h_1 + 2h_2) + \frac{M_3}{I_1} h_2^2 + 2 \frac{M_4}{I_1} h_2^2 \\ + \frac{M_2}{I_2} b (2h_1 + 3h_2) + \frac{M_4}{I_2} b (h_1 + 3h_2) + \frac{6P d^2}{f b} = 0,$$

$$\frac{M_1}{I_1} h_2^2 + 2 \frac{M_2}{I_1} h_2^2 + \frac{M_3}{I_1} (h_1 + h_2) (2h_1 + h_2) + \frac{M_4}{I_1} h_2 (3h_1 + 2h_2) \\ + \frac{M_2}{I_2} b (h_1 + 3h_2) + \frac{M_4}{I_2} b (2h_1 + 3h_2) + \frac{6P_1 d^2}{f b} = 0.$$

Die Substitution der Ausdrücke für die Momente gibt:

78.

$$\begin{aligned}
 & (2N - H' + H'')(h_1 + h_2)^2 \left[\frac{2(h_1 + h_2)}{I_1} + \frac{3b}{I_2} \right] + 6N \frac{b}{\varphi} \\
 & + 2N_1 h_2 \left[\frac{h_2(3h_1 + 2h_2)}{I_1} + \frac{3b(h_1 + h_2)}{I_2} \right] \\
 & + (P + P) \left[\frac{2h_1^3 + 6h_1^2 h_2 + 9h_1 h_2^2 + 4h_2^3}{I_1} \right. \\
 & \left. + \frac{3b(h_1 + h_2)(h_1 + 2h_2)}{I_2} \right] \sin \alpha = 0, \\
 & (2N - H' + H'') h_2 \left[\frac{h_2(3h_1 + 2h_2)}{I_1} + \frac{3b(h_1 + h_2)}{I_2} \right] \\
 & + 6N_1 \frac{b}{\varphi_1} + 2N_1 h_2^2 \left(\frac{2h_2}{I_1} + \frac{3b}{I_2} \right) \\
 & + (P + P_1) h_2 \left[\frac{h_2(3h_1 + 4h_2)}{I_1} + \frac{3b(h_1 + 2h_2)}{I_2} \right] \sin \alpha = 0, \\
 & N \left[\frac{2h_1^3 + 6h_1^2 h_2 + 9h_1 h_2^2 + 4h_2^3}{I_1} + \frac{3b(h_1 + h_2)(h_1 + 2h_2)}{I_2} \right] \\
 & + N_1 h_2 \left[\frac{h_2(3h_1 + 4h_2)}{I_1} + \frac{3b(h_1 + 2h_2)}{I_2} \right] + 6P \frac{d^2}{fb} \\
 & + 2P \left[\frac{h_1^3 + 3h_1^2 h_2 + 3h_1 h_2^2 + 2h_2^3}{I_1} + \frac{b(h_1^2 + 3h_1 h_2 + 3h_2^2)}{I_2} \right] \sin \alpha \\
 & + P_1 \left[\frac{2h_2^2(3h_1 + 2h_2)}{I_1} + \frac{b(h_1^2 + 6h_1 h_2 + 6h_2^2)}{I_2} \right] \sin \alpha \\
 & - H'(h_1 + h_2) \left[\frac{2(h_1 + h_2)^2}{I_1} + \frac{b(2h_1 + 3h_2)}{I_2} \right] \\
 & + H'' \left[\frac{h_2^2(3h_1 + 2h_2)}{I_1} + \frac{b(h_1 + h_2)(h_1 + 3h_2)}{I_2} \right] = 0.
 \end{aligned}$$

Die vierte Gleichung entsteht aus der dritten durch Vertauschung von P und P_1 , φ und φ_1 , sowie von H' mit $-H''$ und H'' mit $-H'$.

Wenn man die Glieder mit φ , φ_1 vernachlässigt, so kann man die beiden ersten Gleichungen auch auf die Form

$$(2N - H' + H'') m + 2N_1 m_1 + (P + P_1)(m + m_1) \sin \alpha = 0,$$

$$(2N - H' + H'') n + 2N_1 n_1 + (P + P_1)(n + n_1) \sin \alpha = 0$$

bringen. Hieraus ergibt sich sofort

$$2N - H' + H'' + (P + P_1) \sin \alpha = 0,$$

$$2N_1 + (P + P_1) \sin \alpha = 0$$

oder

$$79. \begin{cases} N = \frac{H' - H''}{2} - \frac{P + P_1}{2} \sin \alpha, \\ N_1 = -\frac{P + P_1}{2} \sin \alpha. \end{cases}$$

Ist $H' = H''$, so wird

$$80. N = N_1 = -\frac{1}{2} (P + P_1) \sin \alpha.$$

Dies ergibt sich auch leicht direkt; denn wenn die Längenänderung der Riegel = 0 gesetzt wird, so müssen sich beide Vertikalen kongruent deformiren; dies aber setzt voraus, dass $N + P \sin \alpha - H' = -N - P \sin \alpha - H''$, $N_1 + P_1 \sin \alpha = -N_1 - P \sin \alpha$ ist.

Wir wollen nur noch die folgenden speziellen Fälle behandeln.

1. Schlanke Diagonalen. Bei schlaffen Diagonalen ist die Diagonale BD wirkungslos oder $P_1 = 0$. Die vierte der obigen Gleichungen ist alsdann ohne Bedeutung. Wenn man die Glieder mit φ , φ_1 vernachlässigen kann, so wird, den Formeln 78 entsprechend,

$$81. N = \frac{1}{2} (H' - H'') - \frac{1}{2} P \sin \alpha, \quad N_1 = -\frac{1}{2} P \sin \alpha.$$

Setzt man diese Ausdrücke in die dritte der Gleichungen 78, so ergibt sich

$$82. P = \frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2 + b(h_1 + h_2)}{I_1} + \frac{I_2}{h_1 \left[\frac{2(h_1 + 3h_2)}{I_1} + \frac{b}{I_2} + \frac{bd^3}{b^2 h_1^2 f} \right]} (H' + H'') \operatorname{cosec} \alpha.$$

Ist der Querträger gegen die Vertikalen sehr stark und das Glied mit f zu vernachlässigen, so wird annähernd

$$83. P = \frac{2h_1^2 + 6h_1h_2 + 3h_2^2}{2h_1(h_1 + 3h_2)} (H' + H'') \operatorname{cosec} \alpha.$$

Sehr nahe ergibt sich hiernach

$$83 a. P = \left(\frac{h}{2h_1} + 0,35 \right) (H' + H'') \operatorname{cosec} \alpha,$$

d. i. ungefähr nur halb so gross, als nach Formel 75. Ist der Querträger sehr schwach gegen die Vertikalen, so werden die Glieder mit I_2 überwiegend und es wird nahezu $P = \frac{h_1 + h_2}{h_1} (H' + H'') \operatorname{cosec} \alpha$, wie nach Formel 75.

2. Steife Diagonalen. Wir setzen hier $f = f_1$. Addirt man die dritte der Gleichungen 78 zu der nicht aufgeschriebenen vierten Gleichung und setzt sodann für N und N_1 die für $\varphi = \varphi_1 = \infty$ erhaltenen Ausdrücke 79 ein, so heben sich die Glieder mit H' und H'' ganz und es bleibt $P + P_1 = 0$, also $P = -P_1$. Subtrahirt man

so dann diese beide Gleichungen, so erhält man $P = -P_1$, genau halb so gross, als nach Formel 82. Ist der Querträger gegen die Vertikale sehr steif und das Glied mit f zu vernachlässigen, so ergibt sich $P = -P_1$, genau halb so gross, als nach Formel 83 und 83a.

Sind die Vertikalen mit den Querträgern gelenkartig verbunden, so ist der Erfolg derselbe, als wenn $I_2 = \text{Null}$ gesetzt wird. Es ergibt sich dann $P = -P_1$, halb so gross, als nach Formel 75.

XV. Kapitel.

Einfach beanspruchte Windverstreбungen.

§. 168. **Bestimmung der äusseren Kräfte.** Die auf die Windverstreбungen wirkenden Kräfte lassen sich nur in zwei Fällen angeben, ohne auf die Elastizitätsverhältnisse eingehen zu müssen, nämlich 1. wenn nur eine Windverstreбung vorhanden ist und 2. wenn zwei Windverstreбungen vorhanden, aber nur über den Auflagern Querverstreбungen angeordnet sind. Nur diese Fälle mögen in diesem Kapitel untersucht werden. Wir bezeichnen den auf die Träger ausgeübten Winddruck oder die konstante Kraft pro Längeneinheit mit g , den auf den Verkehrszug ausgeübten Winddruck oder die variable Kraft pro Längeneinheit mit p und die am Kopfe des Zuges wirkende Einzelkraft mit G . Wir unterscheiden:

1. Eine Windverstreбung. Ist nur eine Windverstreбung vorhanden, so hat diese die gesammten Horizontalkräfte aufzunehmen. Annähernd wird hier nach §. 146 bis 149 für Brücken mit zwei Trägern bei 0,15 Ton. Winddruck pro \square Meter:

$$1. \left\{ \begin{array}{l} \text{Bahn oben: } \left\{ \begin{array}{l} g = 0,048 + 0,072h \\ p = 0,48 \end{array} \right. \\ \text{Bahn unten: } \left\{ \begin{array}{l} h < 6^m: p = 0,50 - 0,023h \\ h > 6^m: p = 0,36 \end{array} \right. \\ G = 0,08G \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Tonnen} \\ \text{pro Meter.} \end{array}$$

Hierin bezeichnet G das Gewicht der Lokomotive, für Strassenbrücken das eines schwersten Wagens.

2. Zwei Windverstreбungen unter der Voraussetzung, dass keine Zwischenverstreбungen vorhanden sind. Hier hat jede Windverstreбung den Winddruck auf die betreffende Trägerhälfte, die eine Windverstreбung aber ausserdem den Winddruck auf die Wagen und

die Seitendrücke derselben aufzunehmen. Annähernd wird nach §. 146 bis 149 für Brücken mit zwei Trägern:

I. Bahn oben.

2. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Obere Windverstrebung:} \\ \mathbf{g} = 0,026 + 0,04h, \mathbf{p} = 0,48 \text{ Ton. pro Met. } \mathbf{C} = 0,08 G. \\ \text{Untere Windverstrebung:} \\ 150 \text{ Klgr. Winddr.: } \mathbf{g} = 0,022 + 0,032h \text{ Ton. pro Met. } \mathbf{p} = 0, \mathbf{C} = 0. \\ 250 \text{ " " " } \mathbf{g} = 0,037 + 0,053h \text{ " " " } \mathbf{p} = 0, \mathbf{C} = 0. \end{array} \right.$

II. Bahn unten.

3. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Untere Windverstrebung:} \\ \mathbf{g} = 0,026 + 0,04h, \begin{array}{l} h < 6: \mathbf{p} = 0,50 - 0,023h \text{ Ton. pro Met.} \\ h > 6: \mathbf{p} = 0,36 \text{ " " "} \end{array} \\ \mathbf{C} = 0,08 G. \\ \text{Obere Windverstrebung:} \\ 150 \text{ Klgr. Winddr.: } \mathbf{g} = 0,022 + 0,032h \text{ Ton. pro Met., } \mathbf{p} = 0, \mathbf{C} = 0. \\ 250 \text{ " " " } \mathbf{g} = 0,037 + 0,053h \text{ " " " } \mathbf{p} = 0, \mathbf{C} = 0. \end{array} \right.$

Hierbei sind eingleisige Eisenbahnbrücken oder Strassenbrücken von nicht ungewöhnlicher Breite vorausgesetzt. Bei zweigleisigen Brücken ist ungefähr g um 10 Prozent, p und C um 25 Prozent zu vermehren. Bei Trägern mit variabler Höhe müsste entweder auch das g und p variabel eingeführt oder, wenn man g und p konstant annehmen will, eine mittlere Höhe vorausgesetzt werden.

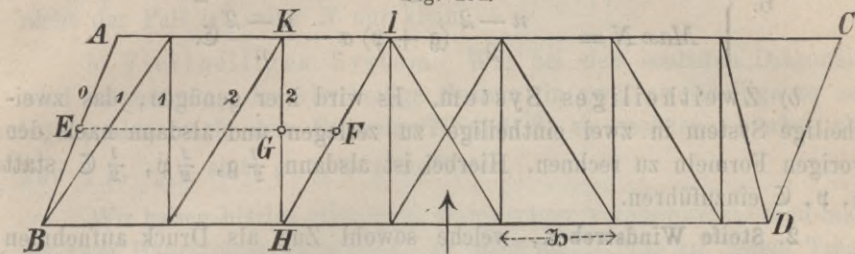
§. 169. Ebene Windverstrebung bei freien Trägerenden.

Die Bestimmung der Spannungen in den Windstreben durch Rechnung oder Konstruktion erfolgt ganz nach der Theorie der Gitterträger, auf welche wir verweisen. Nur die hauptsächlichsten Regeln unter der Voraussetzung von gelenkartigen Knotenpunkten werden wir hier zusammenstellen. Wir wollen die zwar nicht ganz zutreffende, indess hier zulässige Annahme machen, dass sich der Horizontaldruck auf beide Gurte gleichmässig vertheile und dass die Belastung sowohl hinsichtlich des auf den Zug geübten Winddruckes p , als hinsichtlich des am Kopfe des Zuges wirkenden Einzeldruckes C die ungünstigste sei.

1. **Schlaffe Windstreben.** Wir denken uns hier die auf Druck beanspruchten Diagonalen als nicht vorhanden, so dass die normalen Stäbe oder Riegel, welche den Querverstrebenungen oder Querträgern angehören, auf Druck, die Diagonalen auf Zug beansprucht werden. Es sei P die Spannung einer Diagonale, N die einer Normale, α der Winkel zwischen beiden.

a) Eintheiliges System, bei welchem jede Diagonale nur einmal gekreuzt wird. Wir setzen im Allgemeinen eine schiefe Brücke voraus. Bezeichnen wir die Spannweite $AC = BD$ (Fig. 404) mit l ,

Fig. 404.



den Abstand der Mitte F einer Diagonale HI oder der Mitte G einer Normale HK vom linken Ende mit x , so ergibt sich

$$4. \left\{ \begin{aligned} P &= \left[\frac{1}{2} g (l - 2x) + \frac{p (l - x - \frac{1}{2} a)^2}{2 (l - a)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{G}{l} (l - x - \frac{1}{2} a) \right] \sec \alpha, \\ N &= -\frac{1}{2} g (l - 2x) - \frac{p (l - x - a)^2}{2 (l - 2a)} - \frac{G}{l} (l - x - a) \\ &\quad - \frac{1}{2} (g_1 - g_2) a - \frac{1}{2} (p_1 - p_2) a - (G_1 - G_2). \end{aligned} \right.$$

Hierin bezeichnen g_1, p_1, G_1 die Drücke auf den vorderen (zuerst vom Winde getroffenen), g_2, p_2, G_2 die Drücke auf den hinteren Gurt. Vertheilt sich der Druck gleichmässig auf beide Gurte, was in den meisten Fällen angenommen werden kann, so verschwinden die drei letzten Glieder.

Bei konstantem Abstände a der Normalen wird für die m^{te} Diagonale oder m^{te} Vertikale, wenn $l = na$ ist und wenn sich der Druck auf beide Gurte gleichmässig vertheilt:

$$5. \left\{ \begin{aligned} P &= \left[\frac{1}{2} (n - 2m + 1) g a + \frac{(n - m)^2 p a}{2 (n - 1)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{n - m}{n} G \right] \sec \alpha, \\ N &= -\frac{1}{2} (n - 2m) g a - \frac{(n - m - 1)^2 p a}{2 (n - 2)} \\ &\quad - \frac{n - m - 1}{n} G. \end{aligned} \right.$$

Sollte sich der absolute Werth von N kleiner als $\frac{1}{2} (g + p) a + \frac{1}{2} G$ ergeben, so gehen von einem Ende dieser Normale zwei gezogene Diago-

nalen aus und alsdann ist $N = -\frac{1}{2}(g+p)a - \frac{1}{2}\mathfrak{C}$ zu setzen. Das absolute Minimum von P und N tritt für $m=1$ ein und wird

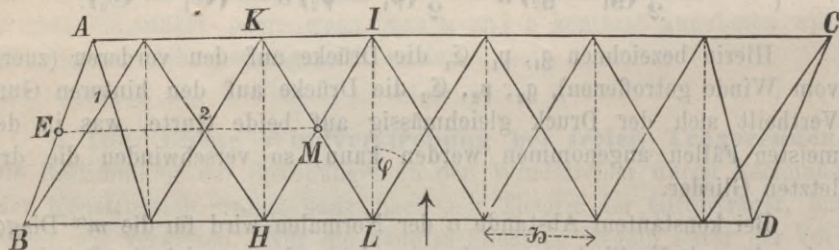
$$6. \left\{ \begin{array}{l} \text{Max } P = + (n-1) \left[\frac{1}{2}(g+p)a + \frac{\mathfrak{C}}{n} \right] \sec \alpha. \\ \text{Max } N = -\frac{n-2}{2}(g+p)a - \frac{n-2}{n}\mathfrak{C}. \end{array} \right.$$

b) Zweitheiliges System. Es wird hier genügen, das zweitheilige System in zwei eintheilige zu zerlegen und alsdann nach den vorigen Formeln zu rechnen. Hierbei ist alsdann $\frac{1}{2}g$, $\frac{1}{2}p$, $\frac{1}{2}\mathfrak{C}$ statt g , p , \mathfrak{C} einzuführen.

2. Steife Windstreben, welche sowohl Zug als Druck aufnehmen können. Das eintheilige System würde ganz nach den vorigen Formeln zu behandeln sein; indess kommt hier in der Regel ein zwei- oder viertheiliges System in Anwendung. Es bezeichne hier P_1 und P_2 die Spannungen der auf der linken Hälfte der Brücke gezogenen und gedrückten Diagonalen, α_1 , α_2 die entsprechenden Winkel derselben mit den Normalen.

a) Zweitheiliges System. Es wird hier genügen, die Näherungsmethode anzuwenden, nach welcher man das System in zwei Systeme zerlegt, von welchen das eine die eine Schaar, das andere die andere Schaar der Diagonalen enthält, während die Normalen in beiden Systemen

Fig. 404.



vorkommen. Man erhält alsdann ganz entsprechend der ersten der Formeln 4, für zwei Stäbe HI und KL , welche vom linken Ende den Abstand $FM = x$ haben,

$$7. \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{1}{2}g(l-2x) + \frac{p}{2l}(l-x-\frac{1}{2}a)(l-x+\frac{1}{2}a) + \frac{\mathfrak{C}}{l}(l-x-\frac{1}{2}a) \\ D_1 = +\frac{1}{2}Q \sec \alpha_1, \quad D_2 = -\frac{1}{2}Q \sec \alpha_2. \end{array} \right.$$

und bei normaler Brücke sowie bei konstantem Abstände a der Normalen:

$$8. \left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{1}{2}(n-2m+1)ga + \frac{1}{2n}(n-m)(n-m+1)pa + \frac{n-m}{n}\mathfrak{C}, \\ D_1 = +\frac{1}{2}Q \sec \alpha_1, \quad D_2 = -\frac{1}{2}Q \sec \alpha_2. \end{array} \right.$$

Die Spannung N einer Normalen ergibt sich durch die von uns angenommene Zerlegung in zwei Systeme und auch nach der genaueren Theorie $= 0$, aber nur unter der Voraussetzung, dass sich der Horizontaldruck gleichmässig auf beide Gurte vertheilt. Aber auch, wenn dies nicht der Fall ist, wird N nur klein.

b) Viertheiliges System. Wie bei den schlaffen Diagonalen wird es genügen, das viertheilige System in zwei zweitheilige zu zerlegen, also nach den Formeln 7. und 8. zu rechnen, hierbei aber $\frac{1}{2}g$, $\frac{1}{2}p$, $\frac{1}{2}C$ statt g , p , C einzuführen.

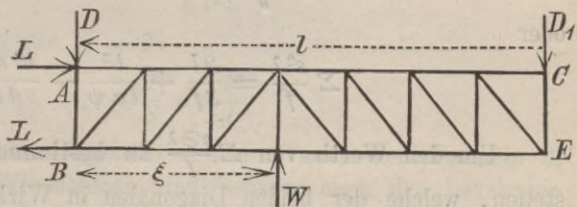
Wir haben hierbei stets zwei Hauptträger vorausgesetzt. Sind mehr als zwei Hauptträger vorhanden, so wird man, falls an jedem Träger Knotenpunkte der Windstreben liegen, das System in so viele Windverstreben mit zwei Trägern zerlegen, als Trägerintervalle vorhanden sind, d. h. bei 3, 4, 5 Trägern in 2, 3, 4 Systeme und den Horizontaldruck auf die einzelnen Systeme gleichmässig vertheilen. Sind Träger vorhanden, welche keine Knotenpunkte der Windverstreben enthalten, so kommen diese nicht in Betracht.

§. 170. Ebene Windverstrebung einer normalen Brücke bei festen Trägerenden. Wir haben im vorigen Paragrafe stillschweigend vorausgesetzt, dass sich die Enden der Gurte in ihrer Längsrichtung frei verschieben können, also dass an beiden Enden Rollenlager angeordnet sind; ebenso gelten die aufgestellten Regeln auch noch für die nicht direkt aufgelagerten Gurte, also bei Trägern, welche, wie gewöhnlich, mit den Untergurten aufgelagert sind, für die obere Windverstrebung.

Sind nun aber die Enden A und B der Gurte auf der einen Seite gegen Längsverschiebung gesichert, so wirkt die Windverstrebung wie ein an einem Ende fest eingespannter, am anderen frei aufgelagerter Träger.

Es entstehen hier in A und B gleiche Längskräfte L . Sind D , D_1 die Stützendrücke in A und C , ξ der Abstand der Resultante W der Horizontalkräfte von B , so ist $D + D_1 = W$, $D_1 l + Lb = W\xi$, daher

Fig. 405.



$$9. \quad D = W \frac{l - \xi}{l} + L \frac{b}{l}, \quad D_1 = W \frac{\xi}{l} - L \frac{b}{l}.$$

Es ist demnach D um $L \frac{b}{l}$ grösser, D_1 dagegen um ebenso viel kleiner, als bei frei verschiebbaren Enden.

Um L zu bestimmen, nehmen wir den Träger nur in A festgehalten, in B aber frei an und bezeichnen die Verschiebung von B in der Längsrichtung mit \mathcal{A} . Dann ergibt sich nach dem bekannten Principe der virtuellen Arbeit

$$E\mathcal{A} = \Sigma \frac{s S \lambda}{f};$$

hierin bedeutet S die Spannung eines Stabes mit der Länge λ und der Querschnittsfläche f , s dagegen diejenige Spannung, welche in diesem Stabe entsteht, wenn in B in der Längsrichtung die Kraft 1 wirkt. Ist nun \mathcal{S} die Spannung, welche in dem Stabe entsteht, wenn die Kraft L in C nicht vorhanden ist, so ist $S = \mathcal{S} + Hs$, also $E\mathcal{A} = \Sigma \frac{s \mathcal{S} \lambda}{f} + L \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f}$, mithin, da $\mathcal{A} = 0$ ist,

$$10. \quad L = - \frac{\Sigma \frac{s \mathcal{S} \lambda}{f}}{\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f}},$$

wonach in jedem Falle L leicht zu bestimmen ist. Wir wollen indess noch eine Näherungsregel unter der Voraussetzung entwickeln, dass die Querschnitte in den Gurten, Diagonalen und Normalen konstant und zwar bezüglich f , φ , ψ seien. Wenn in B die Längskraft 1 wirkt, so entsteht in C der senkrecht zur Axe wirkende Druck $\frac{b}{l}$; es ergibt sich nun für die Gurte im Abstände x von C $s = \pm \frac{x}{l}$, für die Normalen $s = \pm \frac{b}{l}$, für die Diagonalen $s = \pm \frac{b}{l} \sec \alpha$. Hiernach wird annähernd

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{2}{f l^2} \int_0^l x^2 dx + \frac{l}{a} \cdot \frac{b^3}{l^2 \psi} + \frac{l}{a} \cdot \frac{b^3 \sec^3 \alpha}{l^2 \varphi}$$

oder

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{2l}{3f} + \frac{b^3}{la\psi} + \frac{b^3 \sec^3 \alpha}{la\varphi}.$$

Um den Werth von $\Sigma \frac{s \mathcal{S} \lambda}{f}$ zu bestimmen, ist zunächst festzustellen, welche der beiden Diagonalen in Wirksamkeit ist. Wenn ein Wechsel in der Wirkung der Diagonalen in der Mitte eintritt, so wird bei symmetrischer Belastung für die Normalen und Diagonalen der Werth von $\Sigma \frac{s S \lambda}{f} = 0$, weil \mathcal{S} durchgehends dasselbe Vorzeichen, s dagegen in den beiden Hälften verschiedenes Vorzeichen hat. Wir wollen nun

annehmen, dass für jede Belastung der Werth von $\Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = 0$ ist, was allgemein nur annähernd richtig ist. Für einen im Abstände ξ vom linken Ende wirkenden Einzeldruck W wird für die linke Seite im Abstände x_1 von A : $\mathcal{E} = \frac{W(l-\xi)x_1}{bl}$, $s \mathcal{E} = \frac{W(l-\xi)x_1(l-x_1)}{bl^2}$, für die rechte Seite im Abstände x von C : $\mathcal{E} = \frac{W\xi x}{bl}$, $s \mathcal{E} = \frac{W\xi x^2}{bl^2}$, also

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} &= \frac{2W}{fl^2b} \left[(l-\xi) \int_0^\xi x_1(l-x_1) dx_1 + \xi \int_0^{l-\xi} x^2 dx \right] \\ &= \frac{W\xi(l-\xi)(2l-\xi)}{3flb}. \end{aligned}$$

Demnach wird

$$11. \quad L = AW \frac{\xi(l-\xi)(2l-\xi)}{2l^2b},$$

wenn man zur Abkürzung

$$12. \quad A = \frac{\frac{2l}{3f}}{\frac{2l}{3f} + \frac{b^3}{la\psi} + \frac{b^3 \sec^3 \alpha}{la\varphi}}$$

setzt. Werden doppelte steife Diagonalen angewendet, so ist

$$13. \quad A = \frac{\frac{l}{3f}}{\frac{l}{3f} + \frac{b^3 \sec^3 \alpha}{la\varphi}}$$

zu setzen. In jedem Falle ist $A < 1$.

Für Belastung der Strecke von $x = x$ bis $x = l$ mit der Last ω pro Längeneinheit wird hiernach $L = \frac{A\omega}{2l^2b} \int_x^l x(l-x)(2l-x) dx$, d. i.

$$14. \quad L = A\omega \frac{l^4 - x^2(2l-x)^2}{8l^2b},$$

also bei totaler Belastung für $x = 0$:

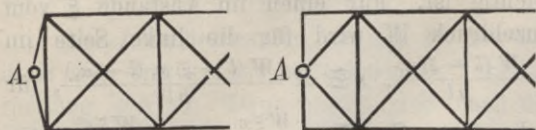
$$15. \quad L = \frac{1}{8} A\omega \frac{l^2}{b}.$$

Die beiden Reaktionen ergeben sich nun nach den Formeln 9. Die Spannungen in den Windstreben sind sodann nach den bekannten Regeln für Parallelgitterträger zu bestimmen. Die Windstreben ergeben sich hiernach an dem festgehaltenen Ende nicht unwesentlich stärker, als am freien Ende.

Will man diese unsymmetrische Anordnung ohne Materialverschwendung vermeiden, so müsste statt zweier Trägenderen nur ein

Trägerende festgehalten werden, oder aber, was im Allgemeinen wohl vorzuziehen wäre, man müsste keines der Trägerenden, sondern einen in der Mitte zwischen beiden Trägerenden liegenden Punkt *A* (Fig. 406) festhalten.

Fig. 406.



Beispiel. Berechnung der oberen Windverstrebung einer eingleisigen Eisenbahnbrücke mit 24^m Spannweite; die Bahn liegt oben; es seien die oberen Gurte direkt unterstützt; unten sei eine Windverstrebung nicht vorhanden. Der Winddruck sei auf die Konstruktion 0,20^t pro lauf. Met., auf den Wagenzug 0,38^t pro lauf. Met. und der am Kopfe des Zuges anzunehmende Einzeldruck sei 3^t. Die Windstreben nach Fig. 407 bestehen aus doppelten schlaffen Diagonalen. Die Enden *A* und *B* seien festgehalten. Der mittlere Querschnitt der Obergurte sei 1,05 □^{dcm}, der der Querträger 1,30 □^{dcm}.

Die Transversalkraft ist bei freien Enden im Maximum = $\frac{1}{2} 0,20 \cdot 24 + \frac{1}{2} 0,38 \cdot 24 + 3 = 9,96$, in der Mitte $0 + \frac{1}{8} 0,38 \cdot 24 + \frac{1}{2} 3 = 2,64$, also im Mittel $\frac{1}{2} (9,96 + 2,64) = 6,3$. Die mittlere Spannung der Diagonalen würde also $6,3 \frac{5}{3} = 10,5$. Wir nehmen die zulässige Inanspruchnahme mit 1^t pro □^{cm} an; alsdann würden die Windstreben einen mittleren nutzbaren Querschnitt von 10,5 □^{cm} erhalten müssen. Wir wollen den vollen mittleren Querschnitt zu 15 □^{cm} = 0,15 □^{dcm} annehmen.

Nach Formel 12 wird

$$A = \frac{\frac{2 \cdot 240}{3 \cdot 1,05}}{\frac{2 \cdot 240}{3 \cdot 1,05} + \frac{30^3}{240 \cdot 40 \cdot 1,3} + \frac{30^3 \cdot 1,667^3}{240 \cdot 40 \cdot 0,15}} = \frac{153}{153 + 2 + 87} = 0,63.$$

Nach Formel 11 wird nun, da $\frac{Al}{2b} = \frac{0,63 \cdot 240}{2 \cdot 30} = 2,52$ ist, für einen Einzeldruck

$$L = 2,52 W \frac{\xi}{l} \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) \left(2 - \frac{\xi}{l}\right).$$

Es wird alsdann $D = W \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) + L \frac{b}{l}$, $D_1 = W \frac{\xi}{l} - L \frac{b}{l}$, oder

$$D = W \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) \left[1 + 0,315 \frac{\xi}{l} \left(2 - \frac{\xi}{l}\right)\right],$$

$$D_1 = W \frac{\xi}{l} \left[1 - 0,315 \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) \left(2 - \frac{\xi}{l}\right)\right].$$

Hiernach ergibt sich

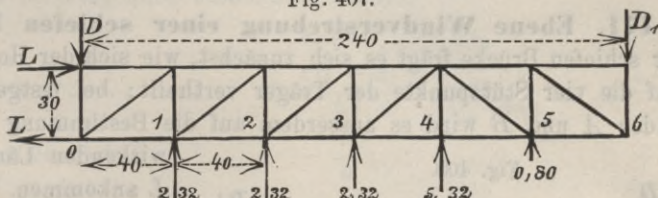
$\xi = 0$	4	8	12	16	20	24 Met.
$D = 1$	0,913	0,771	0,618	0,426	0,218	0 · <i>W</i>
$D_1 = 0$	0,087	0,229	0,382	0,574	0,782	1 · <i>W</i>

Beispielsweise würde für die Diagonale im V. Fache der Zug von links bis zur Normale 4 vorzurücken sein; es würde alsdann im Punkte 5 der Druck 0,20 · 4 = 0,80^t, in den Punkten 1, 2 und 3 der Druck (0,20 + 0,38) 4 = 2,32^t und im Punkte 4 der Druck 2,32 + 3 = 5,32^t wirken müssen. Für diese Belastung würde die linke Reaktion nach den vorigen Zahlen $D = (0,913 + 0,771 + 0,618) 2,32 + 0,426 \cdot 5,32 + 0,218 \cdot 0,80 = 7,78$, also die Transversalkraft $7,78 - (3 \cdot 2,32 + 5,32) = -4,49$, die Spannung der Diagonale $4,49 \cdot \frac{5}{3} = 7,48$ ^t. In derselben Weise ergibt sich:

Fach	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.
Spannung	15,95	11,60	7,55	3,75	7,48	13,08.

Wir wollen für die Belastung, welche den Diagonalen im V. Fache entspricht, noch eine genauere Rechnung durchführen. Nach der eben aufgestellten Rechnung werden die Transversalkräfte in den einzelnen Fächern $+7,78$, $+5,46$, $+3,14$, $+0,82$, $-4,50$, $-5,30$, so dass ein Wechsel in der Wirksamkeit der beiden Diagonalen an der Normalen 4 eintritt, wie es Fig. 407 zeigt.

Fig. 407.



Die angenommenen Querschnitte, sowie die vorbereitende Rechnung gibt die folgende Tabelle:

Teil	λ	f	$\frac{\lambda}{f}$	s	$\frac{s\lambda}{f}$	$\frac{s^2\lambda}{f}$	\mathcal{S}	$\frac{s\mathcal{S}\lambda}{f}$	
Vordergurt	1	40	0,70	57,1	$+0,833$	$+47,58$	$39,65$	$-8,73$	$-415,4$
	2	n	1,10	36,4	$+0,667$	$+24,27$	$16,27$	$-14,38$	$-348,7$
	3	n	1,30	30,8	$+0,500$	$+15,40$	$7,70$	$-16,90$	$-260,3$
	4	n	1,30	30,8	$+0,333$	$+10,27$	$3,42$	$-16,35$	$-167,9$
	5	n	1,10	36,4	$+0,333$	$+12,13$	$4,04$	$-16,35$	$-198,3$
	6	n	0,70	57,1	$+0,167$	$+9,52$	$1,59$	$-8,71$	$-84,9$
Hintergurt	1	40	0,70	57,1	$-1,000$	$-57,10$	$57,10$	0	0
	2	n	1,10	36,4	$-0,833$	$-30,33$	$25,28$	$+8,73$	$-264,8$
	3	n	1,30	30,8	$-0,667$	$-20,53$	$13,69$	$+14,37$	$-295,0$
	4	n	1,30	30,8	$-0,500$	$-15,40$	$7,70$	$+16,90$	$-260,3$
	5	n	1,10	36,4	$-0,167$	$-6,07$	$1,01$	$+8,71$	$-52,9$
	6	n	0,70	57,1	0	0	0	0	0
Normalen	0	30	0,30	100,0	$-0,125$	$-12,50$	$1,57$	$-6,55$	$+81,9$
	1	n	1,30	23,1	$-0,125$	$-2,89$	$0,36$	$-5,49$	$+15,9$
	2	n	1,30	23,1	$-0,125$	$-2,89$	$0,36$	$-3,17$	$+9,2$
	3	n	1,30	23,1	$-0,125$	$-2,89$	$0,36$	$-0,85$	$+2,5$
	4	n	1,30	23,1	0	0	0	$-2,76$	0
	5	n	1,30	23,1	$+0,125$	$+2,89$	$0,36$	$-6,23$	$-18,6$
6	n	0,30	100,1	$+0,125$	$+12,50$	$1,57$	$-6,53$	$-81,0$	
Diagonalen	1	50	0,19	263,1	$+0,208$	$+54,72$	$11,42$	$+10,92$	$+597,5$
	2	n	0,15	333,3	$+0,208$	$+69,33$	$14,47$	$+7,05$	$+488,8$
	3	n	0,10	500,0	$+0,208$	$+104,00$	$21,70$	$+3,18$	$+330,7$
	4	n	0,10	500,0	$+0,208$	$+104,00$	$21,70$	$-0,68$	$+70,7$
	5	n	0,10	500,0	$-0,208$	$-104,00$	$21,70$	$+9,55$	$-993,2$
	6	n	0,15	333,3	$-0,208$	$-69,33$	$14,47$	$+10,88$	$-754,3$
							287,49		-2739,8

Nach Formel 10 wird nun

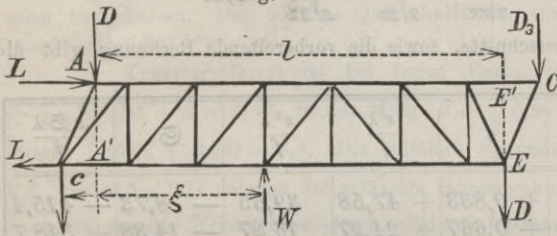
$$L = + \frac{2739,8}{287,49} = 9,46.$$

Die Spannung der fraglichen Diagonalen im V. Fache wird nun $\mathfrak{S} + 5L = + 9,55 - 0,208 \cdot 9,46 = 9,55 - 1,97 = 7,58$, was von dem oben gefundenen Näherungswert 7,48 nicht wesentlich abweicht.

§. 171. Ebene Windverstrebung einer schiefen Brücke.

Bei einer schiefen Brücke frägt es sich zunächst, wie sich der Horizontaldruck auf die vier Stützpunkte der Träger vertheilt; bei festgehaltenen Trägerebenen A und B wird es ausserdem auf die Bestimmung der hier

Fig. 408.



wirkenden Längskräfte L ankommen. Wir können diese Aufgabe in gleicher Weise lösen, wie die Bestimmung von L im vorigen Paragraphen. Wir bezeichnen die Spannung eines Stabes unter der Vor-

aussetzung, dass der Träger nur in A und E aufruhet, mit \mathfrak{S} , ferner die Spannung, welche sich ergibt, wenn bei dieser Unterstützung in B und C in einer der Kraft W entgegengesetzten Richtung die Kraft 1 wirkt, bezüglich mit s_2 und s_3 , ebenso die Spannung, welche sich ergibt, wenn in B in der Längsrichtung die Kraft 1 wirkt, mit s . Alsdann sind die Verschiebungen der Punkte B , C in transversaler Richtung und des Punktes B in der Längsrichtung bezüglich $\Sigma \frac{s_2 S \lambda}{f}$, $\Sigma \frac{s_3 S \lambda}{f}$, $\Sigma \frac{s S \lambda}{f}$, und weil diese Verschiebungen Null sind,

$$\Sigma \frac{s_2 S \lambda}{f} = 0, \quad \Sigma \frac{s_3 S \lambda}{f} = 0, \quad \Sigma \frac{s S \lambda}{f} = 0.$$

Nun aber ist, wenn die Stützdrücke in B und C mit D_2 und D_3 bezeichnet werden,

$$16. \quad S = \mathfrak{S} + s_2 D_2 + s_3 D_3 + s L.$$

Sonach erhalten wir zur Bestimmung der drei Unbekannten D_2 , D_3 und L

$$17. \quad \begin{cases} D_2 \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} + D_3 \Sigma \frac{s_2 s_3 \lambda}{f} + L \Sigma \frac{s_2 s \lambda}{f} + \Sigma \frac{s_2 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0, \\ D_2 \Sigma \frac{s_3 s_2 \lambda}{f} + D_3 \Sigma \frac{s_3^2 \lambda}{f} + L \Sigma \frac{s_3 s \lambda}{f} + \Sigma \frac{s_3 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0, \\ D_2 \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} + D_3 \Sigma \frac{s s_3 \lambda}{f} + L \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} + \Sigma \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0. \end{cases}$$

Bei freien Trägerenden wird $L = 0$, $s = 0$ und hiermit entfällt die letzte Gleichung.

Wir wollen wiederum Näherungsgleichungen für den Fall konstanter Querschnitte aufstellen. Wir bezeichnen den Abstand der Punkte A und E in der Längsrichtung mit l und setzen die Länge der Träger $= l + c$. Die Kräfte s , s_1 , s_2 sind nun leicht zu bestimmen; wir haben dieselben im Folgenden zusammengestellt:

	$s_2 =$	$s_3 =$	$s =$
Gurte:	$\pm \frac{c(l-x)}{bl}$	$\pm \frac{cx}{bl}$	$\mp \frac{l-x}{l}$
Gurtstück $A'B$:	$-\frac{c}{b}$	0	$+1$
Gurtstück CD' :	0	$+\frac{c}{b}$	0
Normalen:	$\pm \frac{c}{l}$	$\mp \frac{c}{l}$	$\mp \frac{b}{l}$
Diagonalen:	$\mp \frac{c}{l} \sec \alpha$	$\pm \frac{c}{l} \sec \alpha$	$\pm \frac{b}{l} \sec \alpha$
Riegel AB :	$+ \sec \beta$	0	0
Riegel CD :	0	$- \sec \beta$	0

Hierin bezeichnet x den Abstand von A , β die Winkel BAA' und CEE' . Die einzelnen Summen, welche von \mathfrak{S} unabhängig sind, ergeben sich nun, wenn f , φ , ψ dieselbe Bedeutung haben, wie im vorigen Paragrafe und wenn ausserdem der Querschnitt der Riegel AB und CE mit ψ_1 bezeichnet wird:

$$18. \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_3^2 \lambda}{f} = + \frac{c^2(2l+3c)}{3b^2f} + \frac{bc^2}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right) + \frac{b \sec^3 \beta}{\psi_1}, \\ \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = + \frac{2l}{3f} + \frac{b^3}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right), \\ \Sigma \frac{s_2 s_3 \lambda}{f} = + \frac{c^2 l}{3b^2 f} - \frac{bc^2}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right), \\ \Sigma \frac{s_2 s \lambda}{f} = - \frac{c(2l+3c)}{3bf} - \frac{b^2 c}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right), \\ \Sigma \frac{s_3 s \lambda}{f} = - \frac{cl}{3bf} + \frac{b^2 c}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right). \end{array} \right.$$

Für eine Einzellast wird, wie im vorigen Paragrafe, hinsichtlich der Gurte für die linke Seite $\mathfrak{S} = \frac{W(l-\xi)x}{bl}$, für die rechte Seite $\frac{W\xi(l-x)}{bl}$. Hiernach ergibt sich, wenn wir wieder annähernd voraussetzen, dass die Glieder für die Normalen und Diagonalen verschwinden,

$$19. \begin{cases} \Sigma \frac{s_2 \odot \lambda}{f} = \frac{Wc}{3b^2lf} \xi (l - \xi) (2l - \xi), \\ \Sigma \frac{s_3 \odot \lambda}{f} = \frac{Wc}{3b^2lf} \xi (l^2 - \xi^2), \\ \Sigma \frac{s \odot \lambda}{f} = \frac{W}{3blf} \xi (l - \xi) (2l - \xi), \end{cases}$$

Wir wollen noch den speziellen Fall, dass beide Enden der Träger frei sind, behandeln. Wir setzen zur Abkürzung

$$20. \begin{cases} A = \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_3^2 \lambda}{f} = \frac{c^2(2l + 3c)}{3b^2f} = \frac{bc^2}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right) + \frac{b \sec^3 \beta}{\psi_1} \\ B = \Sigma \frac{s_2 s_3 \lambda}{f} = \frac{c^2 l}{3b^2 f} - \frac{bc^2}{al} \left(\frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} \right). \end{cases}$$

Nach den Gleichungen 17 wird jetzt

$$21. \begin{cases} AD_2 + BD_3 = -\frac{Wc}{3b^2lf} \xi (l - \xi) (2l - \xi), \\ BD_2 + AD_3 = -\frac{Wc}{3b^2lf} \xi (l - \xi) (l + \xi). \end{cases}$$

Die Auflösung gibt

$$22. \begin{cases} D_2 = -\frac{Wc \xi (l - \xi)}{3b^2lf} \frac{A(2l - \xi) - B(l + \xi)}{A^2 - B^2}, \\ D_3 = +\frac{Wc \xi (l - \xi)}{3b^2lf} \frac{B(2l - \xi) - A(l + \xi)}{A^2 - B^2}. \end{cases}$$

Bei totaler gleichmässiger Belastung und unter der Voraussetzung, dass auf jeden Träger der Druck $\frac{1}{2} \omega$ pro Längeneinheit wirke, ist für jeden Träger $\frac{1}{2} \omega dx$ für W zu setzen und für den einen Träger zwischen $-c$ und l , für den anderen zwischen 0 und $l + c$ zu integrieren. Es ergeben sich hierbei die beiden Integrale $\int x(l-x)(2l-x) dx$ und $\int x(l-x)(l+x) dx$ als gleich und zwar $= \frac{1}{2} l[l^3 - c^2(3l + 2c)]$. Demnach wird

$$D_2 = D_3 = -\frac{\omega c [l^3 - c^2(3l + 2c)]}{12b^2(A + B)f},$$

d. i.

$$23. D_2 = D_3 = -\frac{\omega c [l^3 - c^2(3l + 2c)]}{12 \left[c^2(l + c) + \frac{f}{\psi_1} b^3 \sec^3 \beta \right]}.$$

Beide Reaktionen sind negativ, haben also dieselbe Richtung, wie der Winddruck. Es erklärt sich dies auch dadurch, dass bei der Deformation der Riegel AB eine Verkürzung, der Riegel CD eine Verlängerung erfährt; einen Druck in AB und einen Zug in CD können aber nur Kräfte erzeugen, welche in B und C in der Richtung des Wind-

druckes wirken. Ist der gesammte Winddruck $\omega(l+c) = W$, so ist jetzt $D + D_1 = W + D_2 + D_3$, oder, da $D = D_1$, $D_2 = D_3$ ist,

$$24. \quad D = D_1 = \frac{1}{2} W + D_2.$$

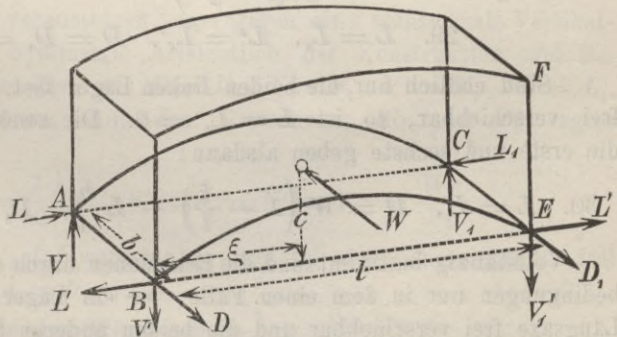
Die Resultante aus beiden Winddrücken D und D_2 ist $D - D_2 = \frac{1}{2} W$. Ist e der Abstand derselben von der Mitte, so ist $(D - D_2)e = D \frac{l}{2} - D_2 \left(\frac{l}{2} + c \right)$, mithin

$$25. \quad e = \frac{l}{2} - \frac{2D_2 c}{W} = \frac{l}{2} - \frac{c^2 [l^3 - c^2(3l + 2c)]}{6(l+c) \left[c^2(l+c) + \frac{f}{\psi_1} b^3 \sec^3 \beta \right]}.$$

Sind Endriegel nicht vorhanden, so ist $\psi_1 = 0$ zu setzen; alsdann wird $D_2 = D_3 = 0$, $D = D_1 = \frac{1}{2} W$, $e = \frac{1}{2} l$. Ist $\psi_1 = \infty$, so wird, wenn c gegen l klein ist, annähernd $D_2 = D_3 = -\frac{1}{12} \omega l \frac{l}{c}$, $e = \frac{1}{2} l - \frac{1}{6} l = \frac{1}{3} l$. Dies würde die äusserste Grenze sein, bis zu welcher D_2 und e gehen können.

§. 172. Windverstrebung in gekrümmter Fläche. Wir setzen jetzt zwei in vertikalen, parallelen Ebenen oder in geneigten, sich in einer horizontalen Geraden schneidenden Ebenen liegende Hauptträger voraus, welche durch eine in gekrümmter (eigentlich polygonaler) Fläche liegende Windverstrebung mit rechteckiger Grundrissbegrenzung verbunden sind. Ausserdem mögen eine zweite Windverstrebung und zwei Endquerverstrebungen, oder keine zweite Windverstrebung, dafür End- und Zwischen-Querverstrebungen vorhanden sein. Wir nehmen an, dass senkrecht zur Fläche

Fig. 409.



Abstand c , von A und B den Horizontalabstand ξ (Fig. 409).

1. Reaktionen. In den vier Auflagern müssen wir im Allgemeinen folgende Reaktionen annehmen: 1. Reaktionen in transversaler Richtung, welche sich zu den beiden in der Richtung von AB und CE wirkenden Kräften D, D_1 zusammensetzen; 2. die horizontalen Längsreaktionen L, L', L_1, L_1' und 3. die vertikalen Reaktionen V, V', V_1, V_1' . Die in der Figur angegebenen Pfeilrichtungen mögen den positiven

Richtungen entsprechen. Als Gleichgewichtsbedingungen gegen Verschiebung ergeben sich:

$$25. \quad \begin{cases} D + D_1 = W, \\ L - L' - L_1 + L_1' = 0, \\ V - V' + V_1 - V_1' = 0. \end{cases}$$

Als Gleichgewichtsbedingungen gegen Drehung um die Axen CE , BE und EF ergeben sich, wenn b_1 der Abstand der Lager in transversaler Richtung ist,

$$26. \quad \begin{cases} (V - V')l = 0, \\ (V + V_1)b_1 = Wc, \\ Dl - (L - L_1)b_1 = W(l - \xi). \end{cases}$$

Die vierte Gleichung gibt $V - V' = 0$, die dritte alsdann $V_1 - V_1' = 0$, oder

$$V = V', \quad V_1 = V_1'.$$

Bei symmetrischer Anordnung und Belastung muss ausserdem $V = V_1$, $V' = V_1'$ sein; die fünfte Gleichung gibt alsdann

$$27. \quad V = V_1 = V' = V_1' = W \frac{c}{b_1}.$$

Sind vier auf horizontaler Ebene in der Längsrichtung frei verschiebbare Lager vorhanden, so ist $L = L' = L_1 = L_1' = 0$. Als dann geben die erste und sechste Gleichung

$$28. \quad D = W \left(1 - \frac{\xi}{l}\right), \quad D_1 = W \frac{\xi}{l}.$$

Sind dagegen vier feste Lager vorhanden, so ist bei symmetrischer Anordnung und Belastung ($\xi = \frac{1}{2} l$):

$$29. \quad L = L_1, \quad L' = L_1', \quad D = D_1 = \frac{1}{2} W.$$

Sind endlich nur die beiden linken Lager fest, die rechten dagegen frei verschiebbar, so ist $L = L_1' = 0$. Die zweite Gleichung, sowie die erste und sechste geben alsdann:

$$30. \quad L = L', \quad D = W \left(1 - \frac{\xi}{l}\right) + L \frac{b_1}{l}, \quad D_1 = W \frac{\xi}{l} - L \frac{b_1}{l}.$$

Vollständig bestimmt sind die Reaktionen durch diese Gleichgewichtsbedingungen nur in dem einen Falle, wo ein Lager fest, eines in einer Längsaxe frei verschiebbar und die beiden anderen Lager in horizontaler Ebene frei verschiebbar sind und ausserdem Symmetrie hinsichtlich der Konstruktion und der Belastung gegen eine transversale, vertikale Ebene stattfindet. In diesem Falle ist $L = L' = L_1 = L_1' = 0$, $D = D_1 = \frac{1}{2} W$. Der Symmetrie halber ist $V = V_1$, $V' = V_1'$, der vierten und fünften Gleichung zufolge also

$$V = V_1 = V' = V_1' = \frac{1}{2} W \frac{c}{b_1}.$$

2. Statische Bestimmtheit. Wir wollen zunächst voraussetzen, dass die Konstruktion vollständig statisch bestimmt sei, sobald sämtliche äussere Kräfte, einschliesslich der Reaktionen, bekannt sind. Jeder Hauptträger habe n Knotenpunkte; alsdann muss er $2n - 3$ Stäbe haben, damit er selbst statisch bestimmt ist. Im Ganzen sind dann $2n$ Knotenpunkte vorhanden, es ergeben sich also $6n$ Gleichgewichtsbedingungen. Da hinsichtlich der äusseren Kräfte 6 Unbekannte anzunehmen sind, so muss die Anzahl m der beide Träger verbindenden Stäbe sein:

$$m = 2n.$$

Sind sämtliche Knotenpunkte beider Träger durch Normalen verbunden, so sind noch n Diagonalen nothwendig. Es ist diese Bedingung z. B. erfüllt, wenn eine obere und untere Windverstrebung mit zusammen $n - 2$ Streben und 2 Endquerstreben angeordnet sind.

Unter dieser Voraussetzung würden die Reaktionen nur bei einer Unterstüztung von drei Knotenpunkten statisch bestimmt sein. Bei der vorausgesetzten Unterstüztung an vier Punkten sind die Reaktionen, den oben genannten Symmetriefall ausgenommen, statisch unbestimmt.

Bei der gewöhnlichen Anordnung der Konstruktion mit einer Windverstrebung sind zusammen nur $n - 1$ Wind- und Querstreben vorhanden. Das System ist alsdann bei gegebenen Reaktionen labil. Es wird indess durch die Unterstüztung an vier Punkten statisch bestimmt oder statisch unbestimmt.

§. 173. Fall vollkommener Symmetrie. Wir wollen zunächst den einfachsten Fall voraussetzen, dass gegen eine transversale Vertikalebene vollkommene Symmetrie hinsichtlich der Konstruktion und Belastung stattfindet, so dass wir $D = D_1$, $V = V_1$, $V' = V_1'$, $L = L_1$, $L' = L_1'$ setzen können. Aus den Gleichungen 25 und 26 ergibt sich alsdann

$$D = D_1 = \frac{1}{2} W, \quad V = V_1 = V' = V_1' = \frac{Wc}{2b}.$$

Die Kräfte L , L_1 , L' , L_1' werden bei drei in der Längsrichtung frei verschiebbaren Lagern $= 0$ sein.

1. Spannungen in den Windstreben.

a) Vertikale Hauptträger. Wir wollen zunächst voraussetzen, dass die beiden Hauptträger in vertikalen, parallelen Ebenen liegen. Ist nur eine Windverstrebung vorhanden, so sei die Spannung einer Windstrebe P , ihr Neigungswinkel gegen eine Horizontalebene γ , der Neigungswinkel ihrer Horizontalprojektion gegen eine Transversale α , die Summe aller auf einer Seite eines durch die Windstrebe gelegten, keine Querstrebung treffenden Ebene wirkenden transversalen Kräfte Q . Als-

dann ist ohne Rücksicht auf das leicht zu bestimmende Vorzeichen $P \cos \gamma \cos \alpha = Q$ oder

$$31. \quad P \cos \gamma = Q \sec \alpha.$$

Die Horizontalkomponenten der Spannungen der Windstreben sind also dieselben, wie die Spannungen, welche in den Horizontalprojektionen der Windverstreben entstehen würden, wenn auf dieselben die horizontalen Knotenkräfte wirkten. Q ist hier gleich der Summe der Winddrücke zwischen der die Strebe schneidenden Ebene und der transversalen Symmetrieebene.

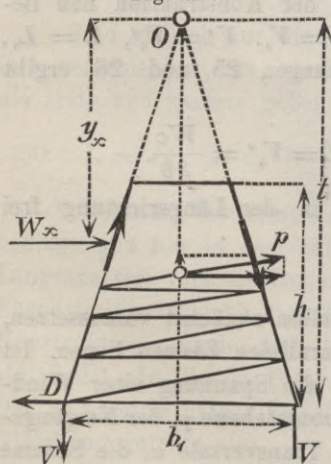
Sind die Spannungen in den Diagonalen der Querverstreben nach dem vorigen Abschnitte bestimmt, so findet man die Spannung in einer Normalen durch die Gleichgewichtsbedingung eines Knotenpunktes gegen Verschiebung in transversaler Richtung.

Sind zwei Windverstreben vorhanden, so kann man die Konstruktion durch einen Horizontalschnitt in einen oberen und unteren Theil zerlegen. Die transversalen Reaktionen sind dann in beiden Theilen $\frac{1}{2} W_1$, $\frac{1}{2} W_2$, wenn W_1 , W_2 die auf beide Theile wirkenden Winddrücke bezeichnet. Hieraus ergibt sich leicht, dass die Gleichung 31, nämlich

$$P \cos \gamma = Q \sec \alpha$$

sowohl für die obere, als für die untere Windverstrebung gilt, wenn hierbei Q beziehungsweise für die auf die oberen und unteren Knotenpunkte wirkenden Winddrücke bestimmt wird. Die beiden Windverstreben wirken hier vollständig unabhängig von einander.

Fig. 410.



b) Geneigte Hauptträger. Wir wollen zunächst wieder nur eine Windverstrebung voraussetzen. Wir führen zwischen zwei Querverstreben eine schneidende Ebene durch die fragliche Windstrebe. Behalten wir die obige Bezeichnung bei und bezeichnen noch den Vertikalabstand der Geraden O (Fig. 410), in welcher sich die beiden Trägerebenen schneiden, von der Resultante Q der zwischen der schneidenden Ebene und der transversalen Symmetrieebene wirkenden Winddrücke mit y_x und des Durchschnittspunktes der fraglichen Windstrebe mit einer durch die Gerade O gehenden Vertikalebene mit y , so ist die Gleichgewichtsbedingung eines

zwischen dem fraglichen Schnitte und der transversalen Symmetrieebene liegenden Stückes der Konstruktion gegen Drehung um die Axe O , weil

die Spannung der von der genannten Symmetrieebene geschnittenen Windstrebe Null ist,

$$32. \quad P y \cos \gamma \cos \alpha = Q y_x.$$

Die Axe O ist als Drehungsaxe gewählt, weil für dieselbe die Momente der Spannungen der geschnittenen Theile beider Hauptträger Null werden.

Liegt die Windverstrebung in einer horizontalen Ebene, so ist für Winddrücke, welche in dieser Ebene wirken, $y_x = y$, so dass die Beziehung 31 ohne weiters anwendbar ist.

Sind zwei Windverstreubungen vorhanden, so ergibt sich sofort, dass hier die Beziehung 32 für jede einzelne Windverstrebung gültig bleibt.

Hinsichtlich der Normalen ist statt der Gleichung gegen Verschiebung in transversaler Richtung im Falle a) ebenfalls die Gleichung gegen Drehung um die Axe O anzuwenden.

2. Spannungen in den Hauptträgern.

a) Vertikale Hauptträger. Hat man die Spannungen der Windstreben bestimmt, so zerlegt man dieselben in Komponenten, welche in der Längsrichtung, in vertikaler und transversaler Richtung wirken. Die letzteren Komponenten heben sich mit den äusseren Kräften auf. Die beiden ersteren Komponenten betrachtet man als äussere, auf die Hauptträger wirkende Kräfte, indem man sich dieselben durch Schnitte von der Konstruktion losgetrennt betrachtet und bestimmt nun die entsprechenden Spannungen der einzelnen Theile der Träger nach bekannten Gesetzen.

Die auf die beiden Hauptträger wirkenden Kräfte ergeben sich der Hauptsache nach gleich, aber entgegengesetzt. Es ergeben sich sonach auch die Spannungen in beiden Trägern gleich, aber entgegengesetzt.

Wirken die Horizontaldrücke auf einen die Lager verbindenden geraden Gurt, so entstehen Spannungen im anderen Gurte und in den Gitterstäben der Hauptträger nicht.

Ist τ der Neigungswinkel eines der Windstrebe mit der Spannung P entsprechenden Gurtstückes der Hauptträger gegen die Horizontalebene, so sind die der Spannung P entsprechenden Komponenten \mathfrak{L} , \mathfrak{B} in der Längs- und in Vertikalrichtung $\mathfrak{L} = P \cos \gamma \sin \alpha$, $\mathfrak{B} = \mathfrak{L} \tan \tau$ oder

$$33. \quad \mathfrak{L} = Q \tan \alpha, \quad \mathfrak{B} = Q \tan \alpha \tan \tau.$$

b) Geneigte Hauptträger. Hier hat man die Spannungen der Wind- und Querstreben, sowie der wirkenden Winddrücke und Reaktionen in zwei Komponenten zu zerlegen, die in der Ebene der Hauptträger und senkrecht hierzu wirken. Die ersteren bedingen die Spannungen in den Hauptträgern. Da indess die Ebenen der Hauptträger im Allgemeinen nur wenig gegen die Vertikalen geneigt sind, so wird man nicht viel

fehlen, wenn man statt der in den geneigten Ebenen der Träger wirkenden Komponenten solche einführt, welche in Vertikalebene wirken.

3. Bestimmung der Längsreaktionen. Für den Fall unverschiebbarer Lager bleibt noch die Bestimmung der Längsreaktion L und L' übrig. Wir wollen hier die folgenden beiden Fälle unterscheiden:

a) Dreigelenkträger. Hier lässt sich L und L' durch die Bedingung bestimmen, dass für die drei Gelenke eines Trägers das Moment Null sein muss. Bezeichnen wir den Höhenunterschied der Scheitel- und Kämpfergelenke mit h , die Ordinaten eines Knotenpunktes, in welchem die Kräfte \mathfrak{Q} , \mathfrak{B} wirken, in Beziehung auf das linke Ende und die Basis des Trägers mit x , y , so wird für jeden Träger, wenn man das Moment im Scheitel $= 0$ setzt, $V \frac{l}{2} - Lh - \Sigma \mathfrak{B} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \Sigma \mathfrak{Q} (h - y) = 0$, oder, weil $V = \Sigma \mathfrak{B}$ ist,

$$34. \quad L = \Sigma \mathfrak{Q} + \frac{1}{h} (\Sigma \mathfrak{B} x - \Sigma \mathfrak{Q} y).$$

Weiter kommen wir in §. 174 hierauf zu sprechen.

b) Zweigelenkträger. Wenn nur an den Auflagern Gelenke vorhanden sind, so können die Sätze für die Deformationsarbeit zur Bestimmung von L , L' führen. Es sei s die Spannung, welche in einem Stabe entsteht, wenn an einem Träger die entgegengesetzten Längsreaktionen 1 wirken, λ die Länge, f der Querschnitt dieses Stabes und \mathfrak{S} seine Spannung, welche entsteht, wenn eine Längsreaktion nicht vorhanden ist, wobei sich s und \mathfrak{S} nach rein statischen Gesetzen bestimmen lassen. Die wirkliche Spannung des Stabes ist alsdann $\mathfrak{S} + sL$, also die Verschiebung eines Lagers in horizontaler Richtung nach dem bekannten Satze über die Deformationsarbeit $= \Sigma \frac{s(\mathfrak{S} + sL)\lambda}{Ef} = \frac{1}{E} \left[\Sigma \frac{s\mathfrak{S}\lambda}{f} + L \Sigma \frac{s^2\lambda}{f} \right]$, mithin, weil diese Verschiebung Null sein muss,

$$35. \quad L = - \frac{\Sigma \frac{s\mathfrak{S}\lambda}{f}}{\Sigma \frac{s^2\lambda}{f}}.$$

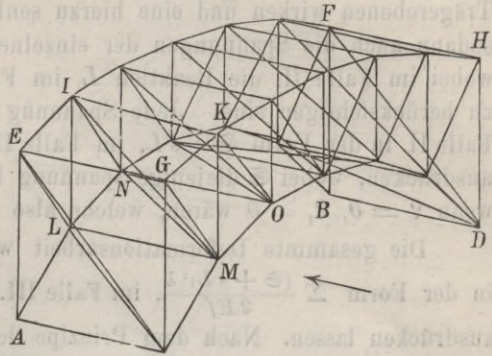
Für Wind- und Querstreben wird $s = 0$; diese kommen nur insofern in Betracht, als durch dieselben die auf die Hauptträger wirkenden Kräfte \mathfrak{Q} , \mathfrak{B} , also die Spannungen \mathfrak{S} bedingt sind.

§. 174. Allgemeine Behandlung der Konstruktion mit einer Windverstrebung. Wenn bei Trägern mit n Knotenpunkten zur Querverbindung nur $2n - 1$ Stäbe vorhanden sind, z. B. ausser n Normalen noch $\frac{n}{2}$ Windstreben und $\frac{n}{2} - 1$ Querstreben (Fig. 411) oder $\frac{n-1}{2}$ Windstreben und $\frac{n+1}{2}$ Querstreben, so ist das System an und für sich

labil und nur mit Rücksicht auf die Unterstützung an vier Punkten statisch bestimmt oder statisch unbestimmt.

Wir legen durch eine Windstrebene und durch die beiden Hauptträger einen Schnitt, welcher die beiden benachbarten Querverstrebungen nicht trifft. Die Summe aller auf der linken in transversaler Richtung wirkenden Kräfte sei Q ; in dem speziellen Falle, wo Längsreaktionen nicht vorhanden sind, $= \mathfrak{Q}$, wobei sich \mathfrak{Q} in bekannter Weise bestimmen lässt. Wir unterscheiden nun folgende drei Fälle:

Fig. 411.



I. Freie Verschiebbarkeit, wobei nur ein Lager festgehalten ist, ein Lager sich auf einer Längsaxe frei verschieben kann, während sich die beiden anderen auf einer Horizontalebene frei verschieben können. Das System ist hier ganz statisch bestimmt und die Behandlung kann ganz wie im vorigen Paragrafe geschehen. Es wird hier natürlich

$$36. \quad Q = \mathfrak{Q}.$$

II. Festhaltung an einem Ende. Beide linke Lager seien festgehalten, während sich von den beiden anderen eines auf einer Längsaxe, das andere auf einer Horizontalebene frei verschieben kann. Es wird hier $L_1 = L_1' = 0$, $L = L'$, $Dl = W(l - \xi) - Lb$, $D_1l = W\xi + Lb$ und demnach

$$37. \quad Q = \mathfrak{Q} - L \frac{b}{l}.$$

III. Festhaltung an beiden Enden, wobei alle vier Lager an einer Längsverschiebung gehindert sind. Nach der zweiten der Gleichungen 25 wird

$$L - L_1 = L' - L_1'$$

und nach der dritten der Gleichungen 26 sodann $Dl = W(l - \xi) - (L - L_1)b$, $D_1l = W\xi + (L - L_1)b$ und hiernach

$$38. \quad Q = \mathfrak{Q} - (L - L_1) \frac{b}{l}.$$

Nachdem Q bestimmt ist, wobei natürlich vorläufig in den Fällen II. und III. L und L_1 als Unbekannte zu betrachten sind, bestimmt man nach Formel 31, bei geneigten Hauptträgern nach Formel 32 die Spannungen der Windstreben und nach den Formeln 33 die von den Spannungen der Windstreben herrührenden, auf die Hauptträger wirkenden

Längs- und Vertikalkräfte \mathfrak{Q} und \mathfrak{B} . Die Spannungen in den Querstreben, welche nach dem vorigen Kapitel zu bestimmen sind, zerlegt man ebenfalls in Längs- und Vertikalkomponenten \mathfrak{Q}_1 , \mathfrak{B}_1 , welche in den Trägerebenen wirken und eine hierzu senkrechte Komponente. Man kann sodann auch die Spannungen der einzelnen Theile der Träger bestimmen, wobei im Falle II. die Reaktion L , im Falle III. die Reaktionen L , L_1 zu berücksichtigen sind. Jede Spannung lässt sich hierbei offenbar im Falle II. in der Form $\mathfrak{S} + sL$, im Falle III. in der Form $\mathfrak{S} + sL + s_1L_1$ ausdrücken, wobei \mathfrak{S} diejenige Spannung bezeichnet, die entstehen würde, wenn $\mathfrak{Q} = 0$, $\mathfrak{Q}_1 = 0$ wären, welche also dem Falle I. entspricht.

Die gesammte Deformationsarbeit wird sich hiernach im Falle II. in der Form $\Sigma \frac{(\mathfrak{S} + sL)^2 \lambda}{2Ef}$, im Falle III. in der Form $\Sigma \frac{(\mathfrak{S} + sL + s_1L_1)^2 \lambda}{2Ef}$ ausdrücken lassen. Nach dem Principe der kleinsten Deformationsarbeit, welches hier Anwendung finden kann, wird im Falle II:

$$39. \quad L = - \frac{\Sigma \frac{s\mathfrak{S}\lambda}{f}}{\Sigma \frac{s^2\lambda}{f}},$$

während im Falle III. L und L_1 aus den beiden Gleichungen

$$40. \quad \begin{cases} L \Sigma \frac{s^2\lambda}{f} + L_1 \Sigma \frac{s s_1 \lambda}{f} + \Sigma \frac{s\mathfrak{S}\lambda}{f} = 0, \\ L \Sigma \frac{s s_1 \lambda}{f} + L_1 \Sigma \frac{s_1^2 \lambda}{f} + \Sigma \frac{s_1 \mathfrak{S}\lambda}{f} = 0 \end{cases}$$

zu bestimmen ist. Nur macht im II. Falle der Gelenkträger eine Ausnahme. Indem man für jeden Träger das Moment für das Scheitelgelenk $= 0$ setzt, erhält man eine Beziehung zwischen L und L_1 oder eine Gleichung in der Form $La + c + L_1 = 0$. Die Deformationsarbeit wird hiernach $= \Sigma \frac{[\mathfrak{S} - s_1 a + (s - s_1 c)L]^2 \lambda}{2Ef}$; dieselbe wird also zum Minimum für

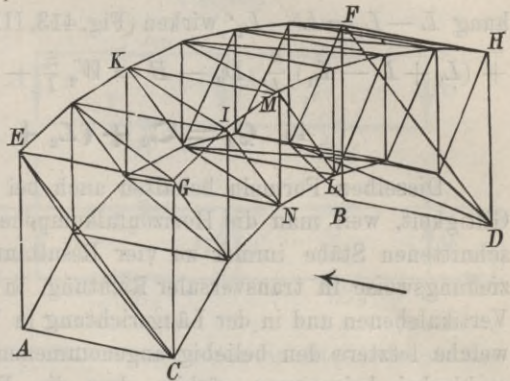
$$41. \quad L \Sigma \frac{(s - s_1 c)^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{(s - s_1 c)(\mathfrak{S} - s a) \lambda}{f}.$$

Aus den auf die Träger wirkenden Kräften \mathfrak{Q} , \mathfrak{Q}_1 , \mathfrak{B} , \mathfrak{B}_1 ergeben sich auch die vertikalen Anflagerreaktionen; die dritte, vierte und fünfte der Gleichungen 25 und 26 bieten dann eine Kontrolle.

§. 175. Allgemeine Behandlung der Konstruktion mit zwei Windverstrebrungen. Wir wollen jetzt zwei Windverstrebrungen voraussetzen, wobei die beiden Träger mit je n Knotenpunkten durch n Normalen und n Diagonalen verbunden seien (Fig. 412). Nach dem Gesagten ist diese Konstruktion an und für sich statisch bestimmt, mit Rücksicht auf die Auflagerung an vier Punkten also statisch unbestimmt.

Wir trennen den oberen und unteren Theil durch einen Schnitt. Auf die beiden Theile wirke der Winddruck W_1, W_2 in dem Horizontalabstande ξ_1, ξ_2 von den linken Auflagern. Die Horizontal-

Fig. 412.



Längskräften $\pm L_2$ und zu den transversalen Kräften $\pm A, B$, welche in den durch die Lager gelegten Vertikal-

ebenen wirken, zusammensetzen lassen. Alsdann wird für den oberen Theil $Al + L_2 b = W_1 (l - \xi_1)$, $Bl - Cb = W_1 \xi_1$ oder

$$42. \quad A = W_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{l}\right) - L_2 \frac{b}{l}, \quad B = W_1 \frac{\xi_1}{l} + L_2 \frac{b}{l}.$$

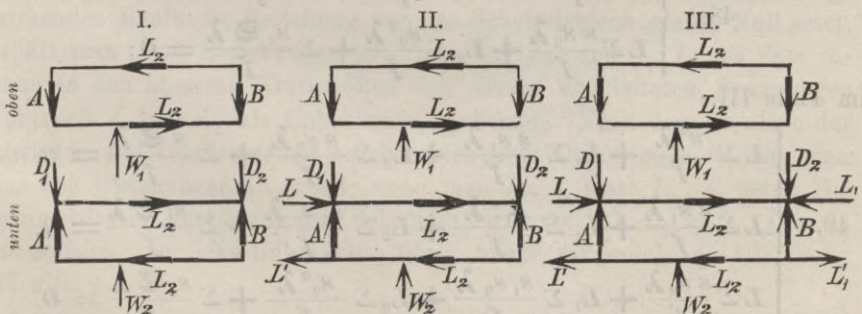
Wir bezeichnen die Transversalkraft für einen durch eine obere und untere Windstrebe gelegten Schnitt mit Q_1, Q_2 , unter der Voraussetzung, dass auf den ganzen oberen, resp. unteren Theil Längskräfte nicht wirken, mit $\mathfrak{Q}_1, \mathfrak{Q}_2$. Alsdann ist zunächst

$$43. \quad Q_1 = \mathfrak{Q}_1 - L_2 \frac{b}{l}.$$

Wir unterscheiden nun dieselben drei Fälle, wie im vorigen Paragraphen. Alsdann ist im Falle I., wo Längsreaktionen nicht vorhanden sind (Fig. 413, I)

$$44. \quad Q_2 = \mathfrak{Q}_2 + L_2 \frac{b}{l}.$$

Fig. 413.



Im Falle II., wo die Längsreaktion $\pm L$ vorhanden ist (Fig. 413, II) wird $D - A = W_2 \left(1 - \frac{\xi_2}{l}\right) + (L_2 + L) \frac{b}{l}$, $D_2 - B = W_2 \frac{\xi_2}{l} - (L_2 + L) \frac{b}{l}$ und mithin

$$45. \quad Q_2 = \mathfrak{Q}_2 + (L_2 + L) \frac{b}{l}.$$

Im Falle III., wo die Längsreaktion L, L_1, L', L_1' mit der Beziehung $L - L_1 = L' - L_1'$ wirken (Fig. 413, III) wird $D - A = W_2 \left(1 - \frac{s_2}{l}\right) + (L_2 + L - L_1) \frac{b}{l}$, $D_2 - B = W_2 \frac{s_2}{l} - (L_2 + L - L_1) \frac{b}{l}$, mithin

$$46. \quad Q_2 = \mathfrak{Q}_2 + (L_2 + L - L_1) \frac{b}{l}.$$

Dieselben Formeln behalten auch bei 'geneigten Hauptträgern ihre Giltigkeit, weil man die Horizontalkomponenten der Spannungen der geschnittenen Stäbe immer zu vier Resultanten $A, B, \pm L_2$, welche beziehungsweise in transversaler Richtung, in den durch die Lager gehenden Vertikalebene und in der Längsrichtung in Vertikalebene wirken werden, welche letztere den beliebig angenommenen Abstand b haben. Auch ist es hierbei keineswegs nöthig, dass die Endquerverstrebungen in vertikalen Ebenen liegen.

Es sind nunmehr die Spannungen der Windstreben durch die Gleichungen 31 und 32 bestimmt; nach den Gleichungen 33 bestimmt man die auf die Hauptträger wirkenden Längs- und Vertikalkräfte $\mathfrak{Q}, \mathfrak{B}$ und sodann in bekannter Weise die Spannungen, wobei die sämtlichen Spannungen im Falle I. in der Form $\mathfrak{S} + s_2 L_2$, im Falle II. in der Form $\mathfrak{S} + s L_2 + s_2 L_2$, im Falle III. in der Form $\mathfrak{S} + s L + s_1 L_1 + s_2 L_2$ auftreten. Nach dem Principe der kleinsten Deformationsarbeit werden die Unbekannten L, L_1, L_2 durch folgende Gleichungen zu bestimmen sein: im Falle I.:

$$47. \quad L_2 \sum \frac{s_2^2 \lambda}{f} + \sum \frac{s_2 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0;$$

im Falle II.:

$$48. \quad \begin{cases} L \sum \frac{s^2 \lambda}{f} + L_2 \sum \frac{s s_2 \lambda}{f} + \sum \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0, \\ L \sum \frac{s s_2 \lambda}{f} + L_2 \sum \frac{s_2^2 \lambda}{f} + \sum \frac{s_2 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0; \end{cases}$$

im Falle III.:

$$49. \quad \begin{cases} L \sum \frac{s^2 \lambda}{f} + L_1 \sum \frac{s s_1 \lambda}{f} + L_2 \sum \frac{s s_2 \lambda}{f} + \sum \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0, \\ L \sum \frac{s s_1 \lambda}{f} + L_1 \sum \frac{s_1^2 \lambda}{f} + L_2 \sum \frac{s_1 s_2 \lambda}{f} + \sum \frac{s_1 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0, \\ L \sum \frac{s s_2 \lambda}{f} + L_1 \sum \frac{s_1 s_2 \lambda}{f} + L_2 \sum \frac{s_2^2 \lambda}{f} + \sum \frac{s_2 \mathfrak{S} \lambda}{f} = 0. \end{cases}$$

Im Falle III. tritt bei dem Dreigelenkträger allerdings eine wesentliche Aenderung ein. Hier ist es des Scheitelgelenkes halber nöthig, die obere Windverstrebung am Scheitel zu unterbrechen und daselbst zur

Verbindung mit der unteren Windverstrebung zwei Querverstrebugen anzuordnen. Wenn man die Summe der Längskomponenten der Spannungen der geschnittenen Theile der Hauptträger im linken und rechten Theile mit L_2, L_2' (Fig. 414) bezeichnet, so wird für die linke und rechte Hälfte des oberen Theiles

Fig. 414.

$$50. \begin{cases} Q_1 = \mathfrak{D}_1 - L_2 \frac{2b}{l}, \\ Q_1' = \mathfrak{D}_1' - L_2' \frac{2b}{l}. \end{cases}$$

In den Schnitten durch die Querverstrebugen am Scheitel wirken die transversalen Kräfte

$$51. B' = W_1 \frac{2\xi_1}{l} + L_2 \frac{2b}{l}, \quad A' = W_1' \left(1 - \frac{2\xi_1'}{l}\right) - L_2' \frac{2b}{l},$$

welche sich auf die unteren Theile übertragen und hier zusammen als Einzelkraft im Scheitel wirken. Für den unteren Theil wird nun $D = A = W_2 \left(1 - \frac{\xi_2}{l}\right) + \frac{1}{2} (A' + B') + (L_2 + L_2' + L - L_1) \frac{b}{l}$, $D_1 - B = W_2 \frac{\xi_2}{l} + \frac{1}{2} (A' + B') - (L_2 + L_2' + L - L_1) \frac{b}{l}$, daher

$$52. \begin{cases} Q_2 = \mathfrak{D}_2 + \frac{2W\xi_1 + W_1'(l - 2\xi_1')}{2l} + (2L_2 + L - L_1) \frac{b}{l}, \\ Q_2' = \mathfrak{D}_2' + \frac{2W_1\xi_1 + W_1'(l - 2\xi_1')}{2l} + (2L_2' + L - L_1) \frac{b}{l}. \end{cases}$$

Jetzt können die auf die Hauptträger wirkenden Längs- und Vertikalkräfte \mathfrak{L} und \mathfrak{B} aufgestellt werden. Indem man sodann die Summe der Momente der auf der linken Seite, respektive der auf der rechten Seite wirkenden Kräfte in Beziehung auf das Scheitелgelenk gleich Null setzt, erhält man zwei Beziehungen zwischen L_2, L_2' und L, L_1 , so dass sodann in den äusseren Kräften und den daraus abgeleiteten Spannungen nur noch L und L_1 als Unbekannte erscheinen. Nach dem Prinzip der kleinsten Deformationsarbeit ergeben sich zwei Gleichungen, welche man aus den Gleichungen 48 erhält, wenn man L_1, s_1 statt L_2, s_2 setzt. Bei symmetrischer Anordnung und Belastung wird natürlich $L_2' = L_2, L_1 = L$, so dass hier nur eine Unbekannte übrig bleibt, für welche die Gleichung 47 gilt.

§. 176. Balkenträger mit geradem Ober- und gekrümmtem Untergurte.

1. Eine Windverstrebug. In der Regel ist die obere, also ebene Windverstrebug vorhanden. In diesem Falle erzeugen die Längsreak-

tionen $\pm L$ und die durch sie bedingten transversalen Reaktionen nur Spannungen in den oberen Gurten und Windstreben, nicht aber in den Untergurten, dem Gitterwerke der Hauptträger und den Querverstrebungen. In Folge dessen wird diese Windverstrebung ganz nach den Regeln der ebenen Windverstrebugen (§. 169 und 170) zu behandeln sein.

2. Zwei Windverstrebugen. Wir wollen hier unter Aufstellung allgemeiner Regeln gleichzeitig Nahrungsregeln für einen Parabel-Fischbauchträger entwickeln. Ist h die Trägerhöhe in der Mitte, y die Höhe im Abstände x vom linken Ende, so wird

$$y = \frac{4hx(l-x)}{l^2}, \quad \tan \tau = \frac{dy}{dx} = \frac{4h(l-2x)}{l^2}.$$

a) Elastische Spannungen. Es kommt zunächst darauf an, zur Anwendung der Formeln 43 bis 45, sowie 47 und 48 die von den Kräften L und L_2 herrührenden Spannungen oder die Werthe von s und s_2 zu bestimmen.

Für die obere Windverstrebug wird $s = 0$, ferner für eine Diagonale $s_2 = \mp \frac{b}{l} \sec \alpha$, für eine Normale $s_2 = \pm \frac{b}{l}$, wobei das obere und untere Vorzeichen für die linke und rechte Hälfte gilt, wenn man die in Fig. 417 gezeigte Lage der Diagonalen anwendet. Daher wird, wenn a den Abstand der Normalen, φ, ψ den Querschnitt der Diagonalen und Normalen bezeichnet, $\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = 0$, $\Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = 0$ und

$$\Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{b^3 \sec^3 \alpha}{\varphi l a} + \frac{b^3}{\psi l a} = \frac{b^3}{l a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{1}{\psi} \right).$$

Es entstehen hierdurch im Obergurte Längskräfte, welche im Abstände a in der Groe $\frac{b}{l} \tan \alpha = \frac{a}{l}$ wirken, beim vorderen Träger nach links, beim hinteren nach rechts. Auf der linken Seite entsteht hierdurch die Längsreaktion I . In den beiden Hauptträgern entsteht hierdurch offenbar nur in den Obergurten eine Spannung; dieselbe ist für den vorderen Träger $-\left(1 - \frac{x}{l}\right)$, für den hinteren $+\left(1 - \frac{x}{l}\right)$.

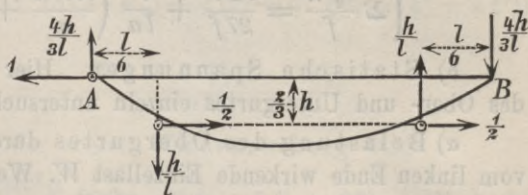
Für die untere Windverstrebug wird für die Diagonalen $s = s_2 = \pm \frac{b}{l} \sec \alpha \sec \gamma$, für die Normalen $s = s_2 = \mp \frac{b}{l}$, wobei bei der in Fig. 418 angegebenen Lage der Diagonalen das obere und untere Zeichen wieder für die linke und rechte Seite gilt. Bei dem Querschnitte φ_1, ψ_1 wird annähernd wegen der Kleinheit von γ :

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \frac{b^3}{l a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right).$$

Es entstehen hierdurch die Längskräfte $\frac{b}{l} \tan \alpha$, die beim vorderen Träger nach rechts, beim hinteren nach links wirken, und die Vertikal-

kräfte $= \frac{\alpha}{l} \tan \tau = \frac{4ah(l-2x)}{l^3}$ (Fig. 418). Es ergibt sich leicht, dass sich die auf jede Trägerhälfte wirkenden Horizontalkräfte zu einer Resultante $\frac{l}{8}$, welche im Abstände $\frac{2}{3}h$ vom geraden Gurte wirkt, und die auf jeder Trägerhälfte wirkenden Vertikalkräfte zu einer im Abstände $\frac{l}{6}$ vom Trägerende wirkende Resultante $\frac{h}{l}$ zusammensetzen lassen (Fig. 415). Hieraus ergeben sich leicht die vertikalen Reaktionen $\pm \frac{4h}{3l}$. Es lassen sich nun auch leicht die in den Hauptträgern entstehenden Spannungen bestimmen. Es ergibt sich im Abstände x vom linken Ende, wenn man beachtet, dass für den Obergurt nach dem Obigen noch $s_2 = \mp \frac{l-x}{l}$ hinzukommt, für den

Fig. 415.



Obergurt

$$s = \pm \frac{2b-x}{3l}, \quad s_2 = \pm \frac{2x-l}{3l},$$
für den Untergurt

$$s = s_2 = \pm \frac{l-2x}{3l} \sec \tau,$$

für einen nach rechts unter dem Winkel β gegen die Vertikale fallenden Gitterstab

$$s = s_2 = \pm \frac{4hx(l-x)}{3l^3} \sec \beta,$$

wobei sich das obere Vorzeichen auf den vorderen, das untere auf den hinteren Träger bezieht. Wenn man den geringen Einfluss des Gitterwerkes vernachlässigt, so ergibt sich für beide Obergurte

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{2}{9l^2 f} \int_0^l (2l-x)^2 dx = + \frac{14l}{27f},$$

$$\Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \frac{2}{9l^2 f} \int_0^l (2l-x)(2x-l) dx = - \frac{l}{27f},$$

$$\Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{2}{9l^2 f} \int_0^l (2x-l)^2 dx = + \frac{2l}{27f},$$

für beide Untergurte, wenn man hier dieselbe mittlere Querschnittsfläche f voraussetzt, wie in den Obergurten

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{2}{9l^2 f} \int_0^l (l-2x) dx = \frac{2l}{27f},$$

mithin für sämtliche Theile

$$53. \quad \begin{cases} \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{16l}{27f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right), \\ \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \frac{l}{27f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right), \\ \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{4l}{27f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right). \end{cases}$$

b) Statische Spannungen. Hier wollen wir die Belastung des Ober- und Untergurtes einzeln untersuchen.

a) Belastung des Obergurtes durch eine im Abstände $AC = \xi$ vom linken Ende wirkende Einzellast W . Wenn wir zunächst den oberen, vom unteren Theile getrennten Theil betrachten, so wirken hier auf beiden Seiten der Last die Transversalkräfte $\Omega_1 = +W \left(1 - \frac{\xi}{l}\right)$, $\Omega_2 = -W \frac{\xi}{l}$. Die Spannung wird demnach in den drei Theilen AC , CE , EB (B rechtes Ende, E Mitte) bezüglich in den Diagonalen

$$+ \frac{W(l - \xi)}{l} \sec \alpha, \quad - \frac{W\xi}{l} \sec \alpha, \quad + \frac{W\xi}{l} \sec \alpha.$$

und in den Normalen

$$- \frac{W(l - \xi)}{l}, \quad + \frac{W\xi}{l}, \quad - \frac{W\xi}{l}.$$

Es entstehen hierdurch auf beiden Seiten der Last die Längskräfte $\frac{W(l - \xi)a}{lb}$, $\frac{W\xi a}{lb}$, welche beim vorderen Träger nach innen, beim hinteren nach aussen wirken und sich gegenseitig aufheben. Hierdurch entsteht in den Obergurten im linken und rechten Theile die Spannung

$$\mp \frac{W(l - \xi)x}{lb}, \quad \mp \frac{W\xi(l - x)}{lb},$$

wobei sich das obere und untere Zeichen auf den vorderen und hinteren Träger bezieht. Spannungen in den übrigen Theilen der Hauptträger entstehen nicht. Da der untere Theil als nicht belastet angenommen wird, so entstehen auch hier keine Spannungen in der unteren Windverstrebung.

Hiernach ergibt sich nun

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f} &= - \frac{2W(l - \xi)}{3l^2 b f} \int_0^{\xi} x(2l - x) dx - \frac{2W\xi}{3l^2 b f} \int_{\xi}^l (l - x)(2l - x) dx \\ &= - \frac{W}{9l^2 b f} [2(l - \xi)\xi^2(3l - \xi) + \xi(5l^3 - 12l^2\xi + 9l\xi^2 - 2\xi^3)] \end{aligned}$$

d. i.

$$54. \quad \Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f} = - \frac{W\xi(l - \xi)(5l - \xi)}{9lb f}.$$

Ferner wird zunächst hinsichtlich des Obergurtes, da hier $s_2 = \mp \left(1 - \frac{x}{l}\right) \pm \frac{2l-x}{3l} = \pm \frac{2x-l}{3l}$ zu setzen ist

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} &= - \frac{2W(l-\xi)}{3l^2 b f} \int_0^\xi x(2x-l) dx - \frac{2W\xi}{3l^2 b f} \int_\xi^l (l-x)(2x-l) dx \\ &= - \frac{W}{9l^2 b f} [(l-\xi)\xi^2(3l-4\xi) + \xi(l^3 - 6l^2\xi + 9l\xi^2 - 4\xi^3)] \end{aligned}$$

d. i.

$$55. \quad \Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} = - \frac{W\xi(l-\xi)(l-2\xi)}{9lbf}.$$

Hinsichtlich der Diagonalen der oberen Windverstrebung wird

$$56. \quad \Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} = - \frac{Wb^2 \sec^2 \alpha}{2l^2 a \varphi} [2(l-\xi)\xi - \xi(l-2\xi) - l\xi] = 0.$$

Dasselbe ergibt sich für die Normalen. Die Ausdrücke 54 und 55 geben also die Werthe von $\Sigma \frac{s \mathcal{S} \lambda}{f}$ und $\Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f}$ für sämtliche Stäbe. Ist der Obergurt mit ω pro Längeneinheit belastet, so ist ωdx statt W zu setzen und zwischen $x=0$ und $x=l$ zu integrieren. Es ergibt sich hierdurch

$$57. \quad \Sigma \frac{s \mathcal{S} \lambda}{f} = - \frac{\omega l^3}{12bf}, \quad \Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} = 0.$$

Bei dieser Belastung wird daher im Falle I: $L_2 = 0$ (wie bei jeder symmetrischen Belastung) und im Falle II:

$$58. \quad \begin{cases} L_2 = - \frac{\omega l^2}{8b \left[1 + \frac{3b^3}{2l^2 a} \left(\frac{f \sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{f}{\psi} \right) \right]}, \\ L + L_2 = + \frac{9\omega l^2}{64b \left[1 + \frac{27b^3}{16l^2 a} \left(\frac{f \sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{f}{\psi_1} \right) \right]}. \end{cases}$$

Die Transversalkraft wird nun für die obere Windverstrebung nach Formel 43: $Q_1 = \frac{l}{2} \omega (l-2x) - L_2 \frac{b}{l}$, für die untere nach Formel 45: $Q_2 = + (L + L_2) \frac{b}{l}$.

b) Belastung des Untergurtes. Wir wollen hier von vornherein eine gleichmässige Belastung mit der Last ω_1 pro horizontale Längeneinheit voraussetzen. Für den oberen Theil ist $\mathfrak{D}_1 = 0$; für den unteren wird $\mathfrak{D}_2 = \frac{l}{2} \omega_1 (l-2x)$. Die unteren Diagonalen erhalten demnach durchgehends eine Zugspannung $\frac{l}{2} \omega_1 (l-2x) \sec \alpha \sec \tau$, die unteren Normalen eine Druckspannung $\frac{l}{2} \omega_1 (l-2x)$. Die hierdurch entstehende Längs- und Vertikalkraft ist

$$\mathfrak{Q} = \frac{\omega_1(l-2x)a}{2b}, \quad \mathfrak{B} = \frac{\omega_1(l-2x)a}{2b} \tan \tau = \frac{2\omega_1 h a (l-2x)^2}{l^2 b}.$$

Die hierdurch an jeder Stütze erzeugte Vertikalreaktion ist

$$\mathfrak{B} = \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{\mathfrak{B}}{a} dx = \frac{2\omega_1 h}{l^2 b} \int_0^{\frac{1}{2}l} (l-2x)^2 dx = \frac{\omega_1 l h}{3b}.$$

Die Spannung \mathfrak{S}_2 des Untergurtes ergibt sich nun für die vorderen Träger durch die Beziehung

$$\mathfrak{S}_2 y \cos \tau - Vx + \int_0^x \frac{\mathfrak{B}}{a} (x-\xi) d\xi + \int_0^x \frac{\mathfrak{Q}}{a} \eta d\xi = 0, \text{ d. i.}$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{S}_2 \frac{4hx(l-x)}{l^2} \cos \tau - \frac{\omega_1 l h x}{3b} + \frac{2\omega_1 h}{l^2 b} \int_0^x (l-2\xi)^2 (x-\xi) d\xi \\ + \frac{2\omega_1 h}{l^2 b} \int_0^x (l-2\xi) \xi (l-\xi) d\xi = 0. \end{aligned}$$

Die Ausführung gibt

$$59. \quad \mathfrak{S}_2 = + \frac{\omega_1}{12b} (l^2 - 5lx + 5x^2) \sec \tau.$$

Die Spannung \mathfrak{S}_1 des Obergurtes findet man näherungsweise durch die Beziehung $\mathfrak{S}_1 + \mathfrak{S}_2 \cos \tau + \int_0^x \frac{\mathfrak{Q}}{a} dx = 0$ oder $\mathfrak{S}_1 + \mathfrak{S}_2 \cos \tau + \frac{\omega_1 x(l-x)}{2b} = 0$. Die Ausführung gibt

$$60. \quad \mathfrak{S}_1 = - \frac{\omega_1}{12b} (l^2 + lx - x^2).$$

Die Spannung \mathfrak{S}_3 eines unter dem Winkel β gegen die Vertikale nach rechts fallenden Gitterstabes ist nun aus der Gleichgewichtsbedingung $\mathfrak{S}_3 \cos \beta + \mathfrak{S}_2 \sin \tau + \int_0^x \frac{\mathfrak{B}}{a} dx - V = 0$ zu bestimmen. Die Ausführung gibt

$$61. \quad \mathfrak{S}_3 = \frac{\omega_1 h x (l-x) (l-2x)}{3l^2 b} \sec \beta.$$

Hiernach ergeben sich für einige Werthe von x folgende Zahlen:

$x =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	l	
$\mathfrak{S}_1 =$	-1,00	-1,09	-1,16	-1,21	-1,24	-1,25		$\frac{\omega_1 l^2}{12b}$,
$\mathfrak{S}_2 =$	+1,00	+0,55	+0,20	-0,05	-0,20	-0,25		$\frac{\omega_1 l^2}{12b} \sec \tau$,
$\mathfrak{S}_3 =$	0	+0,29	+0,39	+0,34	+0,19	0		$\frac{\omega_1 l^2 h}{12b l} \sec \beta$.

Für den hinteren Träger bleiben die Zahlen dieselben; das Vorzeichen kehrt sich um.

Setzt man nun nach dem Obigen für die oberen Diagonalen und Normalen $s = 0$, $s_2 = \mp \frac{b}{l} \sec \alpha$ und $s = 0$, $s_2 = \pm \frac{b}{l}$, für den Obergurt $s = \pm \frac{2l-x}{3l}$, $s_2 = \pm \frac{2l-x}{3l} \mp \frac{l-x}{l} = \pm \frac{2x-l}{3l}$, für den Untergurt $s = s_2 = \pm \frac{l-2x}{3l} \sec \tau$, für die unteren Diagonalen und Normalen $s = s_2 = \pm \frac{b}{l} \sec \alpha \sec \gamma$, $s = s_2 = \mp \frac{b}{l}$, so erhält man nur ein Glied für den Obergurt im Ausdrucke für $\Sigma \frac{s \circledast \lambda}{f}$, während alle übrigen Glieder Null werden. Es wird demnach $\Sigma \frac{s \circledast \lambda}{f} = -\frac{2\omega_1}{36lb} \int_0^l (2l-x)(l^2 + lx - x^2) d\alpha$, $\Sigma \frac{s_2 \circledast \lambda}{f} = 0$ oder

$$62. \quad \Sigma \frac{s \circledast \lambda}{f} = -\frac{7\omega_1 l^3}{72bf}, \quad \Sigma \frac{s_2 \circledast \lambda}{f} = 0.$$

Die Werthe für L_2 und $L + L_2$ erhält man nun, indem man in den Ausdrücken 58 ω_1 für ω , $\frac{17}{48}$ für $\frac{1}{8}$ und $\frac{21}{128}$ für $\frac{9}{64}$ setzt. Es wird sodann $Q_1 = -L_2 \frac{b}{l}$, $Q_2 = \frac{1}{2} \omega_1 (l - 2x) + (L + L_2) \frac{b}{l}$.

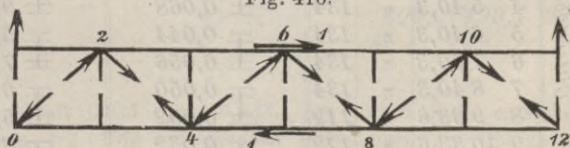
Beispiel. Brücke mit zwei Parabel-Fischbauchträgern von 24^m Spannweite, $3,6^m$ Höhe der Parabel, 4^m horizontalem Knotenabstände in beiden Gurten und 3^m Trägerabstand (Fig. 416 bis 418) Die Trägerhöhen in den Knotenpunkten 0 1 3 5 ergeben sich zu 0 1,1 2,7 3,5 m . Bei belasteter Brücke möge in den Knotenpunkten 0, 2 bis 10, 12 auf den vorderen Träger der Druck 0,25 0,50 0,25, auf den hinteren der Druck 0, in den Knotenpunkten 0, 1, 3 bis 9, 11, 12, auf den vorderen Träger der Druck 0,05 0,15 0,21 0,15 0,05, auf den hinteren der Druck 0,04 0,13 0,19 0,13 0,04 Tonnen wirken. Bei unbelasteter Brücke sei der Druck im Maximum 60 Prozent grösser. Durch die Wagen möge an jedem oberen Knotenpunkte ein auf beide Träger gleichmässig vertheilter Druck von 1,9 Ton. und am Kopfe des Zuges ein Druck von 3 Ton. übertragen werden. Oben sind einfache Diagonalen aus Formeisen, unten dagegen sind doppelte Diagonalen aus Flacheisen angenommen. Die Längen- und Querschnittsflächen gibt die folgende Tabelle, wobei die Querschnittsflächen der Windstreben zunächst durch eine Näherungsrechnung bestimmt wurden.

1. Elastische Spannungen. Wenn die Längskraft L_2 im oberen Theile = ± 1 angenommen wird, so entstehen die Reaktionen $\pm \frac{1}{8}$, welche in den oberen Diagonalen die Spannung

$\pm \frac{1}{8} \cdot \frac{5}{3} = \pm 0,208$ erzeugen; die Normalen bleiben ohne Spannung (Fig. 416). Hierdurch

entsteht in den Knotenpunkten 0, 4, 8, 12 des vorderen Trägers die nach links wirkende Längskraft 0,167 0,333 0,333 0,167; ebenso an den Knotenpunkten 2, 6, 10 des hinteren Trägers die

Fig. 416.



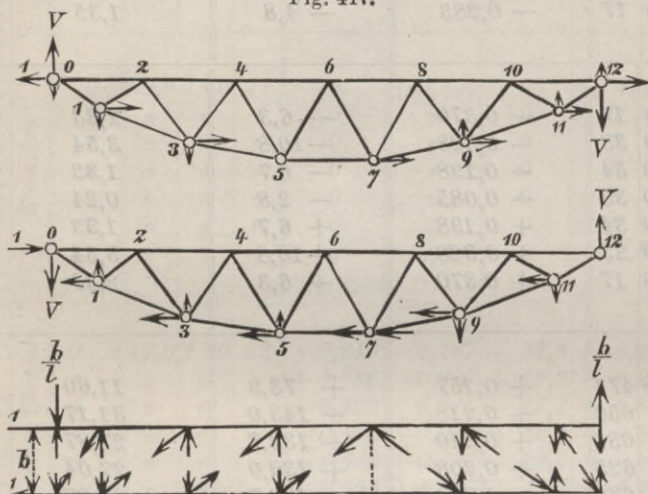
Theil	Nummer	λ	f	$\frac{\lambda}{f}$	s	s_2	$\frac{s\lambda}{f}$	$\frac{s_2\lambda}{f}$	$\frac{s^2\lambda}{f}$	$\frac{ss_2\lambda}{f}$	$\frac{s_2^2\lambda}{f}$	
Obere Windverbreitung	Diagonalen											
	0 2	50,0	0,38	132	0	-0,208	0	-27,5	0	0	5,72	
	2 4	n	0,28	179	0	+0,208	0	+37,2	0	0	7,74	
	4 6	n	0,22	227	0	-0,208	0	-47,2	0	0	9,82	
	6 8	n	0,22	227	0	+0,208	0	+47,2	0	0	9,82	
	8 10	n	0,28	179	0	-0,208	0	-37,2	0	0	7,74	
	10 12	n	0,38	132	0	+0,208	0	+27,5	0	0	5,72	
	Normalen											
	0	30,0	1,40	21	0	+0,125	0	+2,6	0	0	0,33	
	2	n	n	n	0	n	0	0	0	0	0	
	4	n	n	n	0	n	0	0	0	0	0	
	6	n	n	n	0	n	0	0	0	0	0	
8	n	n	n	0	n	0	0	0	0	0		
10	n	n	n	0	n	0	0	0	0	0		
12	n	n	n	0	-0,125	0	-2,6	0	0	0,33		
Vorderer Obergurt	0 2	40,0	1,20	33	+0,646	-0,187	+21,3	-6,2	13,76	-3,98	1,16	
	2 4	n	n	n	+0,586	-0,247	+19,3	-8,2	11,31	-4,67	2,03	
	4 6	n	n	n	+0,525	+0,025	+17,2	+0,8	8,94	-0,43	0,02	
	6 8	n	n	n	+0,475	-0,025	+15,5	-0,8	7,29	-0,39	0,02	
	8 10	n	n	n	+0,414	+0,247	+13,6	+8,2	5,63	+3,36	2,03	
	10 12	n	n	n	+0,354	+0,187	+11,7	+6,2	4,14	+2,21	1,16	
Hinterer Obergurt	0 2	40,4	1,20	33	-0,646	+0,354	-21,3	+11,7	13,76	-7,54	4,14	
	2 4	n	n	n	-0,586	+0,081	-19,3	+2,7	11,31	-1,56	0,22	
	4 6	n	n	n	-0,525	+0,142	-17,2	+4,7	8,94	-2,44	0,67	
	6 8	n	n	n	-0,475	-0,142	-15,5	-4,7	7,29	+2,20	0,67	
	8 10	n	n	n	-0,414	-0,081	-13,6	-2,7	5,63	+1,10	0,22	
	10 12	n	n	n	-0,354	-0,354	-11,7	-11,7	4,14	+4,14	4,14	
Hauptträger	Güterstäbe											
	1 2	22,8	0,30	76	±0,042		±3,2			0,13		
	2 3	33,6	n	112	±0,030		±3,4			0,10		
	3 4	33,6	n	112	±0,054		±6,0			0,32		
	4 5	40,3	n	134	±0,068		±9,1			0,62		
	5 6	40,3	n	134	±0,044		±5,9			0,26		
	6 7	40,3	n	134	±0,056		±7,5			0,42		
	7 8	40,3	n	134	±0,050		±6,7			0,34		
	8 9	33,6	n	112	±0,052		±5,8			0,30		
	9 10	33,6	n	112	±0,032		±3,6			0,12		
10 11	22,8	n	76	±0,047		±3,6			0,17			

Theil	Nummer	λ	f	$\frac{\lambda}{f}$	s	s_2	$\frac{s\lambda}{f}$	$\frac{s_2\lambda}{f}$	$\frac{s^2\lambda}{f}$	$\frac{ss_2\lambda}{f}$	$\frac{s_2^2\lambda}{f}$	
Hauptträger	Vorderer Untergurt											
	0	1	22,8	1,38	17		+ 0,283	+ 4,8		1,35		
	1	3	43,1	1,29	33		+ 0,153	+ 5,0		0,77		
	3	5	40,7	1,20	34		+ 0,029	+ 1,0		0,03		
	5	7	40,0	1,20	33		- 0,082	- 2,7		0,22		
	7	9	40,7	1,20	34		- 0,029	- 1,0		0,03		
	9	11	43,1	1,29	33		- 0,153	- 5,0		0,77		
	11	12	22,8	1,38	17		- 0,283	- 4,8		1,35		
	Hinterer Untergurt											
	0	1	22,8	1,38	17		- 0,370	- 6,3		2,33		
	1	3	43,2	1,29	33		- 0,328	- 10,8		3,54		
3	5	40,7	1,20	34		- 0,198	- 6,7		1,33			
5	7	40,0	1,20	33		- 0,085	- 2,8		0,24			
7	9	40,7	1,20	34		+ 0,198	+ 6,7		1,33			
9	11	43,1	1,29	33		+ 0,328	+ 10,8		3,54			
11	12	22,8	1,38	17		+ 0,370	+ 6,3		2,33			
Untere Windverstrebung	Diagonalen											
	0	1	37,7	0,08	471		+ 0,157	+ 73,9		11,60		
	1	2	52,5	"	656		+ 0,218	+ 143,0		31,17		
	3	5	50,6	"	632		+ 0,210	+ 132,7		27,87		
	5	7	50,0	"	625		+ 0,208	+ 130,0		27,04		
	7	9	50,6	"	632		- 0,210	- 132,7		27,87		
	9	11	52,5	"	656		- 0,218	- 143,0		31,17		
	11	12	37,7	"	471		- 0,157	- 73,9		11,60		
	Normalen											
	0		30,0	0,40	75		- 0,125	- 9,4		1,18		
	1		"	0,20	150		- 0,125	- 18,8		2,35		
3		"	"	150		- 0,125	- 18,8		2,35			
5		"	"	150		- 0,125	- 18,8		2,35			
7		"	"	150		0	0		0			
9		"	"	150		+ 0,125	+ 18,8		2,35			
11		"	"	150		+ 0,125	+ 18,8		2,35			
12		"	0,40	75		+ 0,125	+ 18,8		1,18			
		Deci- meter	De- cimet.	Deci- meter					309,2	199,1	270,8	

nach rechts wirkende Längskraft 0,333 0,333 0,333. Am linken Ende entstehen hierdurch die Längsreaktionen ± 1 . Die entstehenden Spannungen des Obergurtes sind beim vorderen Träger $-0,833 -0,833 -0,5 -0,5 -0,167 -0,167$, beim hinteren Träger $+1 +0,667 +0,667 +0,333 +0,333 0$.

Wenn beim unteren Theile die Längsreaktion $L = 1$ wirkt, so entstehen die transversalen Reaktionen $\pm \frac{1}{8}$. In den unteren Diagonalen entstehen hierdurch die Spannungen $+\frac{1}{8} \cdot \frac{3,306}{3} \cdot 1,046 = +0,157$, $+\frac{1}{8} \cdot \frac{5}{3} \cdot 1,050 = +0,218$, $+\frac{1}{8} \cdot \frac{5}{3} \cdot 1,012 = +0,210$, $+\frac{1}{8} \cdot \frac{5}{3} = +0,208$, $-0,210$, $-0,218$, $-0,157$; die Spannungen der Normalen werden $-0,125$, $-0,125$, $-0,125$, $-0,125$, 0 , $+0,125$, $+0,125$, $+0,125$. An den unteren Knotenpunkten entstehen hierdurch die Längskräfte $\frac{1}{8} \cdot \frac{2}{3} = 0,083$, $\frac{1}{8} \cdot \frac{4}{3} = 0,167$, $0,167$, $0,167$, 0 , $0,167$, $0,167$, $0,083$. Die entsprechenden Vertikalkräfte werden $0,083 \cdot 0,55 = 0,046$, $0,167 \cdot 0,40 = 0,067$, $0,167 \cdot 0,20 = 0,033$, 0 , 0 , $-0,033$, $-0,067$, $-0,046$.

Fig. 417.



$\pm 0,414$, $\pm 0,354$. Wenn man hierzu die obigen durch die Spannungen in den oberen Diagonalen entstehenden Spannungen hinzufügt, so erhält man für s_2 für den vorderen Träger $-0,187$, $-0,247$, $+0,025$, $-0,025$, $+0,247$, $+0,187$, für den hinteren Träger $+0,354$, $+0,081$, $+0,142$, $-0,142$, $-0,081$, $-0,354$. Für die untere Windverstrebung, die Untergurte und das Gitterwerk der Hauptträger wird $s = s_2$. Nach der Zusammenstellung in der vorhergehenden Tabelle wird

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = 309,2, \quad \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = 199,1, \quad \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = 270,8.$$

Nach den Näherungsformeln 53 wird, wenn wir im Mittel $f = 1,23$, $q = 0,29$, $\psi = 1,40$, $\varphi_1 = 0,08$, $\psi_1 = 0,20$ setzen,

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{16 \cdot 240}{27 \cdot 1,23} + \frac{30^3}{240 \cdot 40} \left(\frac{5^3}{3^3 \cdot 0,08} + \frac{1}{1,20} \right) = 116 + 163 + 14 = 293,$$

$$\Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \frac{240}{27 \cdot 1,23} + \frac{30^3}{240 \cdot 40} \left(\frac{5^3}{3^3 \cdot 0,08} + \frac{1}{1,20} \right) = 7 + 163 + 14 = 184,$$

$$\Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{4 \cdot 240}{27 \cdot 1,23} + \frac{30^3}{240 \cdot 40} \left(\frac{5^3}{3^3 \cdot 0,29} + \frac{1}{1,40} + \frac{5^3}{3^3 \cdot 0,08} + \frac{1}{0,20} \right),$$

$$= 29 + 45 + 2 + 163 + 14 = 253,$$

was von den genaueren Werthen nicht wesentlich abweicht.

Nach den Gleichungen 47 und 48 ergibt sich nun für den Fall I (freie Enden):

$$L_2 = -0,00369 \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f}$$

und für den Fall II (festgehaltene linke Seite):

$$L = -0,00614 \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} + 0,00451 \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f},$$

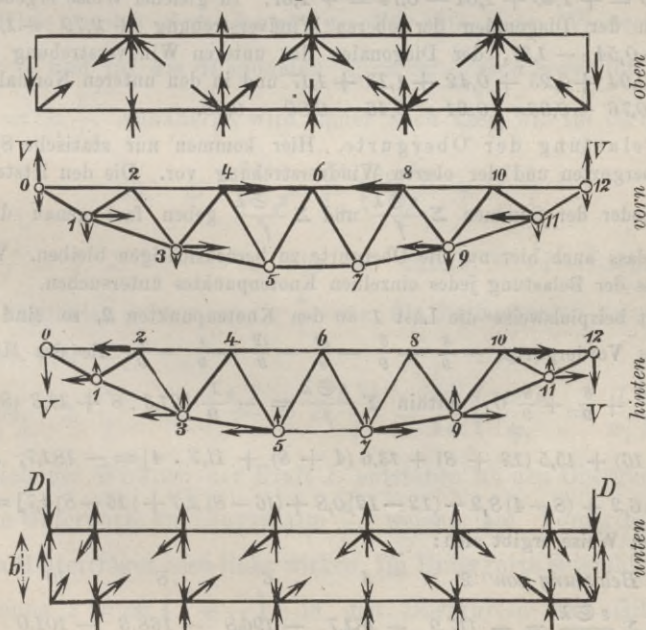
$$L_2 = +0,00451 \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} - 0,00700 \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f},$$

2. Totale Belastung beider Gurte. Wir nehmen zunächst beide Gurte mit den oben angegebenen, für die belastete Brücke giltigen Lasten belastet an. Die statischen Spannungen in beiden Windverstrebrungen sind in bekannter Weise zu bestimmen. Dieselben sind in den Diagonalen der oberen Windverstrebrung $+2,08 - 1,25 + 0,42 + 0,42 - 1,25 + 2,08$, in denen der unteren Windverstrebrung $+1,298 \cdot 1,046 = +1,36$, $+1,333 \cdot 1,050 = +1,40$, $+0,667 \cdot 1,012 = +0,68$, 0 , $+0,68$, $+1,40$, $+1,36$, in den Normalen der unteren Windverstrebrung $-1,13 - 0,95 - 0,61 - 0,21 - 0,21 - 0,61 - 0,95 - 1,13$.

Bei der Bildung der Summen von $\frac{s \mathcal{E} \lambda}{f}$ und $\frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f}$ heben sich die Glieder hinsichtlich sämtlicher Theile, in der ersteren Summe mit Ausnahme beider Obergurte, entweder genau oder fast genau auf, so dass wir nur noch die Spannungen \mathcal{E} für die Obergurte zu bestimmen brauchen.

Es ergeben sich aus den Spannungen der Windstreben leicht die folgenden auf die Hauptträger symmetrisch wirkenden Kräfte: auf den vorderen Träger wirkt

Fig. 418.



in den Punkten 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 horizontal nach innen 2,37 1,07 0 0,53 1,34 0 0, nach unten 0,40, 0,43, 0 0,11, 0, 0, 0; auf den hinteren Träger wirkt in diesen Punkten horizontal nach aussen 0, 0,72, 2,67, 1,07, 0, 0,53, 0, nach oben: 0, 0,40, 0, 0,43, 0, 0,11, 0 (Fig. 418). Für den Obergurt ergeben sich hieraus die folgenden

Spannungen: im vorderen Träger $-3,38 - 3,59 - 4,99$, im hinteren Träger $+1,71 + 4,58 + 4,66$, also wird:

Nummer	Vorderer Träger			Hinterer Träger		
	s	Σ	$\frac{s \otimes \lambda}{f}$	s	Σ	$\frac{s \otimes \lambda}{f}$
0 2	+ 0,646	- 3,38	- 72,0	- 0,146	+ 1,71	- 36,4
2 4	+ 0,586	- 3,59	- 69,3	- 0,586	+ 4,59	- 88,6
4 6	+ 0,525	- 4,99	- 85,8	- 0,525	+ 4,66	- 80,2
6 8	+ 0,475	- 4,99	- 77,3	- 0,475	+ 4,66	- 72,2
8 10	+ 0,414	- 3,59	- 48,8	- 0,414	+ 4,59	- 62,4
10 12	+ 0,354	- 3,38	- 39,5	- 0,354	+ 1,71	- 20,0
Summe			- 392,7			- 359,8

Es wird sonach $\Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f} = -392,7 - 359,8 = -752,5$, mithin im Falle II (festgehaltene linke Seite) $L = +0,00614 \cdot 753 = +4,62$, $L_2 = -0,00451 \cdot 753 = -3,40$.

Hiernach ergibt sich nun beispielsweise die Spannung S in der Diagonale 2 4 der oberen Windverstrebung $= -1,25 - 0,208 \cdot 3,40 = -1,25 - 0,71 = -1,96$, die Spannung der Diagonale 1 2 der unteren Windverstrebung $+1,40 + 0,218 \cdot 4,62 - 0,218 \cdot 3,40 = +1,40 + 1,01 - 0,74 = +1,67$. In gleicher Weise ergeben sich die Spannungen der Diagonalen der oberen Windverstrebung $+2,79 - 1,96 + 1,15 - 0,28 - 0,54 - 1,37$, der Diagonalen der unteren Windverstrebung $= +1,55 + 1,67 + 0,94 + 0,25 + 0,42 + 1,13 + 1,17$ und in den unteren Normalen $-1,28 - 1,10 - 0,76 - 0,36 - 0,21 - 0,46 - 0,80 - 0,98$.

3. Belastung der Obergurte. Hier kommen nur statische Spannungen in den Obergurten und der oberen Windverstrebung vor. Die den letzteren angehörigen Glieder der Summen $\Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f}$ und $\Sigma \frac{s_2 \otimes \lambda}{f}$ geben fast genau die Summe Null, so dass auch hier nur die Obergurte zu berücksichtigen bleiben. Wir wollen den Einfluss der Belastung jedes einzelnen Knotenpunktes untersuchen.

Liegt beispielsweise die Last 1 an den Knotenpunkten 2, so sind die Spannungen des Vordergurtes $-\frac{s}{9} - \frac{s}{9} - \frac{12}{9} - \frac{12}{9} - \frac{4}{9} - \frac{4}{9}$, die des Hintergurtes $0 + \frac{16}{9} + \frac{16}{9} + \frac{8}{9} + \frac{8}{9}$, mithin $\Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f} = -\frac{1}{9} [21,3 \cdot 8 + 19,3 (8 + 16) + 17,2 (12 + 16) + 15,5 (12 + 8) + 13,6 (4 + 8) + 11,7 \cdot 4] = -181,7$, $\Sigma \frac{s_2 \otimes \lambda}{f} = \frac{1}{9} [(8 - 4) 6,2 + (8 - 4) 8,2 - (12 - 12) 0,8 + (16 - 8) 2,7 + 16 - 8] 4,7] = +12,98$. In derselben Weise ergibt sich:

Belastung von	2	4	6	8	10
$\Sigma \frac{s \otimes \lambda}{f}$	- 117,9	- 181,7	- 196,8	- 168,3	- 101,0
$\Sigma \frac{s_2 \otimes \lambda}{f}$	+ 16,1	+ 13,0	0	- 13,0	- 16,1
L	+ 0,797	+ 1,174	+ 1,208	+ 0,975	+ 0,548
L_2	- 0,644	- 0,910	- 0,888	- 0,668	- 0,343

Hiernach sind nun leicht die Spannungsgrenzen für die einzelnen Diagonalen der oberen Windverstrebung zu bestimmen. So z. B tritt $\max(-S)$ für die Diagonale 2 4 ein, wenn bei 4 der Druck $1,9 + 3,0 = 4,9$, bei jedem der Punkte 6 8 10 der Druck 1,9 wirkt. Für diese Belastung ist $\Sigma = \frac{1}{8} (4 \cdot 4,9 + 3 \cdot 1,9 + 2 \cdot 1,9 + 1 \cdot 1,9) = 5,17$, $\ominus = -5,17 \cdot \frac{5}{8} = -8,62$, $L_2 = -(4,9 \cdot 0,910 + 1,9 \cdot 0,888 + 1,9 \cdot 0,668 + 1,9 \cdot 0,343) = -8,07$, $s_2 L_2 = -0,208 \cdot 8,07 = -1,68$, also $\max(-S) = -(8,62 + 1,68) = -10,30$. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit, dass die Drücke nach hinten und nach vorn wirken können, ergeben sich als Spannungsgrenzen für die einzelnen Diagonalen $\pm 13,85 \pm 10,30 \pm 6,97 \pm 4,15 \pm 6,97 \pm 10,50$. Ohne Rücksicht auf die Festhaltung auf der linken Seite würde sich $\pm 12,08 \pm 8,62 \pm 5,67 \pm 5,67 \pm 8,62 \pm 12,08$ ergeben.

§. 177. Balkenträger mit geradem Unter- und gekrümmtem Obergurt. Wir wollen hier nur zwei Windverstrebungen voraussetzen und zur speziellen Entwicklung von Näherungsregeln den Halbparabelträger mit der Höhe h_0 , h_1 an den Enden und in der Mitte voraussetzen, so dass hier

$$y = h_0 + \frac{4(h_1 - h_0)x(l-x)}{l^2}, \quad \tan \tau = \frac{dy}{dx} = \frac{4(h_1 - h_0)(l-2x)}{l^2}$$

wird.

a) Elastische Spannungen. Für die obere Windverstrebung wird $s = 0$ und für die Diagonalen $s_2 = \mp \frac{b}{l} \sec \alpha \sec \gamma$, für die Normalen $s_2 = \pm \frac{b}{l}$. Annähernd wird daher auch hier, wie im vorigen Falle

$$63. \quad \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{1}{\psi} \right)$$

und $\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = 0$, $\Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = 0$. Für die untere Windverstrebung wird für die Diagonalen $s = s_2 = \pm \frac{b}{l} \sec \alpha$, für die Normalen $s = s_2 = \mp \frac{b}{l}$, daher auch hier

$$64. \quad \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} = \frac{1}{\psi_1} \right).$$

Hinsichtlich der Wirkung der Kraft L entstehen an den Obergurten keine Kräfte, am Untergurte die Längskräfte $\frac{a}{l}$, welche am Vorderträger nach rechts, im Hinterträger nach links wirken. Im Untergurte entsteht hierdurch die Spannung $s = \pm \left(1 - \frac{x}{l}\right)$; in den Obergurten und Gitterstäben entstehen keine Spannungen. Hiernach ergibt sich leicht hinsichtlich der Hauptträger

$$65. \quad \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{2l}{3f}.$$

Hinsichtlich der Wirkung der Kraft L_2 dagegen entstehen am Obergurte die beim Vorderträger nach links wirkenden Längskräfte $\frac{a}{l}$ und die auf der linken Seite nach unten, auf der rechten nach oben wirkenden Vertikalkräfte $\frac{a}{l} \tan \tau = \frac{4a(h_1 - h_0)(l - 2x)}{l^3}$ und am Untergurte die nach rechts wirkenden Längskräfte $\frac{a}{l}$; beim Hinterträger ist die Richtung die umgekehrte. Es ergibt sich leicht, dass hierdurch die vertikalen Reaktionen $\frac{4h_1 - h_0}{3l}$ entstehen, welche vorn und links, sowie hinten und rechts nach oben, an den beiden anderen Lagern nach unten wirken. Es ergibt sich ferner, dass beim Vorderträger im Untergurte die Spannung

$$66. \quad s_2 = + \frac{4(h_1 - h_0)x(l-x)(l-2x)}{3l[h_0l^2 + 4(h_1 - h_0)x(l-x)]},$$

im Obergurte die Spannung $-s_2 \sec \tau$ und in einem unter dem Winkel β gegen die Vertikale fallenden Gitterstäbe die Spannung

$$67. \quad s_2 = \frac{4h_1 - h_0}{3l} \sec \beta - \frac{4(h_1 - h_0)x(l-x)}{l^3} \left[1 + \frac{4(h_1 - h_0)(l-2x)^2}{3[h_0l^2 + 4(h_1 - h_0)x(l-x)]} \right] \sec \beta$$

entsteht.

Wenn jede der Endquerverstrebungen aus einer Diagonale mit der Querschnittsfläche φ_2 und dem Neigungswinkel β gegen die Vertikale, also der Länge $b \operatorname{cosec} \beta$ bestände, so würde für dieselben $s = 0$,

$$s_2 = \pm \frac{b}{l} \operatorname{cosec} \beta, \text{ also}$$

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = 0, \quad \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = 0, \quad \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = \frac{2b^3 \operatorname{cosec}^3 \beta}{l^2 \varphi_2}$$

sein. In Wirklichkeit ist indess diese Anordnung (bei unten liegender Bahn) nicht möglich. Bei anderen Konstruktionen kann man diejenige ideale Querschnittsfläche φ_2 einführen, bei welcher dieselbe Verschiebung in horizontaler Richtung eintritt, worauf wir im nächsten Kapitel zurückkommen. Jedenfalls ist das von den Endquerverstrebungen gelieferte Glied der Summe nur klein gegen die ganze Summe. Wenn man das Gitterwerk vernachlässigt, so ergibt sich für sämtliche Theile:

$$68. \quad \begin{cases} \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = x \frac{l}{f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^2 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right), \\ \Sigma \frac{s s_2 \lambda}{f} = x_1 \frac{l}{f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^2 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right), \\ \Sigma \frac{s_2^2 \lambda}{f} = x_2 \frac{l}{f} + \frac{b^3}{la} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{1}{\psi} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right) + \frac{2b^3 \operatorname{cosec}^3 \beta}{l^2 \varphi_2}. \end{cases}$$

Hierbei ist nach dem Obigen $x = \frac{2}{3} = 0,667$. Die Koeffizienten x_1, x_2

können für bestimmte Werthe von $\frac{h_0}{h_1}$ leicht numerisch, etwa nach der Simpson'schen Regel bestimmt werden, da eine Integration in algebraischer Form nicht möglich ist. Es ergeben sich folgende Werthe:

$$\begin{array}{rcccccc} h_0 = & 0 & 0,25 & 0,50 & 0,75 & 1 \cdot h_1 \\ x_1 = & 0,1111 & 0,0498 & 0,0383 & 0,0122 & 0 \\ x_2 = & 0,1482 & 0,0398 & 0,0130 & 0,0026 & 0 \end{array}$$

b) Statische Spannungen.

α) Belastung des Obergurtes durch eine totale gleichmässige Belastung ω pro Längeneinheit. Hier wird $\mathfrak{Q}_1 = \frac{1}{2} \omega (l - 2x)$, $\mathfrak{Q}_2 = 0$. Die oberen Diagonalen erhalten demnach die Zugspannung $\frac{1}{2} \omega (l - 2x) \sec \alpha \sec \tau$, während die Normalen die Druckspannung $\frac{1}{2} \omega (l - 2x)$ erhalten. Die an den Obergurten entstehenden Längs- und Vertikalkräfte sind

$$\mathfrak{Q} = \frac{\omega (l - 2\alpha) a}{2b}, \quad \mathfrak{B} = \frac{\omega (l - 2x) a}{2b} \tan \tau = \frac{2\omega (h_1 - h_0) a (l - 2x)^2}{l^2 b}.$$

Es entsteht hierdurch an jeder Stütze die Vertikalreaktion

$$69. \quad V = \frac{\omega l (h_1 - h_0)}{3b}.$$

Wie im vorigen Paragrafe ergeben sich nun die folgenden Spannungen $\mathfrak{S}_1, \mathfrak{S}_2, \mathfrak{S}_3$ im Obergurte, Untergurte und einem rechts fallenden Gitterstabe:

$$70. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{S}_1 = - \frac{\omega x (l - x)}{6b} \frac{3h_0 l^2 - 2(h_1 - h_0)(l^2 - 5lx + 5x^2)}{h_0 l^2 + 4(h_1 - h_0)x(l - x)} \sec \tau, \\ \mathfrak{S}_2 = + \frac{\omega (h_1 - h_0) x (l - x) (l^2 + lx - x^2)}{3b [h_0 l^2 + 4(h_1 - h_0)x(l - x)]}, \\ \mathfrak{S}_3 = \mathfrak{S}_1 \sin \tau \sec \beta - \frac{\omega (h_1 - h_0)}{3l^2 b} (l^3 - 6l^2 x + 12lx^2 - 8x^3) \sec \beta. \end{array} \right.$$

Die Vorzeichen gelten für den vorderen Träger; für den hinteren Träger sind dieselben umzukehren.

Da die Werthe von \mathfrak{S} für alle Theile auf beiden Seiten in gleichen Abständen von der Mitte gleich gross und dem Vorzeichen nach gleich sind, während die Werthe von s und s_2 in gleichen Abständen von der Mitte gleich, dem Vorzeichen nach aber entgegengesetzt sind, da ebenso in den Endquerverstrebungen die Werthe von \mathfrak{S} und s gleich sind, diejenigen von \mathfrak{S} gleiches Vorzeichen, diejenigen von s entgegengesetztes Vorzeichen haben, so heben sich die Glieder von $\Sigma \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f}$ und $\Sigma \frac{s_2 \mathfrak{S} \lambda}{f}$ gegenseitig auf, mit alleiniger Ausnahme der auf die Untergurte bezüglichen Glieder von $\Sigma \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f}$. Da hier $s = \pm \left(1 - \frac{x}{l}\right)$ ist, so ergibt sich

$$\Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = \frac{2\omega(h_1 - h_0)}{3bl} \int_0^l \frac{x(l-x)^2(l^2 + lx - x^2)}{h_0 l^2 + 4(h_1 - h_0)x(l-x)} dx, \quad \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f} = 0.$$

Durch numerische Berechnung ergibt sich hiernach:

$$71. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_0 = 0 \quad 0,25 \quad 0,50 \quad 0,75 \quad l \cdot h_1 \\ \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = 0,0972 \quad 0,0610 \quad 0,0374 \quad 0,0264 \quad 0 \cdot \frac{\omega l^3}{fb} \end{array} \right.$$

Beim Parallelträger wird $\Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f} = 0$, mithin nach den Formeln 47 und 48 auch $L = 0$, $L_2 = 0$.

β) Belastung des Untergurtes durch eine Einzellast W , welche im Abstände ξ vom linken Ende wirkt. Hier wird $\mathcal{Q} = 0$, $\mathcal{Q}_2 = +W(1 - \frac{\xi}{l})$ und $-W \frac{\xi}{l}$. Die hierdurch entstehenden Spannungen in der unteren Windverstrebung und den Untergurten sind dieselben, wie im vorigen Paragrafe in den Obergurten (Seite 388); in den Obergurten und dem Gitterwerke entstehen keine Spannungen.

Die Glieder in den Summen $\Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f}$ und $\Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f}$ werden in der oberen Windverstrebung, den Obergurten und dem Gitterwerk $= 0$, in der unteren Windverstrebung heben sich dieselben auf. Es ergibt sich daher zunächst

$$\Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = -\frac{2W}{fl^2b} \left[(l - \xi) \int_0^{\xi} x(l-x) dx + \int_{\xi}^l (l-x)^2 dx \right]$$

d. i.

$$72. \quad \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = -\frac{W\xi(l-\xi)(2l-\xi)}{3fb l}.$$

Für eine totale gleichmässige Belastung mit der Last ω , pro Längeneinheit ergibt sich hierdurch leicht durch Integration

$$73. \quad \Sigma \frac{s \mathcal{E} \lambda}{f} = -\frac{\omega l^3}{12fb}.$$

Es ergibt sich ferner

$$74. \quad \Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f} = -\frac{2W}{fb l} \left[(l - \xi) \int_0^{\xi} Xx dx + \xi \int_{\xi}^l X(l-x) dx \right],$$

wenn wir zur Abkürzung

$$75a. \quad X = \frac{4x(l-x)(l-2x)}{3l \left[\frac{h_0}{h_1 - h_0} + 4x(l-x) \right]}$$

setzen. Die Integrale müssten durch Flächenberechnung bestimmt werden.

Beim Parallelträger wird $X = 0$, daher $\Sigma \frac{s_2 \mathcal{E} \lambda}{f} = 0$. Beim Parabel-

träger ($h_0 = 0$) wird $X = \frac{l-2x}{3l}$; alsdann ergibt sich durch Ausführung der Integration:

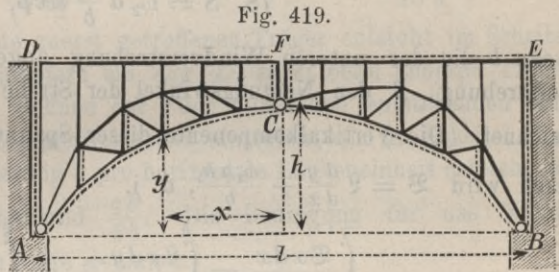
$$75b. \Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} = - \frac{W \xi (l - \xi) (l - 2\xi)}{9bl}$$

Bei totaler gleichmässiger Belastung wird s und \mathcal{S} in gleichen Abständen von der Mitte gleich gross, aber s mit entgegengesetztem, \mathcal{S} mit gleichem Vorzeichen; daher wird hier allgemein $\Sigma \frac{s_2 \mathcal{S} \lambda}{f} = 0$.

Die weitere Behandlung bleibt dieselbe, wie im vorigen Paragrafe. Die aufgestellten Regeln sind auch für den Fall anwendbar, dass der Obergurt gerade, der Untergurt dagegen gekrümmt ist.

§. 178. Dreigelenkträger mit einer Windverstrebung.

Wir setzen voraus, dass die beiden Bogenträger durch Zwischen-Querverstrebrungen und durch eine Windverstrebung verbunden sind und dass die Bahn, welche eine besondere Windverstrebung hat, mittels vertikaler Stützen auf dem Bogenträger ruht (Fig. 419). Die obere Windverstrebung, welche aus zwei getrennten Windverstrebrungen, jede mit



der Spannweite $\frac{1}{2}l$ besteht, ist dementsprechend als ebene Windverstrebung zu berechnen. Ein auf die obere Windverstrebung wirkender Horizontaldruck wird durch die mittleren Querverstrebrungen auf die Mitte der Bogenträger übertragen. Wenn wir nun, wie dies hier in der Regel zulässig sein wird, eine symmetrische Belastung des Bogens durch Horizontalkräfte voraussetzen, so haben wir es mit dem in §. 173 behandelten Falle zu thun und zwar mit einem statisch bestimmten Falle.

Zur Aufstellung von Näherungsregeln wollen wir speziell voraussetzen, dass die untere Windverstrebung zwischen flachen Parabelbogen mit der Gleichung $yl^2 = h(l^2 - 4x^2)$ liege, dass auf diese ein horizontaler, gleichmässig vertheilter Winddruck ω_1 , auf den anderen Bogengurt ein Winddruck ω_2 pro horizontale Längeneinheit wirke und dass ausserdem durch die obere Windverstrebung ein Horizontaldruck W auf den Scheitel übertragen werde. Alsdann ist

$$76. \quad Q = \frac{1}{2} W + (\omega_1 + \omega_2) x.$$

Wir bezeichnen die untere Breite mit b_1 , den Vertikalabstand bei der Bogengurte im Abstände x von der Mitte mit h_2 , und den Mittel-

werth von h_2 mit h_2' . Alsdann wird der Vertikaldruck V der Gleichung 27 entsprechend

$$V = \frac{1}{b_1} \left[\frac{1}{2} Wh + \omega_1 \int_0^{\frac{1}{2}l} y dx + \omega_2 \int_0^{\frac{1}{2}l} (y + h_2) dx \right],$$

d. i.

$$77. \quad V = \frac{1}{6b_1} [3Wh + 2(\omega_1 + \omega_2)lh + 3\omega_2lh_2'].$$

Setzt man das Moment für das Scheitelgelenk Null, so erhält man

$$Lh - \frac{1}{2} Vl - \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Q}{a} (h - y) dx + \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{B}{a} x dx = 0.$$

Die Spannung S in der Diagonale einer Querverstrebung, wenn wir diese in vertikaler Ebene liegend annehmen, ergibt sich leicht zu

$$78. \quad S = \omega_2 a \frac{h_2}{b} \sec \beta,$$

wenn b die der unteren Windverstrebung angehörige Breite der Querverstrebung, β den Neigungswinkel der Strebe gegen die Vertikale bezeichnet. Die Vertikalkomponente dieser Spannung ist $= \frac{\omega_2 a h_2}{b}$. Demnach wird $B = Q \frac{dy}{dx} + \frac{\omega_2 a h_2}{b}$, d. i.

$$\int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Bx dx}{a} = \int_0^h \frac{Qx dy}{a} + \omega_2 \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{h_2 x dx}{b}$$

oder aber, da $l^2(h - y) = 4hx^2$, $l^2 dy = -8hx dx$, $l^2 x dy = -8hx^2 dx$, also $x dy = -2(h - y) dx$ ist,

$$\int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Bx dx}{a} = 2 \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Q(h - y) dx}{a} + \frac{\omega_2 l^2}{8h} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{h_2 dy}{b}.$$

Demnach wird

$$79. \quad L = \frac{Vl}{2h} - \frac{1}{h} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Q(h - y) dx}{a} - \frac{\omega_2 l^2}{8h^2} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{h_2 dy}{b}.$$

Die im Scheitel wirkende Horizontalkraft H wird jetzt

$$80. \quad H = L - \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{Q}{a} dx.$$

1. Vertikale Hauptträger. Die Spannung der Diagonalen der Windverstrebung ist $+ Q \sec \alpha \sec \gamma$, die der Normalen $= - Q$. Die entsprechenden Längs- und Vertikalkräfte werden

$$81. \begin{cases} \mathfrak{E} = Q \tan \alpha = \frac{a}{2b} [W + 2(\omega_1 + \omega_2)x], \\ \mathfrak{B} = Q \tan \alpha \tan \tau + \frac{\omega_2 a h_2}{b} = \frac{4ah}{bl^2} [W + 2(\omega_1 + \omega_2)x]x + \frac{\omega_2 a h_2}{b}. \end{cases}$$

Nach der Formel 79 und 80 ergibt sich nun, wenn man den Ausdruck für V einsetzt und die Integration ausführt

$$82. \begin{cases} L = + \frac{8Wl + 5(\omega_1 + \omega_2)l^2}{48b} + \frac{\omega_2 l^2 h_2'}{8bh}, \\ H = - \frac{4Wl + (\omega_1 + \omega_2)l^2}{48b} + \frac{\omega_2 l^2 h_2'}{8bh}. \end{cases}$$

Bei totaler gleichmässiger Belastung der oberen Windverstrebung mit ω pro Längeneinheit ist $W = \frac{1}{2} \omega l$, daher, wenn ausserdem h_2' gegen h nur klein ist, annähernd

$$83. L = + \frac{(4\omega + 5\omega_1 + 5\omega_2)l^2}{48b}, \quad H = - \frac{(2\omega + \omega_1 + \omega_2)l^2}{48b}.$$

Bei dem vom Winde zuerst getroffenen Träger entsteht im Scheitel ein Druck H , in den Kämpfern ein Zug $L \cdot \sec \tau$; beim anderen Träger ist es umgekehrt. Ein Oeffnen der Fuge durch den entstehenden Zug kann hiernach an den Kämpfern leichter eintreten, als im Scheitel. Der durch eine vertikale Belastung q pro horizontale Längeneinheit entstehende Horizontalschub ist annähernd $\frac{ql^2}{8h}$. Die Bedingung für das Nichtöffnen der Kämpferfugen wäre demnach

$$\frac{b}{h} > \frac{4\omega + 5\omega_1 + 5\omega_2}{6q},$$

wobei entweder q das blosse Eigengewicht, ω den Winddruck auf den Obergurt, oder aber q das Eigengewicht sammt zufälliger Belastung durch leichte Wagen, ω den Winddruck auf den Obergurt und den Wangenzug bedeutet.

2. Geneigte Hauptträger. Die zwischen dem Scheitel und einem beliebigen Querschnitte I wirkenden Winddrücke lassen sich zu einer Resultante $(\omega_1 + \omega_2)x$ zusammensetzen, welche im Horizontalabstande $\frac{1}{2}x$ vom Scheitel und in der Höhe y' wirkt, welche bestimmt ist

durch $(\omega_1 + \omega_2)x \cdot y' = \int_0^x [\omega_1 y + \omega_2 (y + h_2)] dx$. Die Einsetzung des Ausdrucks für y und Ausführung der Integration gibt

$$y' = \frac{2h + y}{3} + \frac{\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} h_2',$$

wenn $h_{x'}$ den mittleren Werth von h_2 zwischen dem Scheitel und dem Querschnitte I bezeichnet. Ist h_2 konstant, so ist natürlich $h_{x'} = h_2$. Beim

Parallel-Doppelsichelträger ist $h_2 l^2 - 8h_2'' x(l - 2x)$, wenn h_2'' den Maximalwerth von h_2 bezeichnet; hieraus folgt

$$h_x' = \frac{4h_2''}{3l^2} x(3l - 4x).$$

Bezeichnen wir nun die Höhe der Geraden, in welcher sich die Trägerebenen schneiden, über den Kämpfern mit t , so ist nach Formel 32:

$$P(t-y) \cos \alpha \cos \gamma = \frac{1}{2} W(t-h) + (\omega_1 + \omega_2) x \left(t - \frac{2h+y}{3} \right) - \omega_2 x h_x'.$$

Ist wie oben b der dem Punkte I des Gurtes der unteren Windverstrebung entsprechende Abstand der Träger, b_0, b_1 der Werth von b im Scheitel und an den Kämpfern, so ist

$$\frac{b_0}{b_1} = \frac{t-h}{t}, \quad \frac{b}{b_1} = \frac{t-y}{t}.$$

Es wird nun

$$\begin{aligned} \mathfrak{Q} &= \left[\frac{1}{2} W(t-h) + (\omega_1 + \omega_2) x \left(t - \frac{2h+y}{2} \right) - \omega_2 x h_x' \right] \frac{a}{b(t-y)}, \\ &= \frac{1}{6} [3W(t-h) + 2(\omega_1 + \omega_2)x(3t-2h-y) - 6\omega_2 x h_x'] \frac{at}{b_1(t-y)^2}, \end{aligned}$$

$$\mathfrak{B} = -\mathfrak{Q} \tan \tau + \frac{\omega_2 a h_2}{b} = \mathfrak{Q} \frac{8hx}{l^2} + \frac{\omega_2 a h_2}{b}.$$

Nach obiger Gleichung 79 für L wird nun

$$\begin{aligned} L &= \frac{l}{12b_1 h} [3Wh + 2(\omega_1 + \omega_2)lh + 3\omega_2 l h_x'] - \frac{\omega_2 l^2 t}{8h^2 b_1} \int_0^h \frac{h_x' dy}{t-y} \\ &\quad - \frac{t}{6b_1 h} \int_0^{\frac{1}{2}l} [3W(t-h) + 2(\omega_1 + \omega_2)x(3t-2h-y) - 6\omega_2 x h_x'] \frac{(h-y) dx}{(t-y)^2}. \end{aligned}$$

Da $8hx dx = -l^2 dy$ ist, so wird, wenn man $t-y = z$, $dy = -dz$ setzt,

$$\begin{aligned} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{x(3t-2h-y)(h-y) dx}{(t-y)^2} &= \frac{l^2}{8h} \int_0^h \frac{(3t-2h-y)(h-y) dy}{(t-y)^2} \\ &= \frac{l^2}{8h} \int_{t-h}^t \left[1 + \frac{t-h}{z} - \frac{2(t-h)^2}{z^2} \right] dz \\ &= -\frac{l^2}{8h} \left[\frac{h(t-2h)}{t} - (t-h) \operatorname{lognat} \frac{t}{t-h} \right]. \end{aligned}$$

Es wird ferner

$$\int \frac{x^2 dx}{(a+bx^2)^2} = \frac{\arctan \left(x \sqrt{\frac{b}{a}} \right)}{2b \sqrt{ab}} - \frac{x}{2b(a+bx^2)} + \text{Const.},$$

daher

$$\int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{(h-y) dx}{(t-y)^2} = 4l^2 h \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{x^2 dx}{[l^2(t-h) + 4hx^2]^2}.$$

$$= \frac{l}{4} \left[\frac{\arctan \sqrt{\frac{h}{t-h}}}{\sqrt{h(t-h)}} - \frac{1}{t} \right].$$

Unter der Voraussetzung, dass h_x' konstant = h_2 ist, wird

$$\int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{x b_x' (h-y) dx}{(t-y)^2} = \frac{h_2 l^2}{8h} \int_{t-h}^t \left(\frac{1}{z} - \frac{t-h}{z^2} \right) dz$$

$$= -\frac{l^2 h_2}{8h} \left[\frac{h}{t} - \operatorname{lognat} \frac{t}{t-h} \right]$$

Dies eingesetzt, gibt

$$84. \quad L = \frac{Wl}{8b_1 h} \left[t + h - \frac{t(t-h) \arctan \sqrt{\frac{h}{t-h}}}{\sqrt{h(t-h)}} \right] + \frac{\omega_2 l^2 h_2}{8b_1 h}$$

$$+ \frac{(\omega_1 + \omega_2) l^2}{24b_1 h} \left[t + 2h - \frac{t(t-h)}{h} \operatorname{lognat} \frac{t}{t-h} \right].$$

Nach Analogie der Formeln 82 wird man annähernd h_2' für h_2 setzen können, falls h_2 nicht konstant ist. Es wird nun nach Formel 80 unter Berücksichtigung der Integralformel

$$\int \frac{dx}{(a+bx^2)^2} = \frac{\arctan \left(x \sqrt{\frac{b}{a}} \right)}{2a \sqrt{ab}} + \frac{x}{2a(a+bx^2)} + \operatorname{Const.}$$

$$85. \quad H = \frac{Wlt}{8b_1 h} \left[1 - \frac{t \arctan \sqrt{\frac{h}{t-h}}}{\sqrt{h(t-h)}} \right]$$

$$+ \frac{(\omega_1 + \omega_2) l^2 t}{24b_1 h} \left[1 - \frac{t}{h} \operatorname{lognat} \frac{t}{t-h} \right] + \frac{\omega_2 l^2 h_2 t}{8b_1 h(t-h)}.$$

Wenn t gegen h sehr gross ist, so ergibt sich annähernd durch Reihenentwicklung und Vernachlässigung der höheren Glieder:

$$86. \quad \begin{cases} L = + \frac{Wl(4t-3h)}{24b_1(t-h)} + \frac{(\omega_1 + \omega_2) l^2 (5t-4h)}{48b_1(t-h)} + \frac{\omega_2 l^2 h_2}{8b_1 h}, \\ H = - \frac{Wlt(2t-3h)}{24b_1(t-h)^2} - \frac{(\omega_1 + \omega_2) l^2 t(t-2h)}{48b_1(t-h)^2} + \frac{\omega_2 l^2 h_2 t}{8b_1 h(t-h)}. \end{cases}$$

Für $t = \infty$ gehen diese Regeln in die Regeln 82 über. Setzt man unter der Voraussetzung, dass h_2 gegen h nur klein ist

$$87. L = \alpha \frac{Wl}{b_0} + \beta \frac{(\omega_1 + \omega_2)l^2}{b_0}, \quad H = -\alpha_1 \frac{Wl}{b_0} - \beta_1 \frac{(\omega_1 + \omega_2)l^2}{b_0},$$

so ergeben sich durch numerische Berechnung folgende Zahlen:

$\frac{t}{h}$	$\frac{b_1}{b_0}$	α	β	α_1	β_1
1,250	5	0,0390	0,0229	0,0552	0,0105
1,333	4	0,0477	0,0283	0,0591	0,0118
1,500	3	0,0619	0,0372	0,0642	0,0135
2	2	0,0894	0,0545	0,0714	0,0161
3	1,500	0,1158	0,0713	0,0764	0,0181
5	1,250	0,1366	0,0846	0,0796	0,0192
10	1,111	0,1518	0,0977	0,0815	0,0193
20	1,052	0,1604	0,1000	0,0825	0,0198
∞	1	0,1667	0,1042	0,0833	0,0208

Bei gleichbleibender oberer Breite b_0 , aber wachsender unterer Breite b_1 , nimmt hiernach sowohl L als H ab, L indess in wesentlich grösserem Masse als H .

§. 179. Zweigelenkträger mit einer Windverstrebung. Die Anordnung sei dieselbe wie im vorigen Paragrafe. Nur möge das Scheitelgelenk und die Querverstreben im Scheitel fehlen. Ein auf die obere Windverstrebung wirkende Horizontalkraft überträgt sich alsdann gar nicht auf die Bogenträger und die untere Windverstrebung. Auch hier können wir daher eine symmetrische Belastung voraussetzen, so dass wir es mit dem im §. 173 behandelten statisch unbestimmten Falle mit einer Unbekannten L zu thun haben. Die Formeln 76, 77 und 81 für Q , V , \mathfrak{Q} und \mathfrak{B} bleiben auch hier gültig, nur kommen die Glieder mit W in Wegfall. Wir wollen hier nur vertikale Träger voraussetzen; es wird alsdann

$$\mathfrak{Q} = \frac{(\omega_1 + \omega_2)ax}{b}, \quad \mathfrak{B} = \frac{8(\omega_1 + \omega_2)ahx^2}{bl^2} + \frac{\omega_2 ah_2}{b},$$

$$88. V = \frac{(\omega_1 + \omega_2)lh}{3b} + \frac{\omega_2 l h_2'}{2b}.$$

Die Bestimmung der horizontalen Reaktion L hat nach Formel 36 zu erfolgen; die Quer- und Windstreben liefern bei der Summierung keine Glieder. Wir unterscheiden die folgenden beiden Fälle:

1. Konstante Höhe h_2 . Unter der Voraussetzung einer konstanten Gurtentfernung h_2 ergibt sich für einen sehr flachen Bogen leicht als Spannung \mathfrak{S}_1 , \mathfrak{S}_2 des Obergurtes, welche entsteht, wenn keine Längsreaktion L vorhanden ist, annähernd

$$\mathfrak{S}_1 = + \frac{(\omega_1 + \omega_2)h}{48bl^2h_2} (5l^4 - 24lx^2 + 16x^4) + \frac{\omega_2}{8b} (l^2 - 4x^2),$$

$$\mathfrak{S}_2 = - \mathfrak{S}_1 - \frac{\omega_1 + \omega_2}{8b} (l^2 - 4x^2).$$

$$s_1 = + \frac{y}{h_2} = \frac{h(l^2 - 4x^2)}{l^2h_2}, \quad s_2 = - (1 + s_1) = - \frac{(h + h_2)l^2 - 4hx^2}{l^2h_2}.$$

Nimmt man den Querschnitt beider Gurte als konstant an und bezeichnet den Querschnitt des Ober- und Untergurtes bezüglich mit f_1 und f_2 , so ergibt sich hiernach

$$89. \quad \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \frac{s^2\lambda}{f} = \frac{l}{15h_2^2} \left[\frac{8h^2}{f_1} + \frac{8h^2 + 20hh_2 + 15h_2^2}{f_2} \right], \\ \Sigma \frac{\mathfrak{S}s\lambda}{f} = \frac{(\omega_1 + \omega_2)l^3h}{315bh_2^2} \left(\frac{17h}{f_1} + \frac{17h + 21h_2}{f_2} \right) \\ \quad + \frac{l^3}{60bh_2} \left[\frac{4\omega_2h}{f_1} + \frac{(\omega_1 + 2\omega_2)(4h + 5h_2)}{f_2} \right]. \end{array} \right.$$

Wenn $f_1 = f_2$ und ausserdem h_2 gegen h nur klein ist, so wird annähernd

$$\Sigma \frac{s^2\lambda}{f} = \frac{16lh^2}{15fh_2^2}, \quad \Sigma \frac{\mathfrak{S}s\lambda}{f} = \frac{34(\omega_1 + \omega_2)l^3h^2}{315fbh_2^2},$$

mithin annähernd

$$90. \quad L = \frac{(\omega_1 + \omega_2)l^2}{10b}.$$

2. Sichelträger, bei welchem die Höhe h_2 bestimmt ist durch die Gleichung

$$h_2l^2 = h_3(l^2 - 4x^2),$$

wobei h_3 den Abstand der Gurte im Scheitel bedeutet. Hier wird $h_2' = \frac{2}{3}h_3$, daher

$$91. \quad V = \frac{[\omega_1h + \omega_2(h + h_3)]l}{3b}.$$

Es ergibt sich ferner leicht

$$\mathfrak{S}_1 = + \frac{[(\omega_1 + \omega_2)h + \omega_2h_3](5l^2 - 4x^2)}{48bh_3}, \quad \mathfrak{S}_2 = - \mathfrak{S}_1 - \frac{(\omega_1 + \omega_2)(l^2 - 4x^2)}{8b},$$

$$s_1 = + \frac{y}{h_2} = \frac{h}{h_3}, \quad s = - \frac{y + h_2}{h_2} = - \frac{h + h_3}{h_3}.$$

Hieraus ergibt sich unter den Annahmen im vorigen Falle

$$92. \quad \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \frac{s^2\lambda}{f} = \frac{h}{h_3^2} \left[\frac{h^2}{f_1} + \frac{(h + h_3)^2}{f_2} \right], \\ \Sigma \frac{\mathfrak{S}s\lambda}{f} = \frac{7[(\omega_1 + \omega_2)h + \omega_2h_3]l^3}{72bh_3^2} \left(\frac{h}{f} + \frac{h + h_3}{f_2} \right) \\ \quad + \frac{(\omega_1 + \omega_2)l^3(h + h_3)}{12bh_3f_2}. \end{array} \right.$$

Wenn $f_1 = f_2$ und h_2 gegen h nur klein ist, so wird annähernd

$$\Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{2lh^2}{fh_3^2}, \quad \Sigma \frac{\mathfrak{S} s \lambda}{f} = \frac{7(\omega_1 + \omega_2) l^3 h^2}{36fbh_3^2},$$

mithin

$$93. \quad L = \frac{7(\omega_1 + \omega_2) l^2}{72b}.$$

Nach Bestimmung von L sind die Spannungen in den Gurten nach der allgemeinen Regel $S = \mathfrak{S} + sL$ zu bestimmen. Die Spannungen in den Wind- und Querstreben sind im vorliegenden Falle statisch bestimmt. Entsprechend dem vorigen Paragrafe ist auch der Fall, dass die Hauptträger in geneigten Ebenen liegen, unschwer zu behandeln.

§. 180. Zweigelenträger mit Querverstrebung im Scheitel.

Wir wollen jetzt denselben Fall, wie im vorigen Paragrafe voraussetzen, jedoch mit dem Unterschiede, dass die obere ebene Windverstrebung mit der unteren durch eine im Scheitel angeordnete Querverstrebung verbunden ist. Es wird alsdann, wie in §. 178 im Scheitel auf die untere Windverstrebung ein Horizontaldruck T übertragen. Die beiden Unbekannten L und W kann man alsdann nach den Gleichungen 40 bestimmen, wenn man T für L_1 setzt und s_1 die Spannung bedeutet, welche eine im Scheitel zwischen der oberen und unteren Windverstrebung wirkende transversale Kraft 1 in einem beliebigen Stabe erzeugt. Zur Aufstellung von Näherungsregeln führen wir für die durchschnittlichen Querschnittsflächen folgende Bezeichnungen ein: Unter- und Obergurt des Bogenträgers f_1 und f_2 , Gurte der oberen Windverstrebung oder Streckgurte f_3 , Diagonalen und Normalen der unteren Windverstrebung φ_2, ψ_2 , desgleichen der oberen Windverstrebung φ_3, ψ_3 , Diagonalen und Vertikalen der Querverstrebung im Scheitel φ, ψ . Den Einfluss des Gitterwerkes der Hauptträger wollen wir behufs Aufstellung von Näherungsausdrücken vernachlässigen und den Abstand h_2 beider Gurte wollen wir als konstant voraussetzen.

Die Längsreaktion ± 1 erzeugt nur in den Hauptträgern Spannungen und zwar wird für Unter- und Obergurt:

$$s = \pm \frac{(h + h_2) l^2 - 4hx^2}{h_2 l^2} \sec \tau, \quad s = \mp \frac{h(l^2 - 4x^2)}{h_2 l^2} \sec \tau.$$

Hiernach ergibt sich leicht

$$94. \quad \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{l}{15h_2^2} \left[\frac{8h^2 + 20hh_2 + 15h_2^2}{f_1} + \frac{8h^2}{f_2} \right].$$

Die im Scheitel zwischen beiden Windverstrebungen wirkende Kraft 1 (im oberen Theile nach vorn positiv, im unteren nach vorn negativ) erzeugt mit Ausnahme der Zwischen-Querverstrebungen in allen Theilen

Spannungen und zwar die folgenden: im Unter- und Obergurt der Hauptträger:

$$s_1 = \pm \frac{l-2x}{12bh_2l^2} [2h(l^2 + 2lx - 2x^2) + 3h_2l^2] \sec \tau,$$

$$s_1 = \mp \frac{h(l-2x)(l^2 + 2lx - 2x^2)}{6bh_2l^2} \sec \tau,$$

in den Streckgurten:

$$s_1 = \pm \frac{l-2x}{4b},$$

in den Diagonalen und Normalen der unteren Windverstrebung:

$$s_1 = -\frac{1}{2} \sec \alpha \sec \gamma, \quad s_1 = +\frac{1}{2},$$

in den Diagonalen und Normalen der oberen Windverstrebung:

$$s_1 = -\frac{1}{2} \sec \alpha, \quad s_1 = +\frac{1}{2},$$

in der Diagonale der Scheitel-Querverstrebung $s_1 = +\operatorname{cosec} \beta$, in einer der beiden Vertikalen $s_1 = -\cot \beta$, wenn β den Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Vertikale bezeichnet. Hieraus ergibt sich

$$95. \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \frac{s^2 \lambda}{f} = \frac{l^3}{2520b^2h_2^2} \left[\frac{68h^2 + 84hh_2 + 105h_2^2}{f_1} + \frac{68h^2}{f_2} \right] + \frac{l^3}{24b^2f_3} \\ \quad + \frac{bl}{4a} \left[\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} + \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_3} + \frac{1}{\psi_3} \right] + b \left[\frac{\operatorname{cosec}^3 \beta}{\varphi} + \frac{\cot^3 \beta}{\psi} \right] \\ \Sigma \frac{s s_1 \lambda}{f} = -\frac{l^2}{360bh_2^2} \left[\frac{61h^2 + 150hh_2 + 90h_2^2}{f_1} + \frac{61h^2}{f_2} \right]. \end{array} \right.$$

Die Spannungen \mathcal{S} , welche in den Stäben entstehen, wenn keine Längsreaktion L und im Scheitel keine Kraft T wirkt, ergeben sich folgendermassen:

Für einen auf den Unter- und Obergurt der Hauptträger wirkenden Winddruck ω_1, ω_2 pro horizontale Längeneinheit ergibt sich als Spannung des Untergurtes

$$\mathcal{S} = -\frac{(\omega_1 + \omega_2) h (l^2 - 4x^2) (5l^2 - 4x^2)}{48bl^2h_2} - \frac{(\omega_1 + 2\omega_2) (l^2 - 4x^2)}{8b},$$

als Spannung des Obergurtes:

$$\mathcal{S} = +\frac{(\omega_1 + \omega_2) h (l^2 - 4x^2) (5l^2 - 4x^2)}{48bl^2h_2} + \frac{\omega_2 (l^2 - 4x^2)}{8b},$$

als Spannung der Diagonalen und Normalen der unteren Windverstrebung:

$$\mathcal{S} = +(\omega_1 + \omega_2) x \sec \alpha \sec \gamma, \quad \mathcal{S} = -(\omega_1 + \omega_2) x$$

und als Spannung der Diagonalen der Querverstrebungen:

$$\mathcal{S} = \frac{\omega_2 a h_2}{b} \sec \beta_2,$$

wenn β_2 den Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Vertikale bezeichnet.

Ein im Abstände ξ von dem Scheitel auf die obere Windverstrebung wirkender transversaler Einzeldruck W erzeugt im Abstände x von der Mitte in den Gurten auf der linken und rechten Seite des Druckes die Spannungen

$$\mathfrak{S} = \mp \frac{W(l + 2\xi)(l - 2x)}{4lb}, \quad \mathfrak{S} = \mp \frac{W(l - 2\xi)(l + 2x)}{4lb},$$

in den Diagonalen bezüglich auf der linken Seite des Einzeldruckes, auf der rechten Seite des Einzeldruckes links und rechts von der Mitte:

$$\mathfrak{S} = + \frac{W(l + 2\xi)}{2l} \sec \alpha, \quad \mathfrak{S} = - \frac{W(l - 2\xi)}{2l} \sec \alpha, \quad \mathfrak{S} = + \frac{W(l - 2\xi)}{2l} \sec \alpha$$

und in den entsprechenden Normalen

$$\mathfrak{S} = - \frac{W(l + 2\xi)}{2l}, \quad \mathfrak{S} = + \frac{W(l - 2\xi)}{2l}, \quad \mathfrak{S} = - \frac{W(l - 2\xi)}{2l},$$

unter der Voraussetzung, dass die Diagonalen von vorn nach hinten gerechnet nach der Mitte zu geneigt sind.

Hiernach ergeben sich nun leicht die folgenden Ausdrücke: Hinsichtlich des Druckes auf die Gurte der Bogenträger:

$$96. \quad \left\{ \begin{aligned} \sum \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f} &= - \frac{34(\omega_1 + \omega_2) l^3 h^2}{315 b h_2^2} \left(\frac{1}{f_1} + \frac{1}{f_2} \right) \\ &\quad - \frac{2l^3 h}{15 b h_2} \left(\frac{2\omega_1 + 3\omega_2}{f_1} + \frac{\omega_2}{f_2} \right) - \frac{(\omega_1 + 2\omega_2) l^3}{6 b f_1}, \\ \sum \frac{s_1 \mathfrak{S} \lambda}{f} &= + \frac{l^4}{80640 b^2 h_2^2} \left[(1385 h + 1708 h_2) h \frac{\omega_1 + \omega_2}{f_1} \right. \\ &\quad \left. + (1708 h + 2100 h_2) h_2 \frac{\omega_1 + 2\omega_2}{f_1} + 1385 h^2 \frac{\omega_1 + \omega_2}{f_2} + 1708 h h_2 \frac{\omega_2}{f_2} \right] \\ &\quad + \frac{(\omega_1 + \omega_2) l^2 b}{8 a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{1}{\psi_1} \right), \end{aligned} \right.$$

hinsichtlich des Druckes W auf die obere Windverstrebung:

$$97. \quad \left\{ \begin{aligned} \sum \frac{s \mathfrak{S} \lambda}{f} &= 0, \\ \sum \frac{s_1 \mathfrak{S} \lambda}{f} &= - \frac{W(l^3 - 6l\xi^2 + 4\xi^3)}{24b^2 f_3} - \frac{Wb(l - 2\xi)}{4a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_3} + \frac{1}{\psi_3} \right). \end{aligned} \right.$$

Für eine totale Belastung mit ω_3 pro Längeneinheit wird hiernach

$$98. \quad \sum \frac{s_1 \mathfrak{S} \lambda}{f} = - \frac{5\omega_3 l^4}{192 b^2 f_3} - \frac{\omega_3 l^2 b}{8a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_3} + \frac{1}{\psi_3} \right).$$

Die weitere Behandlung ergibt sich aus dem früher Gesagten. In ähnlicher Weise sind alle Fälle zu behandeln, bei denen zwei Windverstre-

bungen an bestimmten Punkten mit einander verbunden sind, z. B. auch der Fall, dass die Gurte der Hauptträger die Streckgurte kreuzen.

§. 181. **Direkter Einfluss der Belastung** auf die Windverstrebung. Wenn die Windverstrebung, wie dies gewöhnlich der Fall ist, doppelte Diagonalen besitzt, also ein kombiniertes Gittersystem darstellt, so muss dieselbe Theil nehmen an den durch die Belastung entstehenden Längenänderungen der Gurte. Um diesen Einfluss näher zu untersuchen, denken wir uns zunächst eine gleiche Belastung beider Hauptträger oder eine ungleiche Belastung, letzteres aber nur unter der Voraussetzung, dass nur eine Windverstrebung oder zwei Windverstrebungen ohne Zwischen-Querverstrebungen vorhanden sind.

Es bezeichne unter der Voraussetzung einer ebenen Windverstrebung $S_1, S_2, \dots, S_n, S_1', S_2', \dots, S_n'$ die Spannung der Gurtstücke, $P_1, P_2, \dots, P_n, P_1', P_2', \dots, P_n'$ die Spannung der Diagonalen, $N_0, N_1, N_2, \dots, N_n$ die Spannung der Normalen von dem festen Ende aus gerechnet, f_1', f_2, \dots den Querschnitt der Gurtstücke, $\varphi_1, \varphi_2, \dots$ den der Diagonalen, $\psi_0, \psi_1, \psi_2, \dots$ den der Normalen, b den Abstand der Gurte, a den Abstand der Normalen, α den Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Normalen. Die Gleichung 11 der „Theorie der Brücken, II. Heft, II. Aufl., S. 11“ gibt, auf die einzelnen Fächer angewendet:

$$99. \begin{cases} \frac{P_1 + P_1'}{\varphi_1} = \frac{S_1 + S_1'}{f_1} \sin^2 \alpha + \left(\frac{N_0}{\psi_0} + \frac{N_1}{\psi_1} \right) \cos^2 \alpha, \\ \frac{P_2 + P_2'}{\varphi_2} = \frac{S_2 + S_2'}{f_2} \sin^2 \alpha + \left(\frac{N_1}{\psi_1} + \frac{N_2}{\psi_2} \right) \cos^2 \alpha, \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

Für einen Normalschnitt durch die Windverstrebung ergibt sich, da äussere Kräfte normal zur Richtung der Gurte nicht wirken, die Gleichgewichtsbedingung: $P \cos \alpha - P' \cos \alpha = 0$; demnach ist $P' = P$. Ferner geben die einzelnen Knotenpunkte die Bedingungen $N_1 = -P_1 \cos \alpha - P_2' \cos \alpha$, $N_2 = -P_2 \cos \alpha - P_3' \cos \alpha, \dots$ oder

$$100. N_1 = -(P_1 + P_2) \cos \alpha, N_2 = -(P_2 + P_3) \cos \alpha, \dots$$

Der festen Lager wegen ist $N_0 = 0$.

Bezeichnet man ferner die Summe der auf einer Seite eines beliebigen Normalschnittes in der Längsrichtung auf die Gurte vom Gitterwerke der Hauptträger ausgeübten Kräfte mit s, s' , so hat man noch die Bedingungen $S + S' + 2P \sin \alpha = s + s'$, $S \frac{b}{2} - S' \frac{b}{2} = s \frac{b}{2} - s' \frac{b}{2}$ oder $S - S' = s - s'$. Hieraus folgt

$$101. S = s - P \sin \alpha, S' = s' - P \sin \alpha.$$

Dies eingesetzt, gibt die Gleichungen

$$102. \begin{cases} P_1 \left(\frac{1}{\psi_1} + \frac{2}{\varphi_1} \sec^3 \alpha + \frac{2}{f_1} \tan^3 \alpha \right) + \frac{P_2}{\psi_1} = \frac{s_1 + s_1'}{f_1} \frac{\sin^2 \alpha}{\cos^3 \alpha}, \\ \frac{P_1}{\psi_1} + P_2 \left(\frac{1}{\psi_1} + \frac{1}{\psi_2} + \frac{2}{\varphi_2} \sec^3 \alpha + \frac{2}{f_2} \tan^3 \alpha \right) + \frac{P_3}{\psi_2} = \frac{s_2 + s_2'}{f_2} \frac{\sin^2 \alpha}{\cos^3 \alpha}, \\ \frac{P_{n-1}}{\psi_{n-1}} + P_n \left(\frac{1}{\psi_{n-1}} + \frac{1}{\psi_n} + \frac{2}{\varphi_n} \sec^3 \alpha + \frac{2}{f_n} \tan^3 \alpha \right) = \frac{s_n + s_n'}{f_n} \frac{\sin^2 \alpha}{\cos^3 \alpha}. \end{cases}$$

Durch diese n Gleichungen sind die Spannungen P_1, P_2, \dots, P_n der $2n$ Diagonalen bestimmt. Durch die Gleichungen 100 und 101 ist sodann auch die Spannung der Normalen und Diagonalen gegeben.

Nehmen wir die Spannungen von drei auf einander folgenden Diagonalen und auch die Querschnitte der Diagonalen und entsprechenden Normalen als konstant an, so wird

$$103. P = \frac{1}{2} \frac{(s + s') \sin^2 \alpha}{\sin^3 \alpha + \frac{f}{\varphi} + \frac{2f}{\psi} \cos^3 \alpha}.$$

Nach Formel 100 und 101 ist sodann $N = -2P \cos \alpha$, $S = s - P \sin \alpha$, $S' = s' - P \sin \alpha$. In der Regel wird f gegen φ und ψ sehr gross sein. Alsdann wird annähernd

$$104. \begin{cases} \frac{P}{\varphi} = + \frac{\psi \sin^2 \alpha}{\psi + 2\varphi \cos^3 \alpha} \frac{s + s'}{2f}, \\ \frac{N}{\psi} = - \frac{2\varphi \sin^2 \alpha \cos \alpha}{\psi + 2\varphi \cos^3 \alpha} \frac{s + s'}{2f}. \end{cases}$$

Hiernach beträgt $\frac{P}{\varphi}$, d. i. die spezifische [Spannung der Windstreben, etwa 0,2 bis 0,8 und $\frac{P}{\psi}$, d. i. die spezifische Spannung der Normalen, etwa 0,1 bis 0,6 der spezifischen Spannung der Gurte. Die Gurte werden durch die Spannung der Windstreben zum Theil entlastet, ihr Querschnitt würde sich daher entsprechend kleiner halten lassen. An den Enden kann $\frac{P}{\varphi}$ und $\frac{N}{\psi}$ noch etwas grösser werden.

Diese Spannungen kombiniren sich nun mit den vom Winde erzeugten; bestimmt man die Querschnitte der Windstreben nach dem bisher Gesagten, also ohne Rücksicht auf den direkten Einfluss der Belastung, so würden dieselben eine Spannung aufzunehmen haben, welche die früher normirte wesentlich übersteigen kann. Am Untergurte werden die Windstreben durch die Belastung auf Zug beansprucht; sind beide Schaaren der Diagonalen steif konstruirt, so wird hierdurch der vom Winde entstehende Zug vergrössert (bis auf 0,9 bis 1,3 Ton. pro \square^{cm}), der vom Winde entstehende Druck dagegen vermindert; sind dagegen beide Schaaren von Diagonalen schlaff konstruirt, so würde die durch den Wind gedrückte Diagonale ohne Wirkung der Belastung ausgebogen

und hierdurch nahezu wirkungslos; in Folge der Wirkung der Belastung wird aber der durch den Wind entstehende Druck zum Theil oder ganz aufgehoben oder auch in einen geringen Zug verwandelt; hierdurch aber wird der in der anderen Diagonale entstehende Zug wesentlich gemässigt, so dass hier durch die Addition beider Wirkungen nur eine Spannung bis zu etwa 1,1 Ton. pro \square^{cm} resultiren wird. Am Obergurte werden die Diagonalen in Folge der Belastung gedrückt. Sind nun die Diagonalen steif konstruirt, so wird hierdurch der vom Winde erzeugte Druck vermehrt (bis auf etwa 0,9 bis 1,3 Ton. pro \square^{cm}), der vom Winde erzeugte Zug dagegen herabgemindert oder ganz aufgehoben. Sind die Diagonalen schlaff konstruirt, so werden durch die Belastung beide Schaaren (vorausgesetzt, dass die Normalen fähig sind, auch einen Zug aufzunehmen), ausgebogen; durch den Wind wird die Ausbiegung der einen Diagonale noch vermehrt, die andere Diagonale aber angespannt und zwar bis zu einem Zuge von 0,1 bis 0,6 Ton. pro \square^{cm} ; die Wirkung der Windverstrebung wird hier durch die eintretende Ausbiegung wesentlich abgeschwächt.

Hieraus folgt, dass an den gedrückten Gurten besonders Werth auf steife Windstreben zu legen ist, während an den gezogenen Gurten schlaffe Windstreben genügen können.

Wollte man die Summe der durch die Belastung und den Wind erzeugten spezifischen Spannungen gleich der gewöhnlich angewendeten zulässigen Inanspruchnahme setzen, so würde man Querschnitte erhalten, welche die bisher in der Regel angewendeten oft weit übersteigen. Man muss daher wohl eine grosse Maximalspannung in den Windstreben, die indess nur beim Zusammentreffen der schwersten Belastung mit dem stärksten, den Verkehr der Züge noch zulassenden Winde eintreten kann, zulassen und nach der bisherigen Erfahrung ist dies auch zulässig.

Es sind drei Konstruktionen möglich, bei deren Anwendung die Belastung eine Spannung in den Windstreben nicht erzeugt. Wir erwähnen: 1. Die Anwendung einfacher, steif konstruirter Diagonalen statt der doppelten; hier entsteht zwar durch die Belastung direkt keine Spannung in den Windstreben, indess entsteht eine seitliche Ausbiegung der Gurte, die zu einer Torsionswirkung Anlass gibt, so dass zu dieser Anordnung wohl nur bei kleineren Spannweiten zu rathen ist. 2. Man kann die Windstreben durch Anwendung länglicher Bolzenlöcher so mit den Gurten verbinden, dass die Diagonalen an den Untergurten nur einen Druck, die an den Obergurten nur einen Zug aufnehmen können, so dass sie also nur durch den Wind eine Beanspruchung erfahren. Indess auch diese Anordnung ist der oft stossweisen Wirkung des Windes halber nicht zu empfehlen. 3. Man lässt die Diagonalen beim Montiren an den gezogenen Gurten schlaff, während man sie an den gedrückten Gurten

künstlich anspannt. An den gezogenen Gurten würde die Wirkung nahezu dieselbe sein, wie bei Anwendung länglicher Löcher. Die künstliche Anspannung würde in der That zu empfehlen sein, wenn es möglich wäre, die theoretisch nöthige Spannung auch wirklich herzustellen. Für den Fall aber, dass man an den gedrückten Gurten Flacheisen anwenden sollte, ist jedenfalls auf ein möglichst straffes Montiren der Diagonalen Werth zu legen.

§. 182. Einfluss der Continuität der Gurte. Wir haben in den vorigen Paragraphen das Vorhandensein von gelenkartigen Knotenpunkten vorausgesetzt. Bei unseren Konstruktionen sind solche aber in der Regel nicht vorhanden. Bei der Berechnung der Hauptträger mit fester Nietverbindung pflegt man zwar auch das Vorhandensein gelenkartiger Knotenpunkte vorauszusetzen; indess kann hier, wo die Träger gegen die Windstreben sehr stark zu sein pflegen, der Fehler grösser werden.

Hinsichtlich einer genauen Theorie, die zu ziemlich weitläufigen Rechnungen führt, verweisen wir auf die Theorie der Gitterträger (Theorie der Brücken, II. Heft, II. Aufl., XV. Kap.). Im vorliegenden Falle, wo auch eine genaue Bestimmung der äusseren Kräfte nicht möglich ist, dürfte vielleicht das folgende Näherungsverfahren genügen.

Bezeichnen wir die Spannung in beiden Gurten mit S, S_1 , den Abstand derselben mit b , das Moment für einen beliebigen Querschnitt mit M , das Trägheitsmoment eines Gurtes für eine vertikale Schweraxe mit i , den Krümmungsradius der Gurte mit r , den Elastizitätskoeffizienten mit E , so ist nach der gewöhnlichen Theorie $Sb = +M$, $S_1b = -M$; genauer ist

$$105. \quad S = +\frac{\mathfrak{M}}{b}, \quad S' = -\frac{\mathfrak{M}}{b},$$

wenn man zur Abkürzung

$$105a. \quad \mathfrak{M} = M - \frac{2Ei}{r}$$

setzt. Besteht das eintheilige Gitterwerk aus Schaaren von Stäben mit den Spannungen P, P' und den Neigungswinkeln α, α' gegen die Normale, so ist

$$106. \quad P = +\frac{d\mathfrak{M}}{dx} \sec \alpha, \quad P' = -\frac{d\mathfrak{M}}{dx} \sec \alpha'.$$

Bezeichnet man den Querschnitt der Gurte mit f , den der Diagonalen mit φ, φ' , den Abstand der Knotenpunkte mit a , so lässt sich für $\frac{1}{r}$ der folgende Ausdruck entwickeln¹⁾:

¹⁾ Siehe: „Die Durchbiegung der Gitterträger von E. Winkler“ in „Technische Blätter“, 1876, S. 186.²

$$107. \quad \frac{E}{r} = \frac{S - S'}{bf} - \frac{b}{a} \left[\frac{d}{dx} \frac{P}{\varphi} \sec^2 \alpha - \frac{d}{dx} \frac{P'}{\varphi'} \sec^2 \alpha' \right].$$

Durch Einsetzung der Ausdrücke für S, S_1, P, P_1 erhält man eine Differenzialgleichung zweiter Ordnung für $\frac{1}{r}$, deren Integration indess auf Schwierigkeiten stösst. Wir wählen deshalb den folgenden Näherungsweg. Wir setzen

$$108. \quad \mathfrak{M} = \mu M;$$

wobei wir die Annahme machen, dass μ konstant sei. Alsdann wird, wenn Q die Transversalkraft bedeutet und wenn man beachtet, dass $Q = \frac{dM}{dx}$ ist,

$$109. \quad S = + \frac{\mu M}{b}, \quad S' = - \frac{\mu M}{b}, \quad P = + \mu Q \sec \alpha, \quad P' = - \mu Q \sec \alpha$$

$$110. \quad \frac{E}{r} = \frac{2\mu M}{b^2 f} - \frac{\mu b}{a dx} \left[\sec^3 \alpha d \frac{Q}{\varphi} + \sec^3 \alpha' d \frac{Q}{\varphi'} \right].$$

Bezeichnen wir einen mittleren Krümmungsradius mit s , so wird

$$\frac{1}{s} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{dx}{r}, \text{ daher}$$

$$111. \quad \frac{E}{s} = \frac{2\mu}{lb^2} \int_0^l \frac{M}{f} dx - \frac{2\mu b}{al} \left[\sec^3 \alpha \int_0^{\frac{1}{2}l} d \frac{Q}{\varphi} + \sec^3 \alpha' \int_0^{\frac{1}{2}l} d \frac{Q}{\varphi'} \right].$$

Bezeichnet f_0, f_1 den Gurtquerschnitt am Ende und in der Mitte, w den Horizontaldruck pro Längeneinheit, so wird bei konstantem f : $\int \frac{M}{f} dx = \frac{wl^3}{12f_1}$; ist $\frac{M}{f}$ konstant, so wird $\int \frac{M}{f} dx = \frac{wl^3}{8f_1}$; allgemein wird annähernd $\int \frac{M}{f} dx = \frac{wl^3}{8f_1} \left(1 - \frac{f_0}{3f_1}\right)$. Bezeichnet f' einen mittleren Querschnitt derart, dass

$$112. \quad \frac{1}{f'} = \frac{3}{2f_1} \left(1 - \frac{f_0}{3f_1}\right)$$

ist, so wird $\int \frac{M}{f} dx = \frac{wl^3}{12f'}$. Bezeichnet ferner φ_1, φ_1' die Maximalquerschnitte der Windstreben, so wird

$$\int_0^{\frac{1}{2}l} d \frac{Q}{\varphi} = - \frac{wl}{2\varphi_1}, \quad \int_0^{\frac{1}{2}l} d \frac{Q}{\varphi'} = - \frac{wl}{2\varphi_1'}$$

weil für $x = \frac{1}{2}l$ bei totaler Belastung der Quotient $\frac{Q}{\varphi} = 0$ wird. Dies eingesetzt, gibt

$$113. \quad \frac{E}{s} = \frac{\mu wl^2}{6f'b^2} + \frac{\mu wb}{a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi_1'} \right).$$

Es wird nun ferner $M - \frac{2Ei}{r} = \mu M$, also

$$114. \quad \frac{E}{r} = \frac{1-\mu}{2} \frac{M}{i},$$

$$115. \quad \frac{E}{s} = \frac{1-\mu}{2l} \int_0^l \frac{M}{i} dx.$$

Bezeichnet man das Maximal- und Minimalträgheitsmoment mit i_1 und i_0 , mit i' speziell ein mittleres Trägheitsmoment derart, dass

$$116. \quad \frac{1}{i'} = \frac{3}{2i_1} \left(1 - \frac{i_0}{3i_1}\right)$$

ist, so wird annähernd $\int \frac{M}{i} dx = \frac{wl^3}{12i'}$, also

$$117. \quad \frac{E}{s} = \frac{(1-\mu)wl^2}{24i'}.$$

Setzt man jetzt die beiden für $\frac{E}{s}$ gewonnenen Ausdrücke gleich, so ergibt sich

$$118. \quad \mu = \frac{\frac{1}{i'}}{\frac{1}{i'} + \frac{4}{f'b^2} + \frac{24b}{l^2a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_1} + \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi_1'} \right)}.$$

Die Spannungen in den Windstreben ergeben sich nun nach den Regeln der früheren Paragrafe, wenn man die nach diesen Regeln erhaltenen Resultate mit μ multipliziert, oder wenn man die Horizontalkräfte mit μ multipliziert, einführt.

Bezeichnet N die spezifische Maximalspannung im Gurte in einem beliebigen Querschnitte, v den Abstand der Randfasern von der vertikalen Schweraxe oder die halbe Gurtbreite, so ist $N = \frac{S}{f} + E \frac{v}{r}$, d. i.

$$119. \quad N = \left[\frac{\mu}{fb} + \frac{(1-\mu)v}{2i} \right] M,$$

während nach der gewöhnlichen Regel $N = \frac{M}{fb}$ gesetzt wird. Sind gar keine Windstreben vorhanden, so ist $\varphi_1 = \varphi_1' = 0$, also $\mu = 0$, folglich

$$120. \quad N = \frac{Mv}{2i}.$$

Ergibt sich dieser Werth höchstens zu etwa 1200 Klgr. pro \square Centim., so sind Windstreben überhaupt nicht nothwendig. Es tritt dies für Eisenbahnbrücken mit gewöhnlichen Blechträgern bei Spannweiten ein, die kleiner als ungefähr 1,5 3,5 6,5^m sind, je nachdem die Anzahl der an

jedem Gurte angewendeten Flacheisenlamellen 0, 1 oder 2 ist. Brücken mit Kasten- und Zwillingsträgern werden in der Regel keine Windstreben nöthig haben.

In einzelnen speziellen einfachen Fällen lassen sich leicht genauere Regeln aufstellen. Wir wollen nur noch den folgenden speziellen Fall behandeln:

Windverstrebung mit nur zwei Feldern und schlaffen Diagonalen (Fig. 420). Die Horizontalkraft in der Mitte sei H . Der Querschnitt der Gurte sei konstant. Bezeichnet man die Verschiebung der Punkte E und F mit Δ und Δ_1 , so ergibt sich leicht

$$E\Delta = -\frac{Sa^2}{fb} + \frac{Pb \sec^2 \alpha}{\varphi},$$

$$E\Delta_1 = -\frac{Sa^2}{fb} + \frac{Pb \sec^2 \alpha}{\varphi} - \frac{Nb}{\varphi_1},$$

wenn f , φ , φ_1 den Querschnitt der Gurte, Diagonalen und der Normalen bedeutet. Auf den Stab AC wirkt in der Mitte die normale Kraft $\frac{1}{2}H - N - 2P \cos \alpha$; demnach wird, wenn i das Trägheitsmoment des Gurtquerschnittes für eine vertikale Schweraxe bedeutet,

$$E\Delta = \frac{a^3}{6i} \left(\frac{1}{2}H - N - 2P \cos \alpha \right).$$

Auf den Stab CD wirkt in F die normale Kraft $\frac{1}{2}H + N$, an den Enden die Axialkraft S ; letztere greife im Abstände c von der Axe des Stabes innerhalb der beiden Gurtaxen an. Die entsprechende horizontale Durchbiegung ist

$$E\Delta_1 = \frac{a^3}{6i} \left(\frac{1}{2}H + N \right) + \frac{Sa^2c}{2i}.$$

Setzt man die Ausdrücke für Δ und Δ_1 einander gleich und berücksichtigt hierbei, dass $S = -P \sin \alpha$ ist, so erhält man die beiden Gleichungen:

$$121. \quad \begin{cases} P \left(\frac{a^2 \sin \alpha}{fb} + \frac{b \sec^2 \alpha}{\varphi} + \frac{a^3 \cos \alpha}{3i} \right) + N \frac{a^3}{6i} = H \frac{a^3}{12i} \\ P \left(\frac{a^2 \sin \alpha}{fb} + \frac{b \sec^2 \alpha}{\varphi} + \frac{a^2c \sin \alpha}{2i} \right) - N \left(\frac{b}{\varphi_1} + \frac{a^3}{6i} \right) = H \frac{a^3}{12i} \end{cases}$$

Die Auflösung gibt:

$$122. \quad P = H \frac{\left(\frac{b}{\varphi_1} + \frac{a^3}{3i} \right) \frac{a^3}{12i}}{\left(\frac{a^2 \sin \alpha}{fb} + \frac{b \sec^2 \alpha}{\varphi} \right) \left(\frac{b}{\varphi_1} + \frac{a^3}{3i} \right) + \frac{a^3 \cos \alpha}{3i} \left(\frac{b}{\varphi_1} + \frac{a^3}{6i} \right) + \frac{a^3c \sin \alpha}{12i^2}}$$

$$123. N = -P \frac{\frac{a^3 \cos \alpha}{3i} - \frac{a^2 c \sin \alpha}{2i}}{\frac{b}{\varphi_1} + \frac{a^3}{3i}}$$

Bei sehr kleinen Spannweiten, wo der Einfluss der Kontinuität der Gurte ein nicht unbeträchtlicher ist (bis zu zirka 25 Prozent), wird man in der Regel nicht nöthig haben, hierauf Rücksicht zu nehmen, weil sich auch unter der Voraussetzung von Gelenken Querschnitte ergeben, welche für die praktische Ausführung zu klein sind. Bei größeren Spannweiten aber ergibt sich der Einfluss der Kontinuität der Gurte so gering (1 bis 2 Prozent), dass es ebenfalls nicht nöthig erscheint, darauf Rücksicht zu nehmen.

XVI. Kapitel.

Bedingt beanspruchte Wind- und Querverstrebungen.

§. 183. **Allgemeine Theorie.** Wir haben bereits früher gezeigt, dass in allen jenen Fällen, wo zwei Windverstrebungen und ausser den Endquerverstrebungen auch noch Zwischenquerverstrebungen vorhanden sind, weder die auf die Windverstrebungen, noch die auf die Querverstrebungen wirkenden Kräfte statisch bestimmt sind. Vielmehr ist die Vertheilung der Horizontalkräfte auf die beiden Windverstrebungen und auf die Querverstrebungen durch die Konstruktion dieser Theile selbst bedingt. Eine genaue Lösung der hierbei entstehenden Aufgabe ist im Allgemeinen wohl möglich; selbst aber in demjenigen Falle, wo man eine Verbindung aller Theile durch gelenkartige Knotenpunkte voraussetzen kann, ist die Lösung ziemlich umständlich.

Am einfachsten führen die Sätze von der Deformationsarbeit zum Ziele. Wir wollen, um die Anwendung auf den vorliegenden Fall zu zeigen, zunächst annehmen, dass in den Quer- und Windverstrebungen einfache Diagonalen vorhanden seien. Wir bezeichnen die Spannung eines beliebigen Stabes mit S , die Spannung desselben, unter der Voraussetzung, dass alle Zwischen-Querverstrebungen ausgeschaltet sind, mit \mathcal{C} , die Spannung dieses Stabes, unter der Voraussetzung, dass in der Diagonale der ersten, zweiten etc. Zwischen-Querverstrebungen die Spannung $+1$ wirkt, während alle übrigen Diagonalen der Zwischen-Querverstrebungen ausgeschaltet sind, mit s_1, s_2 , die Spannung der Diagonalen der Zwischen-Querverstrebungen mit S_1, S_2, \dots u. s. w., die Länge und den

Querschnitt dieses Stabes mit λ, f . Alsdann ist die gesammte Deformationsarbeit

$$1. \quad A = \frac{1}{2E} \sum \frac{S^2 \lambda}{f} = \frac{1}{2E} \sum \frac{(\mathfrak{S} + s_1 S_1 + s_2 S_2 + \dots)^2 \lambda}{f}$$

Diese Deformationsarbeit wird zum Minimum, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

$$2. \quad \begin{cases} \sum \frac{(\mathfrak{S} + s_1 S_1 + s_2 S_2 + \dots) s_1 \lambda}{f} = 0, \\ \sum \frac{(\mathfrak{S} + s_1 S_1 + s_2 S_2 + \dots) s_2 \lambda}{f} = 0 \text{ u. s. w.} \end{cases}$$

Hierbei ist \mathfrak{S} nach dem vorigen Kapitel zu bestimmen, wobei je nach der Konstruktion und Belastung \mathfrak{S} entweder statisch bestimmt oder auch statisch unbestimmt sein kann.

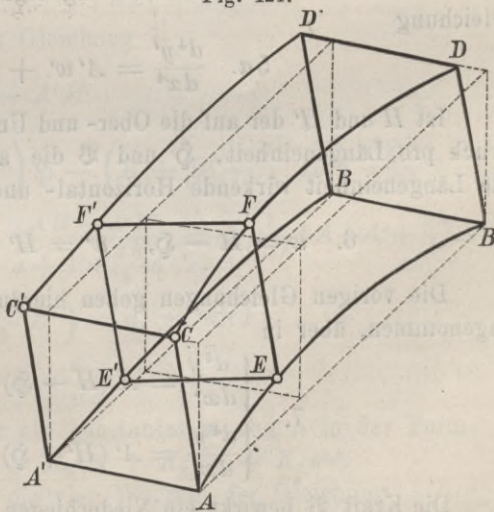
Bei symmetrischer Anordnung und Belastung werden die zur Bestimmung von S_1, S_2, \dots dienenden Gleichungen auf die Hälfte reducirt, wenn man unter s_1, s_2, \dots die Spannungen versteht, welche in einem beliebigen Stabe entstehen, wenn in den Diagonalen zweier symmetrisch liegenden Querverstrebungen die Spannungen $+1$ vorhanden sind.

Haben die Querverstrebungen eine andere Konstruktion, so kann man trotzdem die eben gezeigte Berechnungsweise beibehalten, wenn man ideale Querverstrebungen mit einer Diagonale einführt, deren Querschnitt so zu bestimmen ist, dass bei gleichen auf die Querverstrebung wirkenden Kräften dieselbe Deformationsarbeit oder Verschiebung entsteht, wie bei den gegebenen Querverstrebungen, worauf wir in §. 184 näher eingehen werden.

Da die Anwendung der gezeigten Methode im Allgemeinen ziemlich zeitraubend ist, so wird man sich zu derselben wohl nur selten entschliessen, und zwar um so weniger, als die Bestimmung der äusseren Horizontalkräfte selbst, wie wir gesehen haben, noch eine sehr unsichere ist.

Etwas einfacher kann man für Parallelträger und für eine gleichmässige Horizontalbelastung in der folgenden Weise zum Ziele gelangen. Es bezeichne b den Abstand der beiden Träger, a den Abstand

Fig. 421.



der Querverbindungen, y die horizontale Ausbiegung eines Punktes F (Fig. 421) eines Obergurtes im Abstände x vom Ende gegen die die Enden verbindende Sehne CD , y' die horizontale Ausbiegung des entsprechenden Punktes E des Untergurtes, y_0 die horizontale Verschiebung der Enden C, D eines Obergurtes gegen die Enden A, B des entsprechenden Untergurtes. Bezeichnet noch für die vom übrigen Theile getrennt gedachte Windverstrebung, welche mit den beiden oberen Gurten einen horizontalen Träger bildet, M das in F wirkende Moment, Q die in F wirkende Transversalkraft, α, α' die Neigungswinkel der Windstreben gegen die Normalen, f den variablen Gurtquerschnitt, φ, φ' die variablen Querschnitte der Windstreben, so lässt sich, entsprechend der Gleichung 111, Seite 415, wenn wir in der dortigen Entwicklung $M = \mathfrak{M}$ oder $\mu = 1$ setzen, folgende Gleichung aufstellen:

$$3. \quad E \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{2M}{b^2 f} - \frac{b}{a dx} \left[\sec^3 \alpha d \frac{Q}{\varphi} + \sec^3 \alpha' d \frac{Q}{\varphi'} \right].$$

Durch zweimalige Differenziation ergibt sich unter der Voraussetzung, dass φ und φ' konstant ist, wenn man die auf die Windverstrebung auf die horizontale Längeneinheit wirkende Kraft mit w bezeichnet:

$$4. \quad E \frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{2}{b^2 f} w + \frac{b}{a} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi'} \right) \frac{d^2 w}{dx^2}$$

oder, wenn wir zur Abkürzung $\frac{2}{Eb^2 f} = A, \frac{b}{Ea} \left(\frac{\sec^3 \alpha}{\varphi} + \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi'} \right) = B$ setzen,

$$5. \quad \frac{d^4 y}{dx^4} = Aw + B \frac{d^2 w}{dx^2}.$$

Für die untere Windverstrebung ergibt sich in gleicher Weise die Gleichung

$$5a. \quad \frac{d^4 y'}{dx^4} = A' w' + B' \frac{d^2 w'}{dx^2}.$$

Ist H und H' der auf die Ober- und Untergurte wirkende Horizontaldruck pro Längeneinheit, \mathfrak{H} und \mathfrak{B} die auf die Querverbindungen auf die Längeneinheit wirkende Horizontal- und Vertikalkraft, so ist

$$6. \quad w = H - \mathfrak{H}, \quad w' = H' + \mathfrak{H}, \quad \mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{H} h}{b}.$$

Die vorigen Gleichungen gehen hierdurch, H und H' als konstant angenommen, über in

$$7. \quad \begin{cases} \frac{d^4 y}{dx^4} = A(H - \mathfrak{H}) - B \frac{d^2 \mathfrak{H}}{dx^2}, \\ \frac{d^4 y'}{dx^4} = A'(H' + \mathfrak{H}) + B' \frac{d^2 \mathfrak{H}}{dx^2}. \end{cases}$$

Die Kraft \mathfrak{B} bewirkt ein Niederbiegen des linken und ein Aufbiegen des rechten Hauptträgers; bezeichnen wir die Senkung und Hebung der

Punkte E', E mit z , so ergibt sich, entsprechend der Gleichung 2, wenn β, ψ für die Hauptträger dieselbe Bedeutung haben, wie α, φ für die Windverstreungen,

$$\begin{aligned} E \frac{d^4 z}{dx^4} &= \frac{2}{h^2 f} \mathfrak{B} + \frac{b}{a} \left(\frac{\sec^3 \beta}{\psi} + \frac{\sec^3 \beta'}{\psi'} \right) \frac{d^2 \mathfrak{B}}{dx^2} \\ &= \frac{2 \mathfrak{H}}{b h f} + \frac{h}{a} \left(\frac{\sec^3 \beta}{\psi} + \frac{\sec^3 \beta'}{\psi'} \right) \frac{d^2 \mathfrak{H}}{dx^2} \end{aligned}$$

oder mit Einführungen von abgekürzten Bezeichnungen:

$$8. \quad \frac{d^4 z}{dx^4} = A'' \mathfrak{H} + B'' \frac{d^2 \mathfrak{H}}{dx^2}.$$

Wenn auf die von den Windverstreungen getrennte Querverstreung $EF'E'$ eine Horizontalkraft H_0 wirkt, so nimmt dieselbe die Form eines schiefwinkligen Parallelogrammes an (Fig. 422). Bezeichnen wir die Änderung des Winkels mit γ , so lässt sich jedenfalls

$$9. \quad \gamma = CH_0$$

setzen, wenn C eine von den Dimensionen und der Konstruktion der Querverstreung abhängige Konstante bedeutet. Nun aber ist offenbar $\gamma = \frac{y_0 + y - y'}{h} - \frac{2z}{b}$. Daher wird

$$C \mathfrak{H} a = \frac{y_0 + y - y'}{h} - \frac{2z}{b}$$

oder

$$C a h \frac{d^4 \mathfrak{H}}{dx^4} = \frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{d^4 y'}{dx^4} - \frac{2h}{b} \frac{d^4 z}{dx^4},$$

d. i. mit Berücksichtigung der Gleichung 7

$$10. \quad C a h \frac{d^4 \mathfrak{H}}{dx^4} = A H - A' H'$$

$$- \left(A + A' + \frac{2h}{b} A'' \right) \mathfrak{H} - \left(B + B' + \frac{2h}{b} B'' \right) \frac{d^2 \mathfrak{H}}{dx^2}.$$

Setzt man zur Abkürzung $\mathfrak{H} = \frac{A H - A' H'}{A + A' + \frac{2h}{b} A''} = \eta$, $\frac{1}{C a h} \left(A + A' + \frac{2h}{b} A'' \right)$

$= m$ und $\frac{1}{C a h} \left(B + B' + \frac{2h}{b} B'' \right) = n$, so wird

$$10a. \quad \frac{d^4 \eta}{dx^4} + n \frac{d^2 \eta}{dx^2} + m \eta = 0.$$

Die Integration kann für ein konstantes m und n in der Form

$$11. \quad \eta = K_1 e^{k_1 x} + K_2 e^{k_2 x} + K_3 e^{k_3 x} + K_4 e^{k_4 x}$$

erfolgen, wenn k_1, k_2, k_3, k_4 die vier Wurzeln der Gleichung

$$x^4 + n x^2 + m = 0$$

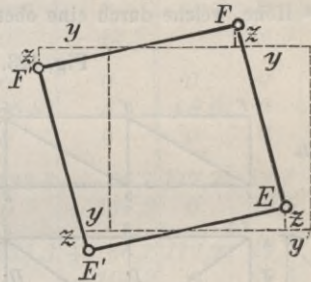


Fig. 422.

bedeuten. Die Konstanten lassen sich durch die Bedingungen bestimmen, dass, wenn man die Mitte der Brücke als Anfang der x annimmt, η für gleiche positive und negative x gleich gross werden, und dass

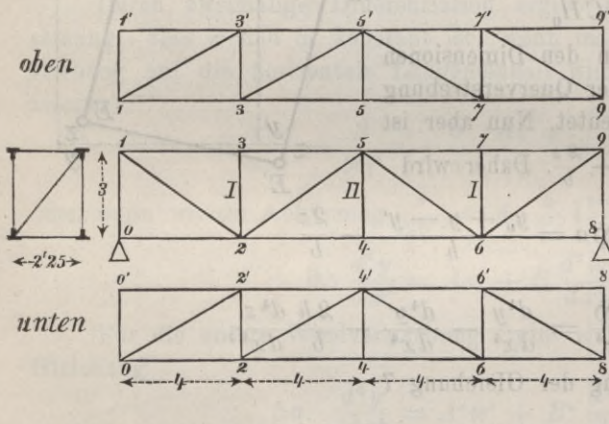
$$\frac{y_0}{h} = \frac{1}{2} C_1 \int_{-\frac{1}{2}l}^{+\frac{1}{2}l} (H - \xi) dx \text{ sein muss, wenn } C_1 \text{ den Werth des Koeffizienten}$$

C für jede Endquerverstrebung bezeichnet.

Wir wollen indess nicht weiter auf das Problem eingehen, weil die Anwendung dieses Verfahrens beim Konstruiren immer noch sehr umständlich ist und wenig Uebersicht gewährt. Wir wollen aber daraus im folgenden Paragrafe ein einfaches, allerdings weniger strenges Näherungsverfahren ableiten.

Beispiel. Eisenbahnbrücke von 16^m Spannweite mit zwei Parallelträgern von 3^m Höhe, welche durch eine obere und untere Windverstrebung, sowie durch fünf

Fig. 423.



Querverstrebungen mit einander verbunden sind (Fig. 423). Sowohl für die Windverstrebungen, als für die Querverstrebungen sind einfache Diagonalen vorausgesetzt. Die Längen- und Querschnittsflächen der einzelnen Theile gibt die folgende Tabelle. Dieselbe enthält ausserdem die unter der Voraussetzung einer symmetrischen Belastung zur Berechnung nöthigen Werthe von $\frac{\lambda}{f}$, $\frac{s_1 \lambda}{f}$, $\frac{s_2 \lambda}{f}$, $\frac{s_1^2 \lambda}{f}$, $\frac{s_2^2 \lambda}{f}$, $\frac{s_1 s_2 \lambda}{f}$, wenn s_1 ,

s_2 diejenigen Spannungen eines Stabes bezeichnen, welche entstehen, wenn in jeder der Diagonalen der beiden Querverstrebungen I die Spannung $+1$ und wenn s_2 diejenige Spannung bezeichnet, welche entsteht, wenn in der Diagonale der Querverstrebung II die Spannung $+1$ wirkt.

Die Berechnung von s_1 und s_2 ist leicht durchzuführen. Wirkt beispielsweise in der Diagonale der Querverstrebung II die Spannung $+1$, während die Querverstrebungen I ausgeschaltet sind, so zerlegt sich diese Spannung in eine Vertikal-komponente $1 \cdot \frac{3,00}{3,75} = 0,8$ und eine Horizontalkomponente $1 \cdot \frac{2,25}{3,75} = 0,6$. Es wirkt also auf den Vorderträger im Punkte 4 eine Kraft $0,8$ nach oben, auf den Hinterträger im Punkte 5' eine Kraft $0,8$ nach unten, auf die obere Windverstrebung im Punkte 5' eine Kraft $0,6$ nach vorne, auf die untere Windverstrebung im Punkte 4 eine Kraft $0,6$ nach hinten. Die entstehenden Widerlagsreaktionen sind $0,4$ und $0,3$. Durch Untersuchung dieser 4 Träger ergeben sich nun die Spannungen der Gitterstäbe und durch die Zerlegung derselben die in den Knotenpunkten wirkenden Längskräfte. Die Spannungen der vier Gurte kann man nun entweder durch Untersuchung der Hauptträger oder aber der oberen und unteren Windverstrebung erhalten.

Theil	Nummer	λ Deci- meter	f □De- cimet.	$\frac{\lambda}{f}$	s_1	s_2	$\frac{s_1 \lambda}{f}$	$\frac{s_2 \lambda}{f}$	$\frac{s_1^2 \lambda}{f}$	$\frac{s_2^2 \lambda}{f}$	$\frac{s_1 s_2 \lambda}{f}$
Vorderer Obergurt	1	40	0,48	83,3	+ 2,13	+ 1,07	+ 179,7	+ 88,9	379,0	94,9	+ 189,6
	2	40	0,48	83,3	+ 2,13	+ 1,60	+ 177,7	+ 133,3	379,0	213,3	+ 284,3
Hinterer Obergurt	1	40	0,48	83,3	- 1,07	- 0,53	- 88,8	- 44,4	94,7	23,7	+ 47,3
	2	40	0,48	83,3	- 2,13	- 1,07	- 177,7	- 88,9	379,0	94,9	+ 189,6
Vorderer Untergurt	1	40	0,35	114,3	- 1,07	- 0,53	- 122,0	- 60,9	130,2	32,5	+ 65,0
	2	40	0,58	69,0	- 2,13	- 2,13	- 147,2	- 147,2	314,1	314,0	+ 314,0
Hinterer Untergurt	1	40	0,35	114,3	0	0	0	0	0	0	0
	2	40	0,58	69,0	+ 2,13	+ 1,60	+ 147,2	+ 110,4	314,0	176,6	+ 235,5
Vordere Vertikalen	1	30	0,48	62,5	+ 0,80	+ 0,40	+ 50,0	+ 25,0	40,0	10,0	+ 20,0
	2	30	0,28	107,2	0	0	0	0	0	0	0
	3	15	0,28	53,6	0	- 0,80	0	- 42,9	0	34,3	0
Hintere Vertikalen	1	30	0,48	62,5	0	0	0	0	0	0	0
	2	30	0,28	107,2	- 0,80	0	- 85,8	0	68,6	0	0
	3	15	0,28	53,6	0	0	0	0	0	0	0
Vordere Diagonalen	1	50	0,50	100,0	- 1,33	- 0,67	- 133,3	- 66,7	177,7	44,4	+ 88,8
	2	50	0,32	156,3	0	+ 0,67	0	+ 104,2	0	69,5	0
Hintere Diagonalen	1	50	0,50	100,0	+ 1,33	+ 0,67	+ 133,3	+ 66,7	177,7	44,4	+ 88,8
	2	50	0,32	156,3	0	- 0,67	0	- 104,2	0	69,5	0
Obere Normalen	1	22,5	0,70	32,1	+ 0,30	+ 0,30	+ 9,6	+ 9,6	2,9	2,9	+ 2,9
	2	22,5	0,80	28,1	0	+ 0,30	0	+ 8,4	0	2,5	0
	3	11,3	0,80	14,1	0	0	0	0	0	0	0
Untere Normalen	1	22,5	0,28	80,4	0	0	0	0	0	0	0
	2	22,5	0,28	80,4	- 0,6	- 0,30	- 48,2	- 24,1	28,9	7,2	+ 14,5
	3	11,0	0,28	40,2	0	- 0,60	0	- 48,1	0	14,4	0
Obere Diagonalen	1	45,9	0,24	191,3	- 1,22	- 0,61	- 234,2	- 117,1	286,7	71,7	+ 143,3
	2	45,9	0,24	191,3	0	- 0,61	0	- 117,1	0	71,7	0
Untere Diagonalen	1	45,9	0,08	573,7	+ 1,22	+ 0,61	+ 702,2	+ 351,1	859,5	214,9	+ 429,7
	2	45,9	0,08	573,7	0	+ 0,61	0	+ 351,1	0	214,9	0
Querstreben	1	37,5	0,24	156,3	- 1	- 0,50	- 156,3	- 78,2	156,3	39,1	+ 73,1
	2	37,5	0,24	156,3	+ 1	-	+ 156,3	-	156,3	-	0
	3	18,7	0,24	78,1	-	+ 1	-	+ 78,1	-	78,1	0
Summe								3945	1940	+ 2186	

Die Tabelle enthält nur die Werthe für die Hälfte der Brücke; die Längen der beiden Hälften angehörigen Theile sind nur halb angeführt. Nach der Tabelle wird nun für die ganze Brücke

$$\sum \frac{s_1^2 \lambda}{f} = 7890, \quad \sum \frac{s_2^2 \lambda}{f} = 3880, \quad \sum \frac{s_1 s_2 \lambda}{f} = 4372.$$

Bezeichnen wir nun die Spannungen in den Diagonalen der Querverstrebungen I mit S_1 , in den der Querverstrebungen II mit S_2 und setzt man zur Abkürzung

$$\Sigma \frac{s_1 \otimes \lambda}{f} = A_1, \quad \Sigma \frac{s_2 \otimes \lambda}{f} = A_2,$$

so wird

$$7890 S_1 + 4372 S_2 + A_1 = 0,$$

$$4372 S_1 + 3880 S_2 + A_2 = 0.$$

Die Auflösung gibt

$$S_1 = -0,0003377 A_1 + 0,0003806 A_2,$$

$$S_2 = +0,0003806 A_1 - 0,0004289 A_2.$$

Wir wollen jetzt nur den speziellen Fall untersuchen, wo auf jeden oberen und unteren mittleren Knotenpunkt der Winddruck $\frac{1}{2} W$, $\frac{1}{2} W_1$, auf die Endknotenpunkte der Winddruck $\frac{1}{4} W$, $\frac{1}{4} W_1$ wirkt. W erzeugt nur Spannungen in der oberen Windverstrebung, W_1 nur Spannungen in der unteren Windverstrebung, die entsprechenden Gurte inbegriffen. Die sich ergebenden Werthe für \otimes , $\frac{s_1 \otimes \lambda}{f}$, $\frac{s_2 \otimes \lambda}{f}$ enthält die folgende Tabelle:

Theil	Nummer	\otimes		$\frac{s_1 \otimes \lambda}{f}$		$\frac{s_2 \otimes \lambda}{f}$		S	
		oben belastet	unten belastet	oben belastet	unten belastet	oben belastet	unten belastet	oben belastet	unten belastet
Vorderer Obergurt	1	-2,67	0	-475	0	-237	0	-1,23	-1,57
	2	-3,56	0	-633	0	-475	0	-2,02	-1,93
Hinterer Obergurt	1	0	0	0	0	0	0	-1,57	+0,78
	2	+2,67	0	-475	0	-237	0	+1,12	+1,57
Vorderer Untergurt	1	0	-2,67	0	+326	0	+163	-0,72	-1,89
	2	0	-3,56	0	+520	0	+524	-1,63	-1,26
Hinterer Untergurt	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	+2,67	0	+393	0	+295	+1,53	+0,74
Hintere Vertikalen	1	-2,67	0	0	0	0	0	-2,67	0
	2	0	0	0	0	0	0	-0,47	+0,31
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
Obere Normalen	1	-1,75	0	-17	0	-17	0	-1,57	+0,32
	2	-1,00	0	0	0	8	0	-0,95	+0,21
	3	-0,50	0	0	0	0	0	-0,50	0
Untere Normalen	1	-2,00	-1,75	0	0	0	0	-2,00	-1,75
	2	0	-1,00	0	+48	0	+24	-0,41	-0,56
	3	0	-0,50	0	0	0	+24	-0,11	-0,09
Obere Diagonalen	1	+2,50	0	-586	0	-293	0	+1,68	+0,90
	2	+0,83	0	0	0	-97	0	+0,72	+0,42
Untere Diagonalen	1	0	+2,50	0	+1756	0	+878	+0,82	+1,60
	2	0	+0,83	0	0	0	+291	+0,11	+0,45
Querstreben	1	+3,33	0	-521	0	-261	0	+2,67	+0,73
	2	—	—	—	—	—	—	+0,59	-0,39
	3	—	—	—	—	—	—	+0,19	-0,69
Summe für den halben Träger				-2707	+3043	-1625	+2199		
Summe für den ganzen Träger				-5414	+6086	-3250	+4398		
		. W	. W ₁	. W	. W ₁	. W	. W ₁	. W	. W ₁

Demnach wird für die obere Belastung

$$S_1 = (+ 0,0003377 \cdot 5412 - 0,0003806 \cdot 3250) W = + 0,586 W$$

$$S_2 = (- 0,0003806 \cdot 5412 + 0,0004289 \cdot 3250) W = + 0,197 W$$

und für die untere Belastung

$$S_1 = (- 0,0003377 \cdot 6086 + 0,0003806 \cdot 4398) W_1 = - 0,390 W_1,$$

$$S_2 = (+ 0,0003806 \cdot 6086 - 0,0004289 \cdot 4398) W_1 = - 0,688 W_1.$$

Die Spannung S irgend eines Stabes wird nun $S = \ominus + s_1 S_1 + s_2 S_2$, also beispielsweise für die obere Belastung die Spannung der oberen Diagonale 1: $S = (+ 2,50 - 1,22 \cdot 0,586 - 0,61 \cdot 0,179) W = (+ 2,50 - 0,71 - 0,11) W = + 1,68 W$. Die in dieser Weise erhaltenen Spannungen enthält die vorige Tabelle.

Der obere Winddruck erzeugt in den Diagonalen der Querverstrebungen Zug; es entsteht dadurch auf die obere Windverstrebung an den Normalen 1, 2 der Druck $W - 0,6 \cdot 0,586 W = 0,65 W$ und $W - 0,6 \cdot 0,179 W = 0,89 W$, auf die untere Windverstrebung an den Normalen 1 und 2 der Druck $0,6 \cdot 0,586 W = 0,35 W$, $0,6 \cdot 0,179 W = 0,11 W$. Der untere Winddruck dagegen erzeugt in den Diagonalen der mittleren Querverstrebungen Druck. Es entsteht dadurch auf die obere Windverstrebung an den Normalen 1, 2 der Druck $0,6 \cdot 0,390 W_1 = 0,23 W_1$ und $0,6 \cdot 0,688 W_1 = 0,41 W_1$, auf die untere Windverstrebung an den Normalen 1, 2 der Druck $W_1 - 0,23 W_1 = 0,77 W_1$ und $W_1 - 0,41 W_1 = 0,59 W_1$.

§. 184. Näherungsverfahren. Für die mittlere Durchbiegung y_m der oberen Windverstrebung lässt sich, wenn man die auf die Windverstrebung pro Längeneinheit wirkende Horizontalkraft w als konstant annimmt, die vorigen Bezeichnungen beibehaltend, nach der „Theorie der Brücken, II. Heft, II. Aufl., §. 132“ die folgende Formel entwickeln:

$$E y_m = \frac{1}{48} \left(1 - \frac{f_0}{5f} \right) \frac{w l^4}{f b^2} + \frac{1}{8} \left[\left(1 - \frac{\varphi}{3\varphi_0} \right) \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_0} + \left(1 - \frac{\varphi'}{3\varphi'_0} \right) \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi'_0} \right] \frac{w l^2 b}{a}.$$

Hierin bezieht sich f , φ , φ' auf die Querschnitte in der Mitte, f_0 , φ_0 , φ'_0 auf die Querschnitte am Ende.

Denken wir uns einen horizontalen Gitterträger mit dem Gurtabstände b , bei welchem eine Durchbiegung nur durch die beiden Gurte mit konstantem Querschnitte veranlasst wird und bezeichnen wir den Gurtquerschnitt, bei welchem dieselbe mittlere Durchbiegung y_m entsteht, mit F , so ist

$$12. \quad y_m = \frac{w l^4}{48 E F b^2}.$$

Der Werth von F lässt sich leicht berechnen; es ist nämlich

$$12 a. \quad \frac{1}{F} = \left(1 - \frac{f_0}{5f} \right) \frac{1}{f} + \frac{6b^3}{a l^2} \left[\left(1 - \frac{\varphi}{3\varphi_0} \right) \frac{\sec^3 \alpha}{\varphi_0} + \left(1 - \frac{\varphi'}{3\varphi'_0} \right) \frac{\sec^3 \alpha'}{\varphi'_0} \right].$$

Ganz entsprechend ergibt sich für die mittlere Durchbiegung y_m' der unteren Windverstrebung

$$13. \quad y_m' = \frac{w' l^4}{48 E F' b^2},$$

wenn F' den mittleren Gurtquerschnitt für die untere Windverstrebung bezeichnet. Für F' gilt der Ausdruck 12 a, wenn man die einzelnen Größen auf die untere Windverstrebung bezieht.

Setzen wir $w = H - \mathfrak{S}$, $w' = H' + \mathfrak{S}$, so wird

$$14. \quad y_m = \frac{(H - \mathfrak{S}) l^3}{48 E F b^2}, \quad y_m' = \frac{(H' + \mathfrak{S}) l^3}{48 E F' b^2}.$$

Ferner ergibt sich für die mittlere Durchbiegung z_m eines Hauptträgers in vertikaler Beziehung

$$15. \quad z_m = \frac{\mathfrak{B} l^4}{48 E F'' h^2} = \frac{\mathfrak{S} l^4}{48 E F'' b h},$$

wenn man zur Abkürzung setzt

$$15 a. \quad \frac{1}{F''} = \left(1 - \frac{f_0}{5f}\right) \frac{1}{f} + \frac{6h^3}{a l^2} \left[\left(1 - \frac{\psi}{3\psi_0}\right) \frac{\sec^3 \beta}{\psi_0} + \left(1 - \frac{\psi}{3\psi_0'}\right) \frac{\sec^3 \beta'}{\psi_0'} \right].$$

Wir denken uns nun ferner jede Querverstrebung auf eine rechteckige Blechtafel mit der Breite b und Höhe h reduziert, derart, dass dieselbe durch eine Horizontalkraft H_0 dieselbe Verschiebung erleidet, wie die wirklich vorhandene Querverstrebung. Ist die Dicke dieser Blechtafel d , so wird¹⁾

$$16. \quad \gamma = \frac{5 H_0}{2 E b d}, \quad \text{d. i.}$$

$$16 a. \quad \frac{5 \mathfrak{S} a}{2 E b d} = \frac{y_0 + y_m - y_m'}{h} - \frac{2 z_m}{b}.$$

Die auf eine Endquerverstrebung wirkende Horizontalkraft ist $\frac{1}{2} (H - \mathfrak{S}) l$. Bezeichnen wir die ideale Dicke einer Endquerverstrebung mit d_0 , so ist mithin

$$17. \quad \frac{y_0}{h} = \frac{5 (H - \mathfrak{S}) l}{4 E b d_0}.$$

Setzt man nun in der vorigen Gleichung die für y_0 , y_m , y_m' und z_m aufgestellten Ausdrücke ein, so erhält man

$$\frac{5 \mathfrak{S} a}{2 b d} = \frac{5 (H - \mathfrak{S}) l}{4 b d_0} + \frac{(H - \mathfrak{S}) l^4}{48 F b^2 h} - \frac{(H' + \mathfrak{S}) l^4}{48 F' b^2 h} - \frac{\mathfrak{S} l^4}{24 F'' b^2 h}.$$

Die Reduktion auf \mathfrak{S} gibt

$$18. \quad \mathfrak{S} = \frac{l}{C} \left[60 \frac{H b h}{d_0} + \left(\frac{H}{F} - \frac{H'}{F'} \right) l^3 \right],$$

wenn man zur Abkürzung

$$18 a. \quad C = 60 b h \left(2 \frac{a}{d} + \frac{l}{d_0} \right) + \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{2}{F''} \right) l^2$$

setzt. Hiernach wird nun ferner

¹⁾ Des Verfassers Lehre von der Elastizität und Festigkeit, §. 28 ($n = 4$).

$$19. \left\{ \begin{aligned} w = H - \mathfrak{S} &= \frac{1}{C} \left[\frac{120 H b h a}{d} + \frac{(H+H') l^4}{F'} + \frac{2 H l^4}{F''} \right], \\ w' = H' + \mathfrak{S} &= \frac{1}{C} \left[60 b h \left(\frac{2 H' a}{d} + \frac{H+H'}{d_0} l \right) + \frac{(H+H') l^4}{F} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 H' b^2 l^4}{F'' l^2} \right]. \end{aligned} \right.$$

Hieraus ergibt sich nun die folgende spezielle Behandlungsweise:

Das Verhältniss ν der auf eine Endquerverstrebung wirkenden Horizontalkraft $\frac{1}{2} w l$ zu der auf eine Zwischenverstrebung wirkenden ist

$$20. \quad \nu = \frac{w l}{2 \mathfrak{S} a}.$$

Damit die Querverstrebungen im Verhältnisse ihrer Stärke beansprucht werden, muss $\nu = \frac{d_0}{d}$ sein. Dies gibt die Bedingung

$$21. \quad \frac{d_0}{d} = \frac{\frac{H+H'}{2F'} + \frac{H}{F''} l}{\frac{H}{F} - \frac{H'}{F'}} \cdot \frac{1}{a}.$$

Dies eingesetzt, gibt die Gleichungen

$$22. \quad \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{S} &= \frac{\frac{H}{F} - \frac{H'}{F'}}{\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{2}{F''}}, \\ w &= \frac{\frac{H+H'}{F'} + \frac{2H}{F''}}{\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{2}{F''}}, \\ w' &= \frac{\frac{H+H'}{F'} + \frac{2H'}{F''}}{\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{2}{F''}}. \end{aligned} \right.$$

Die Stärke der Querverstrebungen ist also bei gleicher Beanspruchung derselben ohne Einfluss auf die Vertheilung der Horizontalkräfte.

Setzen wir annähernd $F = F' = F''$, was auf die Vernachlässigung des Gitterwerkes hinsichtlich der Durchbiegung hinaus kommt, so ergeben sich die sehr einfachen Regeln:

$$23. \quad \left\{ \begin{aligned} \nu &= \frac{d_0}{d} = \frac{3H + H'}{2H - 2H'} \frac{l}{a}, \\ \mathfrak{S} &= \frac{1}{4} (H - H'), \quad w = \frac{1}{4} (3H + H'), \quad w' = \frac{1}{4} (H + 3H'), \\ \frac{w}{w'} &= \frac{3H + H'}{H' + 3H}. \end{aligned} \right.$$

Hiernach ist für einige Verhältnisse die folgende Tabelle berechnet:

$\frac{H}{H+H'}$	$\frac{H}{H+H'}$	\S	w	w'	$\frac{w}{w'}$	v
1	0	+ 0,25	0,75	0,25	3,00	+ 1,50
0,9	0,1	+ 0,20	0,70	0,30	2,33	+ 1,75
0,8	0,2	+ 0,15	0,65	0,35	1,86	+ 1,68
0,7	0,3	+ 0,10	0,60	0,40	1,50	+ 3,00
0,6	0,4	+ 0,05	0,55	0,45	1,22	+ 5,50
0,5	0,5	0	0,50	0,50	1,00	∞
0,4	0,6	- 0,05	0,45	0,55	0,82	- 4,50
0,3	0,7	- 0,10	0,40	0,60	0,67	- 2,00
0,2	0,8	- 0,15	0,35	0,65	0,54	- 1,17
0,1	0,9	- 0,20	0,30	0,70	0,43	- 0,75
0	1	- 0,25	0,25	0,75	0,33	- 0,50
$\cdot (H + H')$						$\cdot \frac{l}{a}$

In der Praxis wird man das Verhältniss $\frac{d_0}{d}$, für welches eine gleiche Beanspruchung der End- und Zwischenverstrebenungen eintritt, nicht immer durchführen können, da sich die Zwischenverstrebenungen hierbei meist zu schwach ergeben. Wählt man aber $\frac{d_0}{d}$ kleiner, so werden die Endverstrebenungen stärker beansprucht als die Zwischenverstrebenungen, so dass nur die ersteren zu berechnen sind. Die Werthe von w werden dadurch vermindert, die von w' aber vermehrt. Man rechnet dann etwa in folgender Weise: Man nimmt zunächst die Dimensionen der Windstreben an und zwar die oberen etwas schwächer, die unteren etwas stärker, als wenn keine Zwischenverstrebenungen vorhanden sind und berechnet unter Zugrundelegung dieser Annahmen die Werthe von F, F', F'' . Man nimmt ferner auch die Querschnitte für die Zwischenverstrebenungen an und berechnet hierauf die Werthe von d . Jetzt lassen sich die Werthe für I, W, W' aufstellen, in denen nur noch d_0 unbestimmt ist. Die auf eine Endverstrebung wirkende Horizontalkraft ist $\frac{1}{2} Wl$; durch diese sind die Querschnittsflächen der Endverstrebung, also auch d_0 bestimmt; man erhält also in dieser Weise eine Gleichung, in welcher nur d_0 unbekannt ist. Statt dessen könnte man auch die Querschnittsflächen der Endverstrebenungen vorläufig annehmen, hiernach den Werth von d_0 und sodann die Werthe von d, W, W' bestimmen. Nach Massgabe dieser Kräfte wären die vorläufig angenommenen Querschnittsflächen zu ändern und nöthigenfalls die Rechnung noch einmal zu wiederholen.

§. 185. **Verschiebung der Querschnitte.** Für die Anwendung der aufgestellten Regeln erübrigt noch die Bestimmung des Winkels γ , um welchen sich der Winkel des ursprünglich rechteckigen Querschnittes der Brücke ändert und der entsprechenden idealen Blechdicke d . Die entsprechende Deformationsarbeit ist $A = \frac{1}{2} H_0 h \gamma$. Man kann daher γ bestimmen, indem man den Ausdruck für die Deformationsarbeit ermittelt und diesen $= \frac{1}{2} H_0 h \gamma$ setzt. Wir wollen diese Bestimmung nur für einige einfache Formen durchführen; für weniger einfache Formen wird man sich oft mit Schätzungen begnügen müssen. Wir wollen hierbei der oben aufgestellten Näherungstheorie entsprechend, die Längenänderung der Seiten des Rechteckes $= 0$ annehmen.

A. Oben liegende Bahn.

1. **Einfache Diagonale.** Beim Rechteck mit Blechausfüllung ist nach Formel 14: $\gamma = \frac{5 H_0}{2 E b d}$, daher

$$24. \quad A = \frac{5 H_0^2 h}{4 E b d}.$$

Für die Diagonale mit der Querschnittsfläche f und der Spannung P ist $A = \frac{P^2 h \sec \alpha}{2 E f}$, oder weil $P = H_0 \operatorname{cosec} \alpha$ ist,

$$25. \quad A = \frac{H_0^2 h^2}{2 E f \sin^2 \alpha \cos \alpha}.$$

Ausserdem ist $A = \frac{1}{2} H_0 h \gamma$. Setzt man diese drei Ausdrücke für A gleich, so ergibt sich

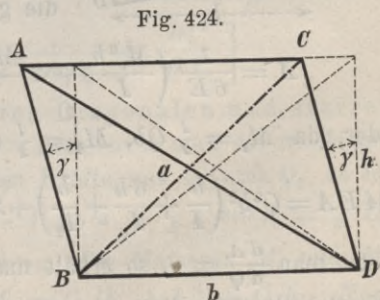
$$26. \quad \gamma = \frac{H_0}{E f \sin^2 \alpha \cos \alpha},$$

$$27. \quad d = \frac{5 f \sin^2 \alpha \cos \alpha}{2 b} = \frac{5 f \sin \alpha \cos^2 \alpha}{2 h}.$$

Dieselben Ausdrücke ergeben sich auch für doppelte schlaife Diagonalen.

2. **Zwei steife Diagonalen.** Jede derselben habe die Querschnittsfläche f und die Spannung P . Als dann ist $A = \frac{P^2 h \sec \alpha}{E f}$, oder, wenn wir $P = \frac{1}{2} H_0 \operatorname{cosec} \alpha$ setzen, $A = \frac{H_0^2 h}{4 E f \sin^2 \alpha \cos \alpha}$. Hiernach ergibt sich γ und d halb so gross, als nach Formel 24 und 25.

3. **Eintheiliges Gitterwerk** (Fig. 388 und 425). Die Formel 26 ist auch hier noch richtig. Nach Formel 27 (S. 335) wird $P = H_0 \frac{h}{b} \sec \alpha$. Dies eingesetzt, gibt



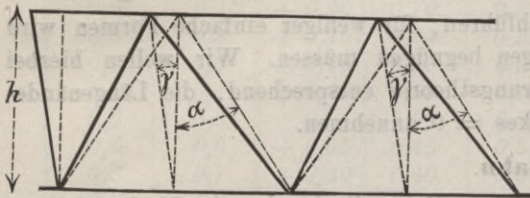
$$28. \quad \gamma = \frac{H_0 h}{E f b \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

und

$$29. \quad d = \frac{5 f \sin \alpha \cos^2 \alpha}{2 h}$$

Der Ausdruck für d stimmt genau mit dem Ausdrucke 27 überein.

Fig. 425.

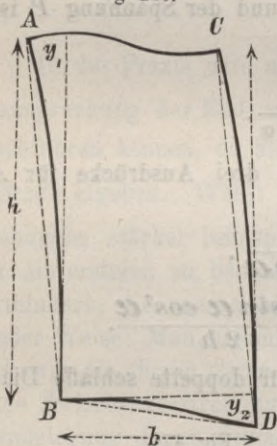


4. Zweitheiliges

Gitterwerk (Fig. 389), zu welchem wir auch als speziellen Fall das Andreaskreuz mit steifen Diagonalen rechnen können. Hier ist die Spannung der Diagonalen annähernd halb so gross, als im Falle 1 und 2. Daher wird annähernd:

$$30. \quad d = \frac{5 f \sin \alpha \cos^2 \alpha}{h}$$

Fig. 426.



5. Uebereinander liegende Andreaskreuze. Die Formeln 27 und 30 gelten auch noch annähernd für übereinander liegende Andreaskreuze, bezüglich mit schlaffen und steifen Diagonalen (Fig. 390 bis 392), wenn man die Aenderung des Horizontalabstandes der Vertikalen vernachlässigen kann.

B. Untenliegende Bahn.

6. Querriegel mit starrer Verbindung. Wir setzen eine symmetrische Deformation voraus. Bezeichnet man die Momente in A und B mit M_1, M_2 , so wird die ganze Deformationsarbeit

$$A = \frac{1}{6E} \left(\frac{M_1^2 b}{I} + 2 \frac{M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2}{I_1} + \frac{M_2^2 b}{I_2} \right)$$

oder, da $M_1 = \frac{1}{2} Qb$, $M_2 = \frac{1}{2} (Qb + H_0 h)$ ist,

$$24EA = Q^2 b^2 \left(\frac{b}{I} + \frac{6h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + 2QH_0 b h \left(\frac{3h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + H_0^2 h^2 \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right).$$

Setzt man $\frac{dA}{dQ} = \theta$, so erhält man für Q den Ausdruck 50 (Seite 345).

Die Substitution gibt

$$24E \left(\frac{b}{I} + \frac{6h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) = H_0^2 h^2 \left[\frac{b}{I} \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + \frac{h}{I_1} \left(\frac{3h}{I_1} + \frac{2b}{I_2} \right) \right]$$

Setzt man $A = \frac{1}{2} H_0 h \gamma$, so erhält man

$$31. \quad \mathcal{V} = \frac{H_0 h}{12E} \frac{\frac{b}{I} \left(\frac{2h}{I_1} + \frac{b}{I_2} \right) + \frac{h}{I_1} \left(\frac{3h}{I_1} + \frac{2b}{I_2} \right)}{\frac{b}{I} + \frac{6h}{I_1} + \frac{b}{I_2}}.$$

Der Werth von d ist nun $= \frac{5H_0}{2E b \gamma}$. Häufig wird man für den Querträger $I_2 = \infty$ setzen können. Alsdann wird einfacher

$$32. \quad \mathcal{V} = \frac{H_0 h}{12E I_1} \frac{3hI + 2bI_1}{6hI + bI_1}.$$

Ist auch der obere Riegel sehr stark konstruirt, so dass man $I = \infty$ setzen kann, so wird annähernd

$$33. \quad \mathcal{V} = \frac{H_0 h^2}{24E I_1}, \quad d = \frac{60I_1}{bh^2}.$$

7. Andreaskreuz mit schlaffen Diagonalen und gelenkartiger Verbindung mit den Querträgern (Fig. 427). Ist P

die Spannung der Diagonale AE (Fig. 427), setzen wir ferner eine Längenänderung der drei Horizontalen nicht voraus und ist M_1 das auf die Vertikalen in B und E wirkende Moment, so ist die Deformationsarbeit

$$A = \frac{P^2 h_1 \sec \alpha}{2f} + \frac{M_1^2}{3I_1} (h_1 + h_2).$$

Setzen wir der Formel 75 (S. 360) entsprechend $P = H_0 \frac{h}{h_1} \operatorname{cosec} \alpha$ und ausserdem $M_1 = \frac{1}{2} H_0 h_2$, so ergibt sich, wenn man $A = \frac{1}{2} H_0 h \gamma$ setzt,

$$34. \quad \mathcal{V} = \frac{H_0}{E} \left[\frac{h}{f h_1 \sin^2 \alpha \cos \alpha} + \frac{h_2^2}{6I_1} \right].$$

8. Andreaskreuz mit schlaffen Diagonalen und starrer Verbindung mit dem Querträger. Bezeichnet man die in A und B (Fig. 428) auf die Vertikale wirkenden Kräfte mit Q_1 und Q_2 , so ist $Q_1 = \frac{1}{2} H_0 - P \sin \alpha - N = \frac{1}{2} H_0 - P \sin \alpha + \frac{1}{2} P \sin \alpha = \frac{1}{2} H_0 - P \sin \alpha$, ferner $Q_2 = -N_1 = \frac{1}{2} P \sin \alpha$. Die Momente M_1 und M_2 in B und C sind nun $M_1 = Q_1 h_1$, $M_2 = Q_1 (h_1 + h_2) + Q_2 h_2$. Vernachlässigt man die Längenänderung der Diagonale AE , so wird $3I_1 A = M_1^2 h_1 + (M_1^2 + M_1 M_2 + M_2^2) h_2$. Setzt man nun $A = \frac{1}{2} H_0 h \gamma$

Fig. 427.

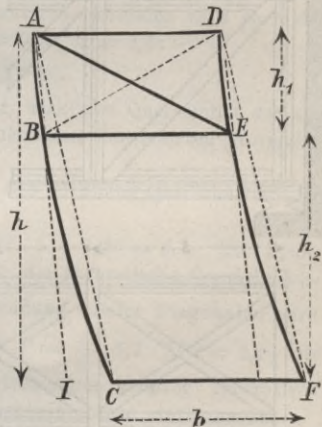
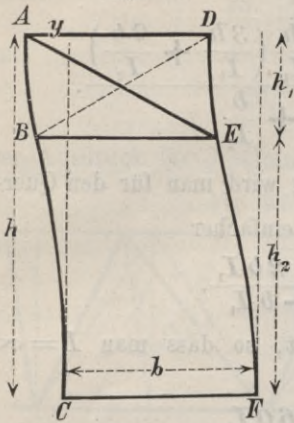


Fig. 428.



und für P den Näherungsausdruck 83 (Seite 362), so ergibt sich nach entsprechender Reduktion:

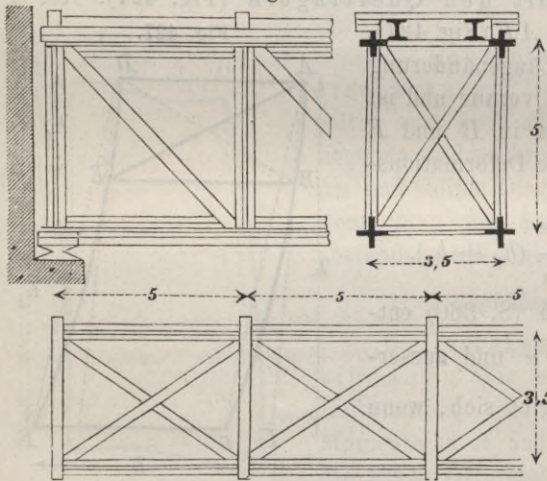
$$35. \quad \gamma = \frac{H_0 h_2^3 (4h_1 + 3h_2)}{24 E I_1 h (h_1 + 3h_2)}$$

Ist h_1 gegen h_2 sehr klein, so wird dieser Ausdruck identisch mit dem Ausdrucke 31; γ wird alsdann nur $\frac{1}{4}$ so gross, als für eine gelenkartige Verbindung mit dem Querträger nach dem Ausdrucke 34 unter Vernachlässigung des Gliedes mit f .

Beispiel. Wir behandeln, um die Anwendung der entwickelten Regeln zu zeigen, noch ein Beispiel.

Eingleisige Eisenbahnbrücke mit einer Spannweite von $40m$, einer Trägerhöhe von $5m$ und einem Trägerabstände von $3,5m$. Die Bahn liege über den Obergurten auf Querträgern.

Fig. 429.



Nach der speziellen Konstruktion ergibt sich für den wirklichen Gurtquerschnitt am Ende und in der Mitte in \square Centimetern:

$$f_0 = 114, \quad f = 210$$

und für den Querschnitt der Gitterstäbe am Ende und in der Mitte unter Anwendung von Fachwerk (Fig. 429):

$$\text{Vertik.: } \psi_0 = 115, \quad \psi = 56$$

$$\text{Diag.: } \psi'_0 = 134, \quad \psi' = 36$$

und unter Anwendung von Netzwerk mit $5m$ Knotenabstand

$$\text{Druckstäbe: } \psi_0 = 88, \quad \psi = 33,$$

$$\text{Zugstäbe: } \psi'_0 = 70, \quad \psi' = 20.$$

Die vom Winde getroffene Fläche pro lauf. Met. ergibt sich für den Obergurt zu $1,93$, für den Untergurt zu $1,30 \square m$. Demnach ist die Horizontalkraft pro Meter:

$$\left. \begin{aligned} \text{Obergurt, belastet: } & 1,93 \cdot 0,15 + 3,2 \cdot 0,15 \\ & = 0,29 + 0,48 = \dots\dots\dots 0,77 \\ \text{Untergurt, belastet: } & 1,30 \cdot 0,15 = \dots\dots\dots 0,20 \\ \text{„ unbelastet: } & 1,30 \cdot 0,25 = \dots\dots\dots 0,32 \end{aligned} \right\} \text{Ton.}$$

Als Einzel-Horizontaldruck nehmen wir für die Windverstrebung am Kopfe des Zuges $1,50$ Ton., für jede Zwischenverstrebung $1,25$ Ton., für jede Endverstrebung $1,10$ Ton. an.

Wir führen vier verschiedene Anordnungen durch.

A. Freie Verschiebbarkeit der Lager in der Längsrichtung.

I. Eine oben liegende Windverstrebung. Für die Anwendung von schlaffen Windstreben ergibt sich nach der ersten der Formeln 5 (Seite 365) für $n = 8$, $g = 0,29 + 0,20 = 0,49$, $p = 0,48$, $\zeta = 1,5$, $\text{seca} = 1,74$

$$P = 40,9 - 9,36 m + 0,30 m^2.$$

Hiernach ergibt sich $P = 31,8 \ 23,3 \ 15,5 \ 8,3$, der theoretische Querschnitt f für $K = 1,15$ bezüglich $f = 27,7 \ 20,3 \ 13,5 \ 7,2$, der wirkliche Querschnitt $f_1 = 30, 22, 16, 10$.

Für steif konstruierte Diagonalen würde sich $P = 15,9 \ 11,7 \ 7,8 \ 4,2$ und $f_1 = 38, 38, 30, 24$ ergeben.

Für die Endverstreubungen ist $H = \frac{1}{2} 0,97 \cdot 40 + 1,1 = 20,5$ zu setzen. Daher wird die Spannung einer schlaffen Diagonale $P = H \text{ cosec } \alpha = 20,5 \cdot 1,72 = 35,3$, die theoretische Querschnittsfläche $30,7$, die wirkliche 33 . Die Spannung einer steifen Diagonale wird $\frac{1}{2} H \text{ cosec } \alpha = 17,7$, der wirkliche Querschnitt 33 .

Für die Zwischenverstreubungen ist $H = 0,32 \cdot 5 = 1,6$ zu setzen. Die Spannung der schlaffen Diagonalen wird $1,6 \cdot 1,74 = 2,78$, die theoretische Querschnittsfläche $= 2,4$, die wirkliche $= 8,0$. Die Spannung des unteren Riegels wird $1,6$, die wirkliche Querschnittsfläche 18 . Steife Diagonalen würden für die Zwischenverstreubungen weniger vorthellhaft sein.

II. Eine unten liegende Windverstrebung. Die Diagonalen bleiben dieselben, wie im Falle I. Die Spannung N der unteren Normalen wird nach der zweiten der Formeln 5 (Seite 365) für $g = 0,49$, $p = 0,48$, $\zeta = 1,5$:

$$N = 20,9 - 5,44 m + 0,20 m^2.$$

Hiernach wird $N = 20,9 \ 15,7 \ 10,8 \ 6,4 \ 2,3$ und der wirkliche Querschnitt der aus zwei zum T-förmigen Querschnitt vereinigten Winkeleisen konstruirten Normalen $45, 37, 31, 23, 17$.

Für steife Diagonalen wird N sehr klein. Die wirkliche Querschnittsfläche wird etwa 19 anzunehmen sein.

Für die Zwischenverstreubungen wird $H = 0,77 \cdot 5 + 1,25 = 5,1$. Die Spannung der schlaffen Diagonalen wird $5,1 \cdot 1,72 = 8,8$, die theoretische Querschnittsfläche $\frac{8,8}{1,15} = 7,65$, die wirkliche etwa 10 . Bei Anwendung steifer Diagonalen wird unter Anwendung von Netzwerk für die Hauptträger $P = \frac{1}{2} \cdot 5,1 \cdot 1,72 = 4,4$, die wirkliche Querschnittsfläche etwa 24 . Die Endverstreubungen könnten theoretisch etwas schwächer sein; jedoch wird man sie in Wirklichkeit ebenso stark machen.

III. Zwei Windverstreubungen ohne Zwischenverstreubungen. Für die obere Windverstrebung ist $g = 0,29$, $p = 0,48$, $\zeta = 1,5$, $\text{seca} = 1,74$, daher für schlafe Diagonalen:

$$P = 33,1 - 7,64 m + 0,30 m^2.$$

Hiernach wird $P = 25,8 \ 19,0 \ 12,9 \ 7,3$; die theoretische Querschnittsfläche wird $22,5 \ 16,6 \ 11,2 \ 6,4$, die wirkliche etwa $26 \ 20 \ 15 \ 10$.

Für steif konstruierte Diagonalen würde sich $P = 12,9 \ 9,5 \ 6,5 \ 3,7$ und die wirkliche Querschnittsfläche $= 37 \ 37 \ 28 \ 18$ ergeben.

Für die untere Windverstrebung ist $g = 0,32$, $p = 0$, $\zeta = 0$ zu setzen. Daher wird

$$P = 12,5 - 2,78 m.$$

Hiernach wird $P = 9,7 \ 7,0 \ 4,2 \ 1,4$, die theoretische Querschnittsfläche $= 8,5 \ 6,1 \ 3,7 \ 1,2$, die wirkliche $= 12 \ 9 \ 7 \ 7$. Für die Normalen wird

$$N = 6,4 - 1,60 m.$$

Demnach wird $N = 6,4 \ 4,8 \ 3,2 \ 1,6 \ 0$, der wirkliche Querschnitt für zwei Winkelisen etwa **26 24 18 18 18**.

Für die Endverstreibungen ist $H = \frac{1}{2} 0,77 \cdot 40 + 1,10 = 16,5$. Die Spannung der schlaffen Diagonalen wird $P = 16,5 \cdot 1,72 = 28,4$, die theoretische Querschnittsfläche = 24,7, die wirkliche = 28. Die Spannung der steifen Diagonalen wird $= \frac{1}{2} \cdot 16,5 \cdot 1,72 = 14,4$, der wirkliche Querschnitt etwa = 46.

IV. Zwei Windverstreibungen mit Zwischenverstreibungen. Für die Hauptträger ist $f = 210$, $f_0 = 114$ und bei Anwendung von Fachwerk $\psi = 56$, $\psi_0 = 115$, $\sec \alpha = 1$ und $\psi = 36$, $\psi_0' = 134$, $\sec \alpha' = 1,114$ zu setzen. Daher wird nach Formel 15a:

$$\frac{1}{F''} = 0,00424 + 0,00050 = 0,00474, \quad F'' = 211.$$

Bei Anwendung von Netzwerk ändert sich F'' nur wenig.

Für die obere Windverstreibung ist wieder $f = 210$, $f_0 = 114$; für schlaffe Diagonalen kann für die Normalen des grossen Querschnittes der Querträger wegen $\varphi = \varphi_0 = \infty$ gesetzt werden. Bei Anwendung zweier Windverstreibungen ohne Zwischenverstreibungen war $\varphi' = 10$, $\varphi_0' = 26$; wir wollen daher hier vorläufig $\varphi' = 7$, $\varphi_0' = 25$ setzen. Ferner ist $\sec \alpha = 1$, $\sec \alpha' = 1,22$. Hierdurch ergibt sich nach Formel 12a:

$$\frac{1}{F} = 0,00424 + 0,00123 = 0,00547, \quad F = 183.$$

Für die untere Windverstreibung ist ebenso $f = 210$, $f_0 = 114$. Bei Anwendung zweier Windverstreibungen ohne Zwischenverstreibungen war für die Normalen $\varphi = 18$, $\varphi_0 = 26,2$, für die Diagonalen $\varphi' = 6$, $\varphi_0' = 13$; wir wollen daher hier vorläufig $\varphi = 28$, $\varphi_0 = 20$, $\varphi' = 6$, $\varphi_0' = 14$ setzen. Hierdurch ergibt sich nach Formel 12a:

$$\frac{1}{F'} = 0,00424 + 0,00447 = 0,00869, \quad F' = 115.$$

Wenden wir für die Zwischenverstreibungen schlaffe Diagonalen von 10,8 Querschnitt, für die Endverstreibungen steife Diagonalen von vorläufig 26,0 Querschnitt an, so wird die ideale Blechdicke nach Formel 25:

$$d = \frac{5 \cdot 10,8 \cdot 0,574 \cdot 0,820^2}{2 \cdot 500} = 0,021 \text{cm} = 0,00021 \text{m},$$

$$d_0 = \frac{5 \cdot 2 \cdot 26,0 \cdot 0,574 \cdot 0,820^2}{2 \cdot 500} = 0,149 \text{cm} = 0,00100 \text{m}.$$

Nach Formel 18a wird, wenn man alle Mäasse in Metern einführt:

$$C = 60 \cdot 3,5 \cdot 5 \left(\frac{2,5}{d} + \frac{40}{d_0} \right) + \left(\frac{1}{0,0183} + \frac{1}{0,0115} + \frac{2}{0,0211} \right) 40^4 \\ = \frac{10500}{d} + \frac{42000}{d_0} + 60520000$$

und, da für den Wagenzug $H = H + H'$, $H' = 0$, für die unbelastete Brücke $H = 0,6(H + H')$, $H' = 0,4(H + H')$ werden kann, nach Formel 18:

Wagenzug:

$$\frac{5C}{H + H'} = 40 \left[\frac{60 \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot 5}{d_0} + \frac{1}{0,0183} 40^3 \right] = \frac{33600}{d_0} + 140000000,$$

unbelastete Brücke:

$$\frac{5C}{H + H'} = 40 \left[\frac{60 \cdot 0,6 \cdot 3,5 \cdot 5}{d_0} + \left(\frac{0,6}{0,0183} - \frac{0,4}{0,0115} \right) 40^3 \right] = \frac{25200}{d_0} - 5120000.$$

Für $d_0 = 0,00100$, $d = 0,00021$ wird

$$C = 697200000,$$

$$\text{Wagenzug: } \mathfrak{S} C = 162550000 (H + H'), \quad \mathfrak{S} = 0,233 (H + H'),$$

$$\text{unbelastete Brücke: } \mathfrak{S} C = 11790000 (H + H'), \quad \mathfrak{S} = 0,017 (H + H').$$

Sonach wird nun für den Wagenzug allein

$$\frac{w}{H + H'} = 1 - 0,233 = 0,767, \quad \frac{w'}{H + H'} = 0 + 0,233 = 0,233$$

und für die unbelastete Brücke

$$\frac{w}{H + H'} = 0,6 - 0,017 = 0,583, \quad \frac{w'}{H + H'} = 0,4 + 0,017 = 0,417.$$

Hiernach stellt sich nun die Berechnung der Querschnittsflächen wie folgt:

Für die obere Windverstrebung ist jetzt $g = 0,583 (0,29 + 0,20) = 0,29$,
 $p = 0,767 \cdot 0,48 = 0,37$, $\mathfrak{E} = 0,767 \cdot 1,5 = 1,15$. Hiernach wird für schlaife Diagonalen

$$P = 28,0 - 6,45 m + 0,23 m^2.$$

Hierdurch ergibt sich $P = 21,8 \ 16,1 \ 10,7 \ 5,9$, die theoretische Querschnittsfläche = $19,0 \ 14,0 \ 9,3 \ 5,1$, die wirkliche **23 18 13 9**.

Für steif konstruierte Diagonalen würde $P = 10,9 \ 8,1 \ 5,4 \ 3,0$ und die wirkliche Querschnittsfläche = **37 37 28 18**, wie bei der III. Anordnung.

Für die untere Windverstrebung ist $g = 0,417 (0,48 + 0,32) = 0,33$. Daher wird

$$P = 12,9 - 2,87 m.$$

Hiernach wird $P = 10,0 \ 7,2 \ 4,3 \ 1,4$, die theoretische Querschnittsfläche = $9,0 \ 6,3 \ 3,8 \ 1,3$, die wirkliche **12, 9, 7, 7**, wie bei der III. Anordnung. Für die Normalen wird

$$N = 6,6 - 1,65 m$$

Demnach wird $N = 6,6 \ 4,9 \ 3,4 \ 1,6 \ 0$, die wirkliche Querschnittsfläche = **26 24 18 18 18**.

Für die Zwischenverstreungen wird die Horizontalkraft = $Ia = 0,238 (0,48 \cdot 5 + 1,25) + 0,017 (0,29 + 0,20) 5 = 0,91$; die entsprechenden theoretischen Querschnitte sind für die Ausführung zu schwach.

Für die Endverstreungen wird $H = \frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} 0,767 (0,48 \cdot 40 + 1,1) + \frac{1}{2} 0,583 (0,29 + 0,20) 40 = 13,4$. Die Spannung der schlaffen Diagonalen wird $P = 13,4 \cdot 1,72 = 23,0$, der theoretische Querschnitt $20,0$, der wirkliche **25**. Die Spannung der steifen Diagonalen wird $\frac{1}{2} 13,4 \cdot 1,72 = 11,5$, der wirkliche Querschnitt **38**.

Die so berechneten Querschnitte stimmen mit den zur Berechnung von F, F', d, d_0 vorläufig angenommenen ziemlich überein, so dass eine Neuberechnung, die bei weniger guter Uebereinstimmung durchzuführen wäre, kaum andere Resultate geben würde.

Man kann indess auch das folgende, im Allgemeinen direkter zum Ziele führende Verfahren anwenden. Für $d = 0,00021 m$ ergibt sich für den Wagenzug:

$$\mathfrak{S} = \frac{0,336 + 1400 d_0}{0,420 + 6552 d_0} 0,48 = \frac{0,161 + 672 d_0}{0,420 + 6552 d_0}$$

und für die unbelastete Brücke

$$\mathfrak{S} = \frac{0,252 - 51 d_0}{0,420 + 6552 d_0} (0,29 + 0,20) = \frac{0,123 - 25 d_0}{0,420 + 6552 d_0},$$

also für beide Wirkungen

$$\mathfrak{S} = \frac{0,284 + 647 d_0}{0,420 + 6552 d_0}.$$

Jetzt wird

$$w = H - \delta = 0,29 + 0,48 - \delta = \frac{0,039 + 4398d_0}{0,420 + 6552d_0}.$$

Die auf eine Endverstrebung wirkende Horizontalkraft ist $= \frac{1}{2} w l$, die Spannung einer steifen Diagonale $P = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} w l \cdot 1,72 = 0,43 w l$, der Querschnitt ungefähr nach Massgabe der III. Anordnung $f = \frac{460}{144} P = 3,20 P = 1,38 w l \square \text{cm}$, wobei w , l in Tonnen und Metern zu nehmen ist. Es wird nun

$$d_0 = \frac{5,2 \cdot f \cdot 0,574 \cdot 0,820^2}{2 \cdot 500} = 0,00386 f = 0,00533 w l \text{cm} = 0,0000533 w l \text{m},$$

oder, wenn wir $l = 40 \text{m}$ und für w den vorigen Ausdruck setzen,

$$d_0 = \frac{0,0000831 + 6,4 d_0}{0,420 + 6552 d_0}.$$

Hiernach wird $6552 d_0^2 - 5,98 d_0 = 0,000083$, wenn d_0 in Metern genommen wird, oder

$$d_0^2 - 0,091 d_0 = 0,000127,$$

wenn man d_0 in Centimetern einführt. Die Auflösung gibt

$$d_0 = 0,093.$$

Da nach dem Obigen $d_0 = 0,00386 f$ ist, so wird umgekehrt $f = 259 d_0$, d. i.

$$f = 24,0 \square \text{cm},$$

was mit der obigen Annahme nahe übereinstimmt.

Wir stellen in folgender Tabelle noch die wirklichen Gewichte, welche sich pro lauf. Meter bei den behandelten vier Anordnungen für steife obere und schlaufe untere Windstreben, schlaufe Zwischenverstreben und steife Endverstreben ergeben, zusammen:

Theil	Gewicht pro Met. in Kilogr.			
	I	II	III	IV
Obere Windstreben	62	0	57	57
Untere Windstreben	0	38	16	17
Untere Normalen	9	20	13	13
Zwischenverstreben	14	17	0	23
Endverstreben	16	5	22	19
Summe	101	80	108	129

Wählt man auch bei II für die untere Windverstrebung steife Diagonalen, so wird das Gewicht 104 statt 80; alsdann ist das Gewicht bei den drei ersten Anordnungen fast gleich, während die letzte Anordnung ungefähr 24 Prozent mehr Material erfordert.

B. Festhaltung der Lager am linken Ende. Bei Anwendung einer oben liegenden Windverstrebung tritt gegen A keine Aenderung ein.

V. Eine unten liegende Windverstrebung. Nach Formel 12 (S. 369) wird für $f = 178$, $\varphi = 20$, $\psi = 33$: $A = 0,704$. Nach Formel 14 und 15 wird nun für totale gleichmässige Belastung $L = 40,2 w = 40,2 (0,49 + 0,45) = 39,0$, für halbe gleichmässige Belastung $L = 40,2 \cdot 0,49 + 17,6 \cdot 0,48 = 28,2$. Für die Einzellast

\mathcal{C} wird nach Formel 11, wenn sie am Ende liegt, $L=0$, wenn sie in der Mitte liegt, $L=1,51$, $\mathcal{C}=1,51 \cdot 1,5 = 2,27$. Die entsprechenden Stützenreaktionen sind für totale Belastung $\pm 39,0 \frac{8,5}{40} = \pm 3,41$, bei halber Belastung $\pm (28,2 + 2,27) \frac{8,5}{40} = \pm 2,67$. Die Spannung der Diagonalen wird hiernach gegenüber dem Falle A, II. bei schlaffen Diagonalen an den Enden um $\pm 3,41 \cdot 1,74 = \pm 5,9$, in der Mitte um $2,67 \cdot 1,74 = 4,6$ verändert; die Spannungen werden hiernach 37,7 28,8 20,6 12,9 5,5 10,4 17,8 25,9. Ebenso ergeben sich als Spannungen der Normalen 24,3 18,9 13,8 9,2 5,0 3,6 7,8 12,5 17,5. Hinsichtlich der Querverstrebungen tritt gegenüber dem Falle A, II. keine Aenderung ein.

VI. *Zwei* Windverstrebnungen ohne Zwischenverstrebnungen. Hinsichtlich der oberen Windverstrebnung und der Endverstrebnungen tritt gegenüber dem Falle A, III. keine Aenderung ein. Für die untere Windverstrebnung wird nach Formel 12 (S. 369) für $f=178$, $q=9$, $\psi=21$: $A=0,53$. Daher wird nach Formel 15 für $\omega=0,32$: $L=9,7$. Die entsprechende transversale Reaktion ist $9,7 \cdot \frac{8,5}{40} = 0,85$. Die Spannung in den Diagonalen wird jetzt um $0,85 \cdot 1,74 = 1,5$, die der Normalen um 0,9 grösser, resp. kleiner, als im Falle A, III, es wird daher $P=11,2$ 8,5 5,7 2,9 0,1 2,7 5,5 7,2, $N=7,3$ 5,7 4,1 2,5 0,9 0,7 2,3 3,9 5,5.

VII. *Zwei* Windverstrebnungen mit Zwischenverstrebnungen. Die genaue Berechnung würde nach dem in §. 183 Gesagten durchzuführen sein. Da indess im Falle A, IV die Spannungen in den unteren Windverstrebnungen nur wenig verschieden sind von denen im Falle A, III, so wird man auch hier gegenüber dem Falle A, IV dieselben Aenderungen vornehmen können, wie im Falle B, VI gegenüber dem Falle A, III. Hiernach wird die obere Windverstrebnung bleiben; für die untere wird $P=11,5$ 8,7 4,8 2,9 0,2 2,8 5,7 8,5, $N=7,5$ 5,8 4,3 2,5 0,9 0,7 2,5 4,0 5,7. Die Querverstrebnungen können beibehalten werden.

In den für den Fall A angegebenen Gewichten pro lauf. Met. tritt eine Aenderung fast nicht ein.

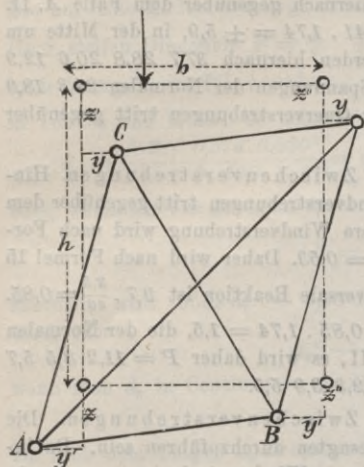
§. 186. Einfluss einer einseitigen Belastung. Sind die beiden Träger einer Brücke ungleich belastet, so muss sich der stärker belastete mehr senken, als der weniger belastete. Sind keine Zwischenquerverstrebnungen vorhanden, so nehmen die rechteckigen Querschnitte in Folge dieser ungleichen Senkung die Form eines schiefen Parallelogramms an, ohne dass dadurch Spannungen in den Hauptträgern und Windverstrebnungen entstehen. Sind aber Zwischen-Querstrebnungen vorhanden, so leisten diese der Aenderung der rechten Winkel des rechteckigen Querschnittes einen Widerstand; es entsteht in Folge dessen eine seitliche Ausbiegung der Gurte und dadurch eine Beanspruchung der Windverstrebnungen.

Eine genaue Bestimmungen der Spannung müsste nach der allgemeinen in §. 183 gezeigten Methode erfolgen. Wir wollen hier noch eine Näherungsrechnung unter der Annahme, dass drei Lager in der Längsrichtung verschiebbar sind, durchführen.

In Folge der Deformation der Querverstrebnungen wirkt auf den stärker belasteten Träger A (Fig. 430) eine nach oben, auf den weniger belasteten Träger eine nach unten gerichtete Vertikalkraft \mathcal{B} pro Längen-

einheit. Ebenso wirkt auf die obere und untere Windverstrebung eine Horizontalkraft \mathfrak{H} pro Längeneinheit, für beide Windverstrebungen in entgegengesetztem Sinne. Bezeichnen wir nun die Vertikalverschiebung beider Träger mit z' , z'' , die Belastung derselben pro Längeneinheit mit q' , q'' , den Querschnitt eines Gurtes mit f , so ist das Trägheitsmoment des Querschnittes eines Trägers

Fig. 430.



$= \frac{1}{2} f h^2$, mithin wird

$$36. \quad \frac{d^4 z'}{dx^4} = 2 \frac{q_1 - \mathfrak{B}}{E f h^2}, \quad \frac{d^4 z''}{dx^4} = 2 \frac{q_2 + \mathfrak{B}}{E f h^2}.$$

Genauer würden statt dessen Gleichungen von der Form der Gleichungen 3, 4 und 7, Seite 420 aufzustellen sein. In Folge der verschiedenen Spannung der beiden Obergurte tritt eine Krümmung der oberen Windverstrebung ein. Ist ρ der Krümmungsradius, S' , S'' die Spannung der beiden Gurte, so ergibt sich annähernd

$\frac{1}{\rho} = \frac{S' - S''}{E f b}$. Sind M_1 , M_2 die auf die beiden Hauptträger wirkenden Momente, so ist $S' = \frac{M'}{h}$, $S'' = \frac{M''}{h}$ oder $S' = \frac{1}{2} E f h \frac{d^2 z'}{dx^2}$, $S'' = \frac{1}{2} E f h \frac{d^2 z''}{dx^2}$, also

$$\frac{1}{\rho} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^2 z'}{dx^2} - \frac{d^2 z''}{dx^2} \right).$$

Ohne seitlich wirkende Kraft würde demnach $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^2 z'}{dx^2} - \frac{d^2 z''}{dx^2} \right)$ oder $\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^4 z'}{dx^4} - \frac{d^4 z''}{dx^4} \right)$. Da nun aber dieser Biegung entgegen die Kraft \mathfrak{H} wirkt, so wird

$$37. \quad \frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^4 z'}{dx^4} - \frac{d^4 z''}{dx^4} \right) - \frac{2\mathfrak{H}}{E f b^2}.$$

In ganz gleicher Weise ergibt sich nun für die untere Windverstrebung die Gleichung:

$$37a. \quad \frac{d^4 y'}{dx^4} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^4 z'}{dx^4} - \frac{d^4 z''}{dx^4} \right) - \frac{2\mathfrak{H}}{E f b^2}.$$

Sonach muss

$$38. \quad \frac{d^4 y'}{dx^4} = \frac{d^4 y}{dx^4}$$

sein. Bezeichnen wir, wie in §. 182, die Abweichung der Winkel des Parallelogramms $ABDC$ vom rechten Winkel mit γ , so gilt für γ der Ausdruck 9, S. 421. Es wird nun

$$\gamma = \frac{y + y'}{h} - \frac{z' - z''}{b}.$$

Bei der Entfernung a der Querverstrebungen ist $\gamma = C\mathfrak{H}a$ zu setzen. Demnach wird

$$39. \quad C\mathfrak{H}a = \frac{y + y'}{h} + \frac{z' - z''}{b}.$$

Ferner ist, wie in §. 182:

$$40. \quad \mathfrak{B}b = \mathfrak{H}h.$$

Zur Bestimmung der sechs Unbekannten $y, y', z', z'', \mathfrak{B}, \mathfrak{H}$ haben wir jetzt die sechs Gleichungen 36 bis 40 gewonnen.

Substituieren wir für z', z'' in Gleichung 37 die Ausdrücke 36, so erhalten wir

$$41. \quad \frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{q' - q'' - 2\mathfrak{B}}{Efbh} - \frac{2\mathfrak{H}}{Efb^2} = \frac{q' - q''}{Efbh} - \frac{4\mathfrak{H}}{Efb^2}.$$

Nach Gleichung 39 aber ist

$$Ca \frac{d^4 \mathfrak{H}}{dx^4} = \frac{1}{h} \left(\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{d^4 y'}{dx^4} \right) + \frac{1}{b} \left(\frac{d^4 z'}{dx^4} - \frac{d^4 z''}{dx^4} \right),$$

oder auch, weil nach Gleichung 38 $\frac{d^4 y'}{dx^4} = \frac{d^4 y}{dx^4}$ und nach Gleichung 37

$$\frac{d^4 z'}{dx^4} - \frac{d^4 z''}{dx^4} = \frac{2b}{h} \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{4\mathfrak{H}}{Efbh} \text{ ist,}$$

$$Ca \frac{d^4 \mathfrak{H}}{dx^4} = \frac{4}{h} \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{4\mathfrak{H}}{Efb^2 h},$$

d. i. mit Berücksichtigung der Gleichungen 41

$$42. \quad Ca \frac{d^4 \mathfrak{H}}{dx^4} = \frac{4(q' - q'')}{Efbh^2} - \frac{12\mathfrak{H}}{Efb^2 h}.$$

Die Integration dieser Gleichung gibt den Ausdruck für \mathfrak{H} . Wir wollen indess zur Vermeidung dieser komplizierten Rechnungen ein dem in §. 183 angewendeten Verfahren entsprechendes Näherungsverfahren anwenden, indem wir \mathfrak{B} und \mathfrak{H} als konstant voraussetzen.

Für die mittlere Durchführung z_m', z_m'' der Hauptträger gelten die Gleichungen

$$43. \quad z_m' = \frac{(q' - \mathfrak{B}) l^2}{48 E F'' h}, \quad z_m'' = \frac{(q'' + \mathfrak{B}) l^4}{48 E F'' h^2},$$

wobei F'' nach der Formel 15a, S. 426, zu bestimmen ist. Die für den Fall, dass keine Horizontalkräfte wirken, gültige Differenzialgleichung

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{h}{2b} \left(\frac{d^2 z'}{dx^2} - \frac{d^2 z''}{dx^2} \right) \text{ gibt durch Integration } y = \frac{h}{2b} (z' - z'') + C_1 x$$

+ C_2 ; ebenso erhält man $y' = \frac{h}{2b} (z' - z'') + C_3 x + C_4$. Nimmt man ein Ende als Anfang der x an, so muss für $x = 0$ und $x = l$ natürlich $y = 0$ und $y' = 0$ werden; mithin ist $C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = 0$, also

$$y = y' = \frac{h}{2b} (z' - z'').$$

Die Horizontalkraft \mathfrak{H} gibt nach Formel 12 und 13 (S. 425) die mittlere horizontale Durchbiegung

$$y_m = \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F b^2}, \quad y_m'' = \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F' b^2},$$

worin F, F' durch die Formeln 12a, S. 425 bestimmt sind. Auf jede Endverstrebung wirkt die Horizontalkraft $\frac{1}{2} \mathfrak{H} l$; daher ist die horizontale Verschiebung der Enden der Obergurte nach der Gleichung 16 (S. 426) $= \frac{5 \mathfrak{H} l h}{4 E b d_0}$. Mithin wird jetzt:

$$44. \quad \begin{cases} y_m = \frac{h}{2b} (z_m' - z_m'') - \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F b^2} - \frac{5 \mathfrak{H} l h}{4 E b d_0}, \\ y_m' = \frac{h}{2b} (z_m' - z_m'') - \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F' b^2}, \end{cases}$$

oder auch, wenn wir die Ausdrücke für z_m' und z_m'' einsetzen,

$$45. \quad \begin{cases} y_m = \frac{(q' - q'' - 2V) l^4}{96 E F'' b h} - \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F b^2} - \frac{5 \mathfrak{H} l h}{4 E b d_0}, \\ y_m' = \frac{(q' - q'' - 2V) l^4}{96 E F'' b h} - \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 E F' b^2}. \end{cases}$$

Nach der Gleichung 16a (S. 426) wird nun

$$\frac{5 \mathfrak{H} a}{2 b d} = \frac{(q' - q'') l^4}{24 F'' b h^2} - \frac{\mathfrak{H} l^4}{48 b^2 h} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{4}{F''} \right) - \frac{5 \mathfrak{H} l}{4 b d_0}.$$

Die Reduktion auf \mathfrak{H} gibt:

$$46. \quad \mathfrak{H} = \frac{q' - q''}{\frac{F'' h}{2b} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F'} + \frac{4}{F''} \right) + \frac{30 F'' h^2}{l^4} \left(\frac{l}{d_0} + \frac{2a}{d} \right)}.$$

Ist hiernach \mathfrak{H} bestimmt, so wird $\mathfrak{B} = \frac{h}{b} \mathfrak{H}$.

Sind die Querverstreбungen ungemein stark konstruiert, so dass man $d = d_0 = \infty$ setzen kann und setzt man annähernd $F = F' = F''$, so wird

$$47. \quad \mathfrak{H} = \frac{1}{3} \frac{b}{h} (q' - q''), \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{3} (q' - q'');$$

sonach hätte der stärker belastete Träger die Last $q' - \frac{1}{3} (q' - q'') = \frac{1}{3} (2q' + q'')$, der weniger belastete die Last $q'' + \frac{1}{3} (q' - q'') = \frac{1}{3} (q' + 2q'')$ aufzunehmen. Ist $q' = \frac{3}{4} q$, $q'' = \frac{1}{4} q$, so wird $\mathfrak{B} = \frac{1}{6} q$, $q' - \mathfrak{B} = \frac{1}{12} q$, $q'' + \mathfrak{B} = \frac{5}{12} q$, $\mathfrak{H} = \frac{b}{6h} q$. Die seitliche Ausweichung wird hier nur $\frac{1}{3}$ so gross, als wenn keine Zwischenverstreбungen vorhanden sind, jedoch findet sie nach der entgegengesetzten Seite statt.

Bei zweigleisigen Brücken mit oben liegender Bahn bei $5,2^m$ Trägerabstand und mit Andreaskreuzen von der gewöhnlichen Stärke ergibt

sich für $l = 50, 80, 120^m$ ungefähr $\mathfrak{S} = 0,25 \ 0,16 \ 0,11 (q' - q'')$,
 $\mathfrak{B} = 0,29 \ 0,30 \ 0,31 (q' - q'')$. Hier wird beiläufig für die zufällige
 Last $q' = 0,85q$, $q'' = 0,15q$, $q' - \mathfrak{B} = 0,65 \ 0,64 \ 0,63q$, $q'' + \mathfrak{B} = 0,35$
 $0,36 \ 0,37q$. Da nahezu $q = 4,0 \ 3,5 \ 3,2$ Ton. pro Meter ist, so wird
 $\mathfrak{S} = 0,70 \ 0,39 \ 0,25$ Ton. pro Meter. Der Winddruck auf den Obergurt
 ist ungefähr $0,74 \ 0,90 \ 1,10$ Ton. pro Meter, so dass bei grösseren Spann-
 weiten die Beanspruchung durch einseitige Belastung nicht grösser ist,
 als diejenige durch den Wind. Bei kleineren Spannweiten kann aller-
 dings der Einfluss der einseitigen Belastung ziemlich gross werden, so
 dass es hier unbedingt rathsam erscheint, das System mit zwei Wind-
 verstrebenungen und Zwischen-Querstrebenungen nicht zur Anwendung zu
 bringen.

Bei zweigleisigen Brücken mit unten liegender Bahn bei $8,5^m$ Träger-
 abstand und mit Andreaskreuzen über der Bahn von der gewöhnlichen
 Stärke ergibt sich bei grossen Spannweiten ungefähr $\mathfrak{S} = 0,1 (q' - q'')$,
 $\mathfrak{B} = 0,1 \frac{h}{b} (q' - q'')$. Hier wird ungefähr $q' = 0,72q$, $q'' = 0,28q$, also
 $\mathfrak{S} = 0,044q$, $\mathfrak{B} = 0,044 \frac{h}{b} q$. Für $l = 80, 100, 120^m$ wird ungefähr
 $\mathfrak{B} = 0,052 \ 0,065 \ 0,078q$, $q' - \mathfrak{B} = 0,67 \ 0,65 \ 0,64q$, $q'' + \mathfrak{B} = 0,33$
 $0,35 \ 0,36q$, also ziemlich genau $q' - \mathfrak{B} = \frac{2}{3}q$, $q'' + \mathfrak{B} = \frac{1}{3}q$. Da nahe-
 zu $q = 3,5 \ 3,3 \ 3,2$ Ton. pro Meter ist, so wird $\mathfrak{S} = 0,15 \ 0,15 \ 0,14$ Ton. pro
 Meter, d. i. wesentlich kleiner als der Winddruck.

XVIII. Kapitel.

Gewicht der Quer- und Windverstrebenungen.

§. 187. **Theoretisches Gewicht der Querstrebenungen unter der Bahn.** Wir bezeichnen im Folgenden das theoretische Volumen einer Querstrebenung mit V , das der Streben allein mit V_1 , das der Normalen allein mit V_2 , die zulässige Inanspruchnahme mit K . Wir wollen nur steif konstruirte Diagonalen voraussetzen.

1. Einfaches Andreaskreuz (Fig. 387, S. 331). Die Spannung jeder Diagonale ist annähernd $\frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha$, die jeder Normale, wenn wir die Windverstrebenung mit steif konstruirten Streben voraussetzen und annehmen, dass der Horizontaldruck nur auf einen Träger wirke, $= \frac{1}{2} H$. Demnach wird

$$V_1 = \frac{Hb}{K} \operatorname{cosec}^2 \alpha, \quad V_2 = \frac{Hb}{K}, \text{ also}$$

$$1. \quad V = \frac{Hb}{K} (1 + \operatorname{cosec}^2 \alpha) = \frac{Hh}{K} \left(2 \frac{b}{h} + \frac{h}{b} \right).$$

Wenn $\frac{b}{h}$ nicht zu viel von 1 abweicht, so wird nahezu

$$1 a. \quad V = 3 \frac{Hh}{K}.$$

Das Minimum von V bei gegebenem h tritt für $b = \frac{1}{2} \sqrt{2} h = 0,71 h$ ein; dasselbe ist $2 \sqrt{2} \frac{Hh}{K} = 2,83 \frac{Hh}{K}$.

2. Gitterwerk (Fig. 389, S. 335). Die Spannung einer Diagonale ist $= \frac{1}{2} H \frac{h}{b} \sec \alpha$; demnach wird bei n nebeneinander liegenden Kreuzen

$$V_1 = \frac{n H h^2 \sec^2 \alpha}{2 K b} = \frac{Hh}{K} \left(\frac{b}{nh} + \frac{nh}{b} \right).$$

Die Spannung der Gurtstücke ist bei der schon unter 1. gemachten Annahme vom Ende nach der Mitte zu bezüglich $(1 - \frac{1}{2n}) H$, $(1 - \frac{3}{2n}) H$ u. s. w. Als mittlere Gurtspannung \mathfrak{N} ergibt sich hiernach leicht für ein gerades n : $\mathfrak{N} = \frac{3}{4} H$, für ein ungerades n dagegen $\mathfrak{N} = \frac{3n^2 - 1}{4n^2} H$. Daher wird

$$n \text{ gerade: } V_2 = \frac{3Hb}{2K}$$

$$n \text{ ungerade: } V_2 = \frac{(3n^2 - 1)Hb}{2n^2 K}.$$

Das Gesamtvolumen wird sonach

$$2. \quad \begin{cases} n \text{ gerade: } V = \frac{Hh}{K} \left[\frac{2b + 3nb}{2n} \frac{b}{h} + \frac{nh}{b} \right], \\ n \text{ ungerade: } V = \frac{Hh}{K} \left[\frac{3n^2 + 2n - 1}{2n^2} \frac{b}{h} + \frac{nh}{b} \right]. \end{cases}$$

Für einzelne Fälle wird hiernach:

$$3. \quad \begin{cases} n = 1: V = \frac{Hh}{K} \left(2 \frac{b}{h} + \frac{h}{b} \right), \\ n = 2: V = \frac{Hh}{K} \left(2 \frac{b}{h} + 2 \frac{h}{b} \right), \\ n = 3: V = \frac{Hh}{K} \left(\frac{16}{9} \frac{b}{h} + 3 \frac{h}{b} \right), \\ n = 4: V = \frac{Hh}{K} \left(\frac{7}{4} \frac{b}{h} + 4 \frac{h}{b} \right). \end{cases}$$

Hiernach wäre $n = 2$ stets ungünstiger als $n = 1$; $n = 3$ wird am günstigsten, wenn $b > 3h$ ist, $n = 4$ wird am günstigsten, wenn $b > 3,46h$ ist. Für die günstigste Anordnung wird allgemein annähernd

$$4. \quad V = \frac{Hh}{K} \left(\frac{5}{4} + \frac{7}{4} \frac{b}{h} \right).$$

3. Uebereinander liegende Andreaskreuze (Fig. 392, S. 341). Nehmen wir alle Streben gleich geneigt an, so ist die Spannung einer Strebe $= \frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha$. Unter der unter 1. gemachten Annahme ist die Spannung der oberen und unteren Normale $= \frac{1}{2} H$, die der mittleren Normale Null. Demnach wird für n übereinander liegende Kreuze

$$V_1 = n \frac{Kb \operatorname{cosec}^2 \alpha}{K}, \quad V_2 = \frac{Hh}{K},$$

folglich

$$5. \quad V = \frac{Hh}{K} (1 + n \operatorname{cosec}^2 \alpha) = \frac{Hh}{K} \left[(1 + n) \frac{b}{h} + \frac{h}{nb} \right].$$

Hiernach ergibt sich am günstigsten $n = 2$, wenn $\frac{b}{h}$ zwischen $\sqrt{\frac{1}{2}}$ und $\sqrt{\frac{1}{6}}$ oder zwischen $0,71$ und $0,41$ liegt; $n = 3$, wenn $\frac{b}{h}$ zwischen $\sqrt{\frac{1}{6}}$ und $\sqrt{\frac{1}{12}}$ oder zwischen $0,41$ und $0,29$ liegt u. s. w. Für die günstigste Anordnung wird allgemein annähernd

$$6. \quad V = \frac{Hh}{K} \left(2 + \frac{b}{h} \right).$$

4. Rhombenverstrebung (Fig. 393, S. 342). Die Spannung einer Strebe ist $\frac{1}{2} H \operatorname{cosec} \alpha$, die der oberen und unteren Normale $= H$, die der mittleren Normale $= 0$. Daher wird

$$7. \quad \begin{cases} V_1 = \frac{Hb \operatorname{cosec}^2 \alpha}{K}, & V_2 = \frac{2Hb}{K} \text{ und} \\ V = \frac{Hb}{K} (2 + \operatorname{cosec}^2 \alpha) = \frac{Hh}{K} \left(3 \frac{b}{h} + \frac{h}{b} \right). \end{cases}$$

Hiernach stellt sich das Volumen ungünstiger als für das einfache Andreaskreuz oder für zwei übereinander liegende Andreaskreuze.

5. Allgemein. Wenn man bei mittleren Höhen ein Kreuz, bei grösseren Höhen ein Kreuz oder zwei Kreuze als Querverstrebung anwendet, so kann man hinreichend genau

$$V = 3 \frac{Hh}{K}$$

setzen. Bei kleineren Höhen, unter etwa 2 Meter, wird man entsprechend der Formel 4:

$$V = \frac{H(5h + 7b)}{4K}$$

setzen. Nehmen wir nun bei 150 Klgr. pro \square^m Winddruck $K = 780$ Kilogr. pro $\square^m = 7800000$ Kilogr. pro \square^m , das Gewicht eines Kubikmeters Eisen zu 7800 Kilogr. an, so wird das Gewicht einer Verstrebung

$$8. \quad G = 0,003 H h \text{ Kilogr.},$$

wobei bei kleineren Höhen $\frac{1}{12} (5h + 7b) = 0,42h + 0,58b$ für h zu setzen und H in Kilogr. pro Meter, h in Meter zu nehmen ist. Bei 250 Klgr. pro \square^m Winddruck würde $K = 1000$ Klgr. pro \square^m und $G = 0,00234 H h$ zu setzen sein.

In der Folge bedeute h die mittlere Trägerhöhe, d. i. das arithmetische Mittel aller Höhen und h_0 die Trägerhöhe am Ende, g_1, g_2 das Gewicht pro Längeneinheit der Brücke für die Zwischen- und Endverstreibungen, g die Summe $g_1 + g_2$. Wir unterscheiden nun die folgenden Fälle:

I. Windverstreibung oben. Für die Zwischenverstreibungen ist bei 250 Klgr. pro \square^m Winddruck nach Formel 5 (Seite 328) $H = (32 + 48h) a$ zu setzen. Daher wird

$$9. \quad g_1 = (0,08 + 0,12h) h \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

Für jede Endverstreibung ist nach Formel 4 (Seite 328) bei 150 Klgr. pro \square^m Winddruck $H = (260 + 36h) l + 0,08 G$ zu setzen. Nehmen wir G zu 40000 Kilogr. an, so wird hiernach

$$10. \quad g_2 = \left(1,56 + 0,22h + \frac{20}{l}\right) h_0 \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

Für den Fall, dass $h_0 = h$ ist, wird das Gesamtgewicht

$$11. \quad g = g_1 + g_2 = \left(1,64 + 0,34h + \frac{20}{l}\right) h \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

II. Windverstreibung unten. Hier ist nach Formel 2 (Seite 328) $H = (510 + 43h) a + \frac{0,08 G}{3} \left(3 - \frac{2,6}{a}\right)$ zu setzen. Nehmen wir $G = 40000$ Kilogr. an, so wird

$$12. \quad g = (1,53 + 0,13h) h + \left(9,6 - \frac{8,3}{a}\right) \frac{h}{a} \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

III. Zwei Windverstreibungen, keine Zwischenverstreibungen. Hier ist die auf eine Endverstreibung wirkende Horizontalkraft $H = (200 + 22l) h + 0,08 G$. Nehmen wir wieder $G = 40000$ Klgr., so wird

$$13. \quad g = g_2 = \left(1,20 + 0,13h + \frac{20}{l}\right) h_0 \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

IV. Zwei Windverstreibungen und Zwischenverstreibungen. Die auf eine Zwischenverstreibung wirkende Horizontalkraft ist $\frac{5}{2} a$, die auf eine Endverstreibung wirkende Horizontalkraft $= \frac{1}{2} w l$, wenn wir die in §. 184 benützten Bezeichnungen beibehalten. Für das Gesamtgewicht g pro Längeneinheit ist daher hinsichtlich des über die ganze Länge gleichmässig vertheilten Winddruckes, wenn $h_0 = h$ ist, als

Horizontalkraft $\frac{\mathfrak{S}a}{a} + 2 \cdot \frac{\frac{1}{2}wl}{l} = \mathfrak{S} + w$ zu setzen. Nach §. 184 aber ist $\mathfrak{S} + w =$ die auf den Obergurt wirkenden Horizontalkraft H pro Längeneinheit, d. i. nach Formel 2 (Seite 328) $w = 510 + 43h$; demnach wird $g = (1,53 + 0,13h)h$. Auf jede Zwischenverstrebung kommt indess noch die Horizontalkraft $\alpha \cdot 0,08G \left(1 - \frac{2c}{3a}\right)$, auf jede Endquerverstrebung noch die Horizontalkraft $\beta \cdot 0,08G$, wenn α und β Koeffizienten bezeichnen, die von der Vertheilung der Horizontalkraft auf den Ober- und Untergurt abhängen. Demnach kommt noch pro laufenden Meter das Gewicht $0,00024G \left[\alpha \left(1 - \frac{0,87}{a}\right) \frac{1}{a} + \frac{2\beta}{l} \right] h$ hinzu. Nehmen wir $G = 40000$ und nur schätzungsweise allgemein $\alpha = 0,2$, $\beta = 0,8$, so wird jetzt das Gesamtgewicht:

$$14. \quad g = \left(1,53 + 0,13h + \frac{1,92}{a} - \frac{1,67}{a^2} + \frac{15,4}{l} \right) h \text{ Klgr. pro Meter.}$$

Für kleinere Höhen ist statt des ausserhalb der Parenthese stehenden Faktors h der Faktor $0,42h + 0,58b$ zu setzen. Hiernach ist für Parallelträger die folgende Tabelle berechnet, wobei $l = 8h$ und $a = 3m$ gesetzt ist:

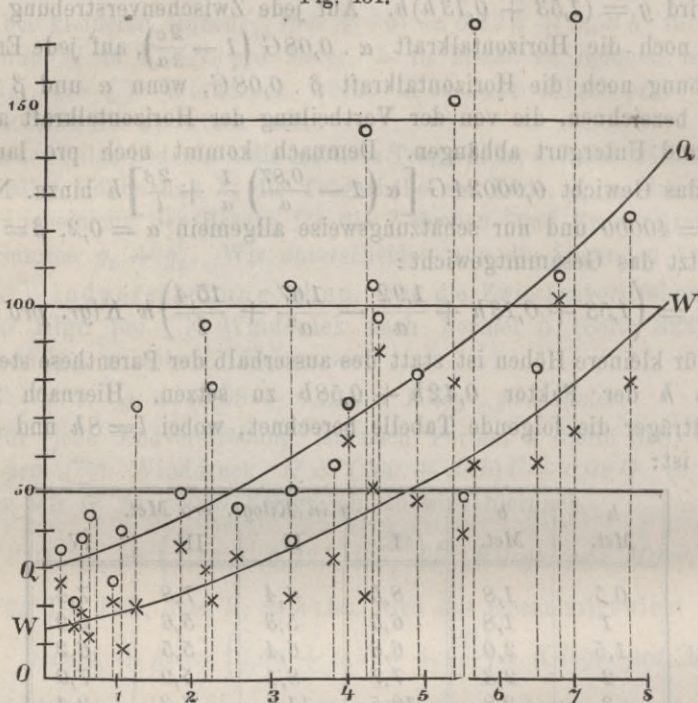
<i>h</i> Met.	<i>b</i> Met.	<i>g</i> in Kilogr. pro Met.			
		I	II	III	IV
0,5	1,8	8,5	4,4	7,8	7,4
1	1,8	6,5	5,3	5,6	5,9
1,5	2,0	6,8	6,4	5,5	6,2
2	2,3	7,7	8,1	5,9	7,0
3	2,8	10,5	11,6	7,3	9,1
4	3,0	14,5	16,0	9,4	12,0
5	3,4	19,2	20,6	11,8	15,1
6	3,6	24,6	25,5	14,4	18,5
8	4,0	37,4	36,1	20,4	26,2
10	4,3	52,9	47,7	27,5	34,8
15	4,5	103,7	81,3	49,8	61,0

Hiernach würde sich das I. System am ungünstigsten, das II. System am günstigsten stellen.

§. 188. Wirkliches Gewicht der Querverstreubungen unter der Bahn. Das wirkliche Gewicht bei ausgeführten Brücken ist ausserordentlich verschieden, was ein Blick auf Fig. 431 lehrt, in welcher für eine Reihe von neueren ausgeführten eingleisigen Eisenbahnbrücken die Trägerhöhe h als Abscisse, das Gewicht der Windverstreubungen (W) und der Querverstreubungen (Q) mit Ausschluss der hierzu gehörigen etwaigen Vertikalen als Ordinate aufgetragen ist. Der Grund hiervon liegt theils in der sehr wechselnden Entfernung der Querverbindungen, anderntheils in dem Mangel einer positiven Grundlage zu einer theoretischen Berechnung.

Nehmen wir zunächst die IV. Anordnung, als die für grössere Höhen gebräuchliche als massgebend an, so ergibt sich nach den ausgeführten Brücken für Höhen über 2 Meter ein Konstruktionskoeffizient, welcher

Fig. 431.



im Minimum 4 ist, aber selbst bis zu 12 steigt. In sehr vielen Fällen hat man die Querverstrebungen viel zu stark konstruiert; dass man meist viel weiter herab gehen kann, zeigen die amerikanischen Brücken, wenn wir auch diese in der fraglichen Hinsicht nicht gerade als mustergiltig hinstellen wollen. Wir wollen, um nur die besseren Konstruktionen zu berücksichtigen, den Konstruktionskoeffizient = 4,5 wählen und erhalten dann nach Formel 14 für $a = 3$ und $l = 8h$:

$$g = 11 + 11h + 0,7h^2.$$

Für kleine Höhen ergibt sich hiernach das Gewicht für die praktische Ausführung noch zu gering. Wenn man sich für kleine Höhen den besseren ausgeführten Brücken anschliesst, für grössere mehr die Zahlen nach der vorigen Formel beibehält, so kann man für alle Höhen annähernd setzen:

$$15. \quad g = 28 + 9h + 0,7h^2 \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

Die betreffende Kurve ist in Fig. 431 eingezeichnet. Indess wird man, namentlich bei grosser Entfernung der Knotenpunkte, noch wesentlich ersparen können, wie auch das Beispiel in §. 185 zeigt.

Hierbei ist vorausgesetzt, dass oben Querträger angeordnet sind, welche nicht mit eingerechnet sind; dagegen sind die unteren Riegel, welche ebenso zu der unteren Windverstrebung gehören, mit eingerechnet. Dieselben wiegen ungefähr $8 + 2h$ Kilogr. pro Met.; ohne die unteren Riegel ist daher das Gewicht der Querverstrebungen ungefähr

$$16. g_1 = 20 + 7h + 0,7h^2 \text{ Kilogr. pro Meter.}$$

Für den Fall, dass man die Zwischenverstrebungen weglässt und zu den Windverstrebungen rechnet, so ist hier nur das Gewicht der Endquerverstrebungen in Ansatz zu bringen. Das theoretische Gewicht der Endverstrebungen ist in diesem Falle durch Formel 13 bestimmt. Nehmen wir hier den Konstruktionskoeffizient zu 2,5 an, so ergibt sich als wirkliches Gewicht

$$17. g_2 = \left(3,9 + 0,43h + \frac{145}{l} \right) h_0 \text{ Kilogr. pro Meter,}$$

worin für kleinere Werthe von h_0 nach dem Obigen $0,42h_0 + 0,58b$ für h_0 zu setzen ist.

Die Formeln 15 und 16 setzen eine konstante Höhe voraus. Eine Trennung des Gewichtes der Zwischen- und Endverstrebungen ist in dem Falle der Anordnung von zwei Windverstrebungen und Zwischenverstrebungen schwer zu machen. Beiläufig kann man für die Endverstrebungen 0,8 des durch Formel 17 bestimmten Werthes rechnen. Es würde alsdann das Gewicht der Zwischenverstrebungen, wenn man im Gliede $\frac{145}{l} l = 8h$ setzt, ohne die unteren Riegel $g_1 = 20 + 7h + 0,7h^2 - 14 - 3,0h - 0,34h^2$, d. i.

$$18. g_1 = 6 + 4h + 0,36h^2 \text{ Kilogr. pro Meter}$$

und das Gesamtgewicht ohne die unteren Riegel

$$19. g = 6 + 4h + 0,36h^2 + \left(3 + 0,34h + \frac{116}{l} \right) h_0 \text{ Klgr. pro Met.,}$$

welche Formel jetzt annähernd auch für Träger mit gekrümmten Gurten gilt. Für kleine Werthe von h_0 ist wieder $0,42h_0 + 0,58b$ statt h_0 zu setzen.

Hiernach ist für das Gewicht g pro laufenden Meter die folgende Tabelle berechnet:

l	h	b	Querverstrebungen ohne Riegel				Untere Riegel
			Parallelträger		Parabelträger		
			A	B	A	B	
4	0,5	1,8	59	50	42	42	9
8	1	1,8	40	33	29	23	10
12	1,5	2,0	39	30	28	19	11
16	2	2,3	40	29	30	18	12
24	3	2,8	47	34	36	18	14
32	4	3,0	59	41	42	18	16
40	5	3,4	73	48	50	19	18
48	6	3,6	87	57	59	20	20
64	8	4,0	121	77	79	22	24
80	10	4,3	160	100	101	25	28
120	15	4,5	283	173	171	30	38
Meter			Kilogr. pro Met.				

Hierin ist mit *A* die Anordnung mit Zwischenverstrebungen, mit *B* die Anordnung ohne Zwischenverstrebungen bezeichnet. Die Tabelle zeigt, dass die Anordnung *B* für grössere Höhen bei Parallelträgern nur wenig mehr als die Hälfte, bei Parabelträgern (Fischbauchträgern, $h_0 = 0$) sogar weniger als die Hälfte des Gewichtes für die Anordnung *A* erfordert.

Die angegebenen Zahlen gelten nur für eingleisige Hauptbahnen. Für Nebenbahnen mit $1,435^m$ 1^m $0,75^m$ Spurweite kann das Gewicht um bezüglich ungefähr **8, 20, 35** Prozent vermindert werden. Zweigleisige Brücken erfordern ungefähr eine um **45** Prozent grössere Materialmenge.

Für Strassenbrücken mit dem Abstände *b* der äusseren Träger kann man etwa bis zu 5 Meter Höhe annehmen:

$$20. \left. \begin{array}{l} \text{Parallelträger: } \dots \dots \dots g = 15b \quad 7b \\ \text{Parabelträger } (h_0 = 0): g = 13b \quad 4b \end{array} \right\} \text{Kilogr. pro Meter.}$$

Bei grösseren Höhen ist für Parallelträger bei *A* $0,44(h-5)^2$, bei *B* $0,24(h-5)^2$, für Parabelträger bei *A* $0,29(h-5)^2$, bei *B* $0,05(h-5)^2$ zuzuschlagen. Die unteren Riegel sind hierbei nicht mitgerechnet.

Bei allen Angaben sind etwaige Vertikalen zur Befestigung der Querverstrebungen nicht mitgerechnet und zwar weder für Blech-, noch Gitterbrücken. Bei den ausgeführten Brücken schwankt das Gewicht g_3 derselben für eingleisige Brücken pro laufenden Meter zwischen $12h$ und $40h$ und lässt sich im Mittel zu

$$21. g_3 = 18h \text{ Kilogr. pro Meter}$$

annehmen. Für zweigleisige Brücken mit zwei Trägern ist etwa 25 Prozent zuzuschlagen. Für Eisenbahn- und Strassenbrücken mit n Trägern ist ungefähr

$$22. \quad g_3 = 9nh \text{ Kilogr. pro Meter}$$

zu nehmen.

Die für Parallelträger angegebenen Gewichte lassen sich annähernd auch für Bogenträger anwenden, wenn man für h die mittlere Höhe der Querverstrebungen einführt.

§. 189. Theoretisches Gewicht der Querverstrebungen für geschlossene Brücken. Hier wird die Bestimmung des Volumens im Allgemeinen wesentlich schwieriger, als in dem soeben behandelten Falle. Wir wollen uns daher nur auf den einfachsten Fall, nämlich die Anwendung eines Andreaskreuzes mit schlaffen Diagonalen und gelenkartigen Verbindungen, auch hinsichtlich der Verbindung der Vertikalen mit den Querträgern beschränken. Dem §. 167 zufolge erhält man das Volumen einer Querverstrebung, wenn man in Formel 1 $H \frac{h}{h_1}$ für H und h_1 für h setzt. Demnach wird

$$23. \quad V = \frac{Hh}{K} \left(2 \frac{b}{h_1} + \frac{h_1}{b} \right).$$

Wir wollen nun diesen Ausdruck auf die Bestimmung des mittleren Volumens v pro Längeneinheit für einen Halbparabelträger mit der Endhöhe h_0 und der Mittelhöhe (Höhe in der Mitte) h_m anwenden und zwar unter der Voraussetzung von Zwischenquerverstrebungen. Wir haben hier zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Die Höhe h_1 der Andreaskreuze ist konstant. In diesem Falle wird, wenn h' eine mittlere Höhe bezeichnet,

$$24. \quad v = \frac{Hh'}{Ka} \left(2 \frac{b}{h_1} + \frac{h_1}{b} \right)$$

und hierin ist $h' = h_0 + \frac{2}{3}(h_m - h_0) = \frac{1}{3}(h_0 + 2h_m)$ zu setzen.

2. Die Höhe h_2 zwischen Untergurt und dem unteren Riegel des Andreaskreuzes ist konstant. Hier ist $h = h_0 + \pm (h_m - h_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$, $h_1 = h - h_2 = h_0 - h_2 + \pm (h_m - h_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$. Ferner wird $\frac{h}{h_1} = 1 + \frac{h_2}{h_1}$, $h h_1 = (h_2 + h_1) h_1$, mithin

$$v = \frac{H}{Kal} \int_0^l \left(2b + \frac{2bh_2}{h_1} + \frac{h_2 h_1}{b} + \frac{h_1^2}{b} \right) dx,$$

wobei h_1 als abhängige Variable anzusehen ist. Mit Berücksichtigung der Integralformel $\int \frac{dx}{a + bx^2} = \frac{1}{\sqrt{ab}} \arctan x \sqrt{\frac{b}{a}} + \text{Const.}$ ergibt sich

$$25. \quad v = \frac{H}{Ka} \left[2b \left\{ 1 + \sqrt{\frac{h_2}{(h_0 - h_2)(h_m - h_0)}} \arctan \sqrt{\frac{h_m - h_0}{h_0 - h_2}} \right\} + \frac{1}{15b} (23h_0^2 + 48h_m^2 + 5h_0h_2 - 56h_0h_m - 20h_2h_m) \right] = \frac{Hy}{Ka},$$

wenn y die in der grossen Parenthese enthaltene Länge bezeichnet. Für den Fall, dass oben keine Windverstrebung liegt, ist annähernd nach Formel 5 (Seite 328) für eingleisige Eisenbahnbrücken

$$H = (32 + 48h) a \text{ Kilogr.}$$

zu setzen; bei zweigleisigen Brücken ist H um ungefähr 10 Prozent grösser. Nehmen wir nach §. 150, Formel 13 $K = 11500000$ Kilogr. pro \square Meter, das Gewicht eines Kubikmeters Schmiedeseisen zu 7800 Kilogr. an, so wird das Gewicht g pro Längeneinheit

$$26. \quad g = 0,00068 H \frac{y}{a}.$$

Hiernach ist für das Gewicht g pro Meter die folgende Tabelle berechnet, wobei für Parallelträger $h = \frac{1}{8} l$, für Halbparabelträger $h_m = \frac{1}{8} l$, $h_0 = 7,5^m$, $h_2 = 6^m$, für eingleisige Brücken $b = 5^m$, für zweigleisige Brücken $b = 8,5$ angenommen ist:

Spannweite l	Höhe in der Mitte h_m	Mittlere Höhe h	Parallelträger				Halbparabelträger			
			Eingleisig		Zweigleisig		Eingleisig		Zweigleisig	
			1 Kreuz	mehr Kreuze	1 Kreuz	mehr Kreuze	h_0 konst.	h_1 konst.	h_0 konst.	h_1 konst.
60	7,5	7,5	14	14	25	25	14	14	26	26
70	8,8	8,3	11	11	20	20	14	20	23	31
80	10,0	9,2	11	11	18	18	17	23	23	38
100	12,5	10,8	14	14	19	19	24	32	29	51
120	15,0	12,5	23	20	25	25	37	41	36	62
140	17,5	14,2	33	25	32	30	50	53	45	80
160	20,0	15,8	47	32	43	38	86	66	67	108
Meter			Kilogramm pro Meter							

In den Rubriken, welche mit „mehr Kreuze“ überschrieben sind, ist eine solche Anzahl von Andreaskreuzen gewählt, dass das Volumen zum Minimum wird.

Das durchschnittliche Gewicht ist hiernach beiläufig der mittleren Höhe h proportional und zwar ist für eingleisige Brücken $g = 2,2h$, für zweigleisige $g = 3,1h$ Kilogr. pro Met.

Diese Zahlen gelten auch für die Endquerverstrebungen unter der Voraussetzung, dass keine Zwischenverstrebungen vorhanden sind, wenn man für h die Endhöhe h_0 einführt.

§. 190. Wirkliches Gewicht der Querverstreibungen für geschlossene Brücken. Das wirkliche Gewicht findet man für eingleisige Brücken $g = 5h$ bis $30h$, also $2\frac{1}{2}$ bis 13 mal so gross, für zweigleisige Brücken $g = 11h$ bis $31h$, also 3 bis 10 mal so gross als das theoretische. Jedoch sind hierbei sehr schwer konstruirte Brücken noch ausgenommen. So z. B. ist für die Leekbrücke bei Kuilenburg $h = 16,3$, $g = 940$ Kilogr. pro Meter $= 58h$, also etwa 18 mal so gross, als das theoretische Gewicht.

Ungefähr wird man das vorläufige Gewicht annehmen können für:

	I. Mit Zwischen- verstreibungen:	II. Ohne Zwischen- verstreibungen:
27. { eingleisige Brücken:	$g = 13h$	$5h$
{ zweigleisige Brücken:	$g = 20h$	$8h$
{ Strassenbrücken:	$g = 2,6bh$	$1,0bh$

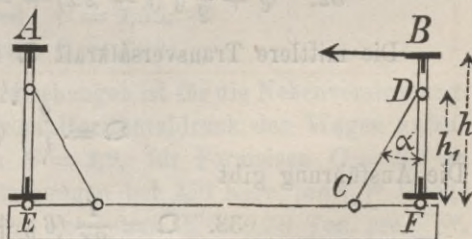
wobei b den Abstand der Träger bezeichnet. Hierbei sind normalspurige Bahnen vorausgesetzt; für schmalspurige kann man die für Strassenbrücken aufgestellte Regel benützen. Für die obere Querverstreibung sind im Falle I. die Normalen mitgerechnet, im Falle II. jedoch nicht. Das Gewicht der Normalen ist hier nach §. 192, Formel 43 besonders zu berechnen.

Das Gewicht der unteren Eckversteifungen ist hierbei noch nicht inbegriffen. Dasselbe beträgt, wenn überhaupt untere Eckversteifungen angeordnet werden, 15 bis 142, durchschnittlich 35 Kilogr. pro Meter.

§. 191. Gewicht der Querverstreibungen für offene Brücken.

Nehmen wir an, dass der mit dem Querträger EF (Fig. 432) gelenkartig ver-

Fig. 432.



bundene Hauptträger FB durch eine Strebe CD gestützt wird, welche bei C und D gelenkartig befestigt ist und ist P die Spannung der Strebe, H der in B wirkende Horizontaldruck, h, h_1 die Höhen FB, FD , α der Winkel CDA , so ist $P \sin \alpha \cdot h_1 = Hh$, also

$$P = \frac{Hh}{h_1 \sin \alpha}, \text{ also das Volumen beider Streben } V = \frac{2 Hh}{K h_1 \sin \alpha} h_1 \sec \alpha$$

oder

$$28. \quad V = \frac{4 Hh}{K \sin 2\alpha}$$

Der Horizontaldruck auf den Obergurt lässt sich für 0,25 Ton. pro \square^m Winddruck nach §. 153 zu ungefähr $32 + 48h$ Kilogr. pro Meter annehmen; nimmt man ausserdem $K = 10000000$ Klgr. pro \square^m , das Gewicht eines Kubikmeters Eisen zu 7800 Klgr. an, so wird das Gewicht

$$29. \quad g = \frac{(0,10 + 0,15h)h}{\sin 2\alpha}.$$

Für $\alpha = 30$ Grad wird

$$30. \quad g = (0,12 + 0,17h)h.$$

Hiernach ergibt sich beispielsweise für

$$\begin{array}{cccccc} h = & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \text{ Meter} \\ g = & 0,3 & 0,9 & 1,9 & 3,2 & 4,9 & 6,8 \text{ Kilogr. pro Meter.} \end{array}$$

Mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch ungleiche Belastung der Querträger genügt dieses Gewicht nicht. Bei ausgeführten eingleisigen Brücken ist $g = 8$ bis 77 Klgr. pro Met. oder 5 bis 95mal so gross, als das angegebene theoretische Gewicht. Ungefähr kann man das vorläufige Gewicht für ein- und zweigleisige Brücken, sowie für Strassenbrücken zu

$$31. \quad g = 14h$$

annehmen. Das Gewicht etwaiger Vertikalen ist hierbei noch nicht mit inbegriffen (vergl. §. 195).

§. 192. Gewicht der ebenen Windverstreбungen.

1. Mittlere Transversalkraft. Die Maximal-Transversalkraft Q im Abstände x von einem Ende ist, wenn drei in der Längsrichtung verschiebbare Lager vorhanden sind,

$$32. \quad Q + \frac{1}{2} g (l - 2x) + \frac{p(l-x)^2}{2l} + \frac{\mathcal{G}(l-x)}{l}.$$

Die mittlere Transversalkraft \mathcal{Q} ist

$$\mathcal{Q} = \frac{2}{l} \int_0^l Q dx.$$

Die Ausführung gibt

$$33. \quad \mathcal{Q} = \frac{1}{24} (6g + 7p)l + \frac{3}{4} \mathcal{G}.$$

Dieser Ausdruck ist nahezu auch noch richtig, wenn an einem Ende zwei feste Lager vorhanden sind.

2. Theoretisches Gewicht. Wir ziehen hier zunächst nur das Gewicht der Diagonalen in Betracht. Das Gewicht der Diagonalen pro lauf. Met. sei g , das Gewicht der Volumeneinheit γ . Für steife Diagonalen ist bei der Theilungszahl n der mittlere Querschnitt einer Diagonalen

$\frac{\Omega \sec \alpha}{nK}$. Bei dem Abstände b der Träger ist die Länge einer Diagonalen $b \sec \alpha$; da auf die Länge $b \tan \alpha$ des Trägers n Diagonalen kommen, so wird $g = \frac{\Omega \sec \alpha}{nK} \frac{nb \sec \alpha}{b \tan \alpha} \gamma$, d. i.

$$g = \frac{\Omega \gamma \sec^2 \alpha}{K \tan \alpha} = \frac{2 \Omega \gamma}{K \sin 2\alpha}.$$

Ist a die Länge der Projektion einer Diagonale auf die Längsrichtung der Brücke, so ist auch $\frac{\sec^2 \alpha}{\tan \alpha} = \cot \alpha + \tan \alpha = \frac{a}{b} + \frac{b}{a}$, also

$$34. \quad g = \frac{\Omega \gamma}{K} \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right).$$

Das theoretische Gewicht für schlafe Diagonalen ist doppelt so gross, weil stets nur die eine Hälfte in Thätigkeit ist. Der Faktor $\frac{a}{b} + \frac{b}{a}$ ist nur wenig variabel; er schwankt gewöhnlich zwischen 2,0 und 2,2 und wird selbst bei sehr ungünstiger Lage noch kleiner als 2,5. Als Mittelwerth kann man etwa 2,1 einführen.

Das theoretische Gewicht der Normalen pro lauf. Met. der Brücke wird bei schlaffen Diagonalen $= \frac{\Omega \gamma b}{Ka}$, also das $\frac{b^2}{2(a^2 + b^2)}$ fache, d. i. etwa das 0,15 bis 0,45fache des Gewichtes der Diagonalen.

3. Wirkliches Gewicht. Der Konstruktionskoeffizient C , mit welchem das theoretische Gewicht zu multiplizieren ist, um das wirkliche zu erhalten, ist je nach der Konstruktion sehr schwankend. So erhielt ich, kleinere Spannweiten abgerechnet, für Flacheisen $C = 1,2$ bis $1,5$, für Formeisen $C = 1,4$ bis $2,3$. Im Mittel kann man für Hauptverstrebrungen, d. i. für solche, welche auch den Horizontaldruck der Wagen aufzunehmen haben, etwa annehmen:

$$\text{Flacheisen} \quad C = 1,35,$$

$$\text{Formeisen} \quad C = 1,90;$$

nur bei Anwendung zweier Windverstrebrungen ist für die Nebenverstrebrung, d. i. für diejenige, welche nicht den Horizontaldruck der Wagen aufzunehmen hat, etwa für Flacheisen $C = 1,9$, für Formeisen $C = 2,7$ zu setzen. Setzt man für Hauptverstrebrungen bei 150 Klgr. pro \square^m Winddruck für Flacheisen $K = 1,00$, für Formeisen $K = 0,78$ Ton. pro \square^{cm} , für Nebenverstrebrungen indess bei 250 Klgr. Winddruck für Flacheisen $K = 1,15$, für Formeisen $K = 1,00$ Ton. pro \square^{cm} , ferner $\gamma = 7,8$ Ton. pro Kubikmeter, $\frac{a}{b} + \frac{b}{a} = 2,1$, so wird für Hauptverstrebrungen und für Flacheisen $g = 4,43\Omega$, für Formeisen $g = 4,00\Omega$, für Nebenverstrebrungen und für Flacheisen $g = 6,94\Omega$, für Formeisen $g = 5,67\Omega$. Wir können daher setzen:

$$35. \quad \begin{cases} \text{Hauptverstrebenungen: } g = 4,40 \text{ } \Omega, \\ \text{Nebenverstrebenungen: } g = 6,90 \text{ } \Omega. \end{cases}$$

Führt man die in §. 168 angegebenen Näherungsregeln für g , p und \mathcal{C} ein, so erhält man die folgenden speziellen Näherungsregeln:

I. Eingleisige Eisenbahnbrücken für Hauptbahnen.

Eine Windverstrebung.

Bahn oben:

$$36. \quad g = (0,67 + 0,079h) l + 11;$$

Bahn unten:

$$37. \quad \begin{cases} h < 6: & g = (0,77 + 0,048h) l + 11, \\ h > 6: & g = (0,51 + 0,079h) l + 11. \end{cases}$$

Zwei Windverstrebenungen.

Hauptverstrebung:

Bahn oben:

$$38. \quad g = (0,64 + 0,044h) l + 11;$$

Bahn unten:

$$39. \quad \begin{cases} h < 6: & g = (0,67 + 0,013h) l + 11, \\ h > 6: & g = (0,49 + 0,044h) l + 11. \end{cases}$$

Nebenverstrebung:

$$40. \quad g = (0,040 + 0,059h) l.$$

Sollte sich hiernach g kleiner als etwa 18 ergeben, so ist $g = 18$ zu setzen, da man unter gewisse Querschnittsdimensionen nicht herabgehen kann. Es tritt dies ein, wenn ungefähr bei Hauptverstrebenungen $l < 8^m$, bei Nebenverstrebenungen $l < 46^m$ ist. Will man auch die spezielle Lage der Windstreben berücksichtigen, so sind die für g angegebenen Werthe noch mit

$$0,48 \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)$$

zu multiplizieren.

Für Nebenbahnen ist bei 1,435^m 1,00^m 0,75^m Spurweite ungefähr 10 7,5 und 4 für 11 zu setzen und der übrige Theil mit bezüglich 1,00 0,75 und 0,65 zu multiplizieren; jedoch bleibt das Minimum von g auch hier ungefähr 18.

II. Zweigleisige Eisenbahnbrücken. Hier ist das Gewicht um etwa 18 Prozent grösser anzunehmen, als für eingleisige. Das kleinste Gewicht ist hier für ein vierfaches System ungefähr 32, was anzunehmen ist, wenn ungefähr für Hauptverstrebenungen $l < 16^m$, für Nebenverstrebenungen $l < 58^m$ ist.

III. Strassenbrücken. Die für eingleisige Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln können auch für Strassenbrücken von nicht ungewöhnlich grosser Breite angenommen werden; nur ist statt des letzten Gliedes 11 etwa nur 3,5 anzuwenden. Bei sehr grossen Breiten ist der stärkeren Träger wegen etwas mehr zu rechnen. Als kleinstes Gewicht ist hier ungefähr

$$41. \quad g = 15 \frac{b}{c}$$

anzunehmen, wenn b den Abstand der äusseren Träger, c die Entfernung der Knotenpunkte für die Windverstrebung in den Hauptträgern bezeichnet.

Ist die Trägerhöhe h nicht konstant, so wird es genügen, eine mittlere Höhe einzuführen; für Halbparabelträger mit der Höhe h_0 an den Enden und der Höhe h_1 in der Mitte würde

$$42. \quad h = h_0 + \frac{2}{3} (h_1 - h_0) = \frac{1}{3} (h_0 + 2h_1)$$

zu setzen sein.

Die Normalen der Windverstrebugen sind hierbei nicht mit inbegriffen. Sind obere Zwischenquerverstrebugen vorhanden, so sind dieselben bei den obigen Angaben für das Gewicht derselben inbegriffen. Sind nur Endquerverstrebugen vorhanden, so kann man das Gewicht der oberen Normalen etwa folgendermassen annehmen:

$$43. \quad \begin{cases} \text{Eingleisige Brücken} \dots g = 8 + 2h, \\ \text{Zweigleisige Brücken} \dots g = 12 + 3h, \\ \text{Strassenbrücken} \dots g = 3,2 (1 + 0,25h) (1 + 0,33b), \end{cases}$$

wobei im letzteren Falle b den Abstand der Träger bezeichnet. Bei Anwendung doppelter schlaffer Diagonalen sind die Normalen Theile der Windverstrebug. Das Gewicht ist hier etwa bei eingleisigen Brücken das 0,50fache, bei zweigleisigen Brücken das 0,65fache, bei Strassenbrücken das $0,3 + 0,045b$ fache des Gewichtes der oberen Diagonalen, falls sich das Gewicht nach der Regel 41 nicht grösser ergibt, was bei kleineren Spannweiten der Fall ist.

§. 193. **Gewicht der nichtebenen Windverstrebugen.** Wenn die Windverstrebug in einer Cylinderfläche oder richtiger in einer prismatischen Fläche liegt, so ergeben sich nach §. 173 die Horizontalcomponenten der Spannungen, indem man die Horizontalkräfte auf die Horizontalprojektion der Windverstrebug wirken lässt. Ist δ der Neigungswinkel einer Windstrebe gegen die Horizontalebene, so ist die Horizontalcomponente der Spannung mit $\sec \delta$ und die Horizontalprojektion der Länge mit $\sec \delta$ zu multiplizieren, um die wirkliche Spannung und Länge zu erhalten. Demnach wird für steife Diagonalen:

$$g = \frac{4\gamma}{Kl} \int_0^{\frac{1}{2}l} Q \frac{\sec^2 \delta}{\sin 2\alpha} dx,$$

wobei sich α auf die Horizontalprojektion bezieht. Bezeichnet man noch den Neigungswinkel des Gurtes an der fraglichen Stelle gegen die Horizontalebene mit τ , so ist

$$\sec^2 \delta = 1 + \sin^2 \alpha \tan^2 \tau.$$

Nimmt man die Gurte parabolisch gekrümmt an, so wird bei der Bogenhöhe c im Abstände x von der Mitte $\tan \tau = \frac{8cx}{l^2}$, also

$$\sec^2 \delta = 1 + \frac{64c^2}{l^4} x^2 \sin^2 \alpha,$$

also

$$g = \frac{4\gamma}{Kl} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{1}{\sin 2\alpha} \left[gx + \frac{p}{4l} \left(\frac{l}{2} + x \right)^2 + \frac{\mathfrak{C}}{l} \left(\frac{l}{2} + x \right) \right] \left(1 + \frac{64c^2}{l^4} x^2 \sin^2 \alpha \right) dx.$$

Die Ausführung der Integration gibt bei konstantem α , wenn man $\frac{64c^2 \sin^2 \alpha}{l^4} = A$ setzt,

$$44. \quad g = \frac{2\gamma}{K \sin 2\alpha} \left[\frac{1}{4} gl \left(1 + \frac{1}{8} A \right) + \frac{7}{24} pl \left(1 + \frac{31}{280} A \right) + \frac{3}{4} \mathfrak{C} \left(1 + \frac{7}{72} A \right) \right].$$

Die Faktoren von A sind in den drei Gliedern bezüglich $0,125$, $0,111$, $0,097$, also nahezu gleich; setzen wir den Faktor von A durchschnittlich $0,112$ und das Gewicht einer ebenen Windverstrebung g_0 , so wird einfach $g = g_0 (1 + 0,112A)$, d. i.

$$45. \quad g = g_0 \left(1 + 7,2 \frac{c}{l^2} \sin^2 \alpha \right) \\ = g_0 \left[1 + \frac{7,2 a^2 c^2}{(a^2 + b^2) l^2} \right].$$

Für $\frac{c}{l} = 0,1$, $0,2$, $0,3$, $0,4$, $0,5$ wird hiernach bezüglich $g = 1,04$, $1,14$, $1,32$, $1,58$, $1,90 g_0$.

Bei einem Dreigelenk-Bogenträger überträgt sich im Scheitel von der oberen Windverstrebung auf die untere ein konzentrierter Druck \mathfrak{C} . Hier wird

$$g = \frac{4\gamma}{Kl} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{1}{\sin 2\alpha} (gx + \mathfrak{C}) \left(1 + A \frac{x^2}{l^2} \right) dx,$$

d. i. bei konstantem α :

$$46. \quad g = \frac{2\gamma}{K \sin 2\alpha} \left[\frac{1}{4} gl \left(1 + \frac{1}{8} A \right) + \mathfrak{C} \left(1 + \frac{1}{12} A \right) \right].$$

§. 194. Gewicht der Windgurte. Wir wollen jetzt voraussetzen, dass die beiden Gurte, zwischen denen eine ebene Windverstrebung liegt, nur durch Horizontalkräfte beansprucht werden. Ist der Winddruck pro horizontale Längeneinheit bei totaler Belastung, welche hier die ungünstigste ist, $= q$ und nehmen wir noch in der Mitte einen Einzeldruck \mathcal{C} an, so ist das mittlere Moment $= \frac{g}{8} \cdot \frac{l}{8} q l^2 + \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} \mathcal{C} l$. Hieraus folgt als Gewicht beider Streck- oder Windgurte pro Längeneinheit bei dem Abstände b der Gurte und dem Konstruktionskoeffizienten C

$$47. \quad g = \frac{C\gamma(2ql + 3\mathcal{C})l}{12Kb}.$$

Nehmen wir die Breite der Windfläche für Konstruktion und Wagenzug bezüglich zu $0,6$ und $3,2^m$ an, so wird der Winddruck bei einem Drucke von $0,15^t$ pro \square^m : $q = 3,8 \cdot 0,15 = 0,57^t$ pro Meter. Setzen wir ferner $K = 0,78^t$ pro \square^{cm} , $\gamma = 7,8^t$ pro Kubikmeter, $C = 1,5$ und für Eisenbahnbrücken $\mathcal{C} = 3,2^t$, so wird

$$48. \quad g = (0,143l + 1,2) \frac{l}{b}.$$

Hiernach ergibt sich

	20	40	60	80	100	120	140	Met.
$b = 4^m$: $g =$	20	69	147	253	388	551	743	} Kilogr. pro Met.
$b = 8^m$: $g =$	10	35	73	126	194	275	371	

Indess wird g für zwei Windgurte nicht kleiner, als etwa 20 Klgr. pro Met. angenommen werden können.

§. 195. Gewicht der Vertikalen. Sind Vertikalen angeordnet, welche den Zweck haben, die Belastung der unter oder über den Hauptträgern liegenden Bahn auf die Hauptträger zu übertragen, so ist das Gewicht g pro Meter, wenn h die mittlere Länge der Vertikalen, g_1 , p_1 das Gewicht der Bahn und die zufällige Belastung, C den Konstruktionskoeffizienten bedeutet,

$$49. \quad g = \frac{C\gamma h(g_1 + p_1)}{K}.$$

Der neueren Berechnungsweise entsprechend, würde man $\frac{g_1}{K_0} + \frac{p_1}{K_1}$ zu setzen haben.

Für Eisenbahnbrücken können wir etwa durchschnittlich $g_1 = 0,9$ und $p_1 = 3,6 + \frac{14,3}{a}$ Ton. pro lauf. Met. eines Gleises (a Abstand der Vertikalen), $K_0 = 1,4$, $K_1 = 0,59^t$ pro \square^{cm} , $\gamma = 7,8^t$ pro Kubikmeter annehmen. Alsdann wird

$$50. \quad g = C \left(5,26 + \frac{18,9}{a} \right) h.$$

Für Strassenbrücken können wir etwa annehmen: für Fussgänger $g_1 = 0,21b$, $p_1 = 0,40b$; für leichte Wagen $g_1 = 0,38b$, $p_1 a = (0,27a + 0,39)(1,03b + 1,00)$; für schwere Wagen $g_1 = 0,43b$, $p_1 a = (0,22a + 0,39)(1,92b + 1,66)$; für sehr schwere Wagen $g_1 = 0,48b$, $p_1 a = (0,17a + 0,39)(2,38b + 3,04)$ Tonnen pro \square^m , wenn a den Abstand der Vertikalen, b den Abstand der Hauptträger bezeichnet. Man kann ferner $K_0 = 1,4$, für Fussgänger $K_1 = 0,70$, für Wagen $K_1 = 0,64$ Ton. pro \square^{cm} annehmen. Nimmt man durchschnittlich a zu 3^m und C für gezogene Vertikalen $= 1,5$, für gedrückte Vertikalen $= 2,5$ an, so ergeben sich folgende Zahlen:

	$\frac{g}{bh}$ für $b =$			
	2^m	4^m	6^m	8^m
Gezogene Vertikalen.				
Fussgänger.....	0,86	0,86	0,86	0,86
Leichte Wagen.....	1,44	1,26	1,20	1,16
Schwere Wagen.....	2,12	1,86	1,77	1,74
Sehr schwere Wagen.....	2,55	2,13	2,00	1,92
Gedrückte Vertikalen.				
Fussgänger.....	1,43	1,43	1,43	1,43
Leichte Wagen.....	2,40	2,10	2,00	1,33
Schwere Wagen.....	3,53	3,10	2,95	2,90
Sehr schwere Wagen.....	4,25	3,55	3,33	3,20

Bei Anwendung von Warrenträgern, bei denen nur die Hälfte der Querträger durch Vertikalen getragen wird, wird das Gewicht natürlich nur halb so gross.

Die zum Anschlusse der Querverstrebungen und Querträger an Hauptträger mit Gitterwerk, welches als Netzwerk ohne Vertikalen konstruirt ist, dienenden Vertikalen, erhalten ungefähr das folgende Gewicht:

Eingleisige Brücken $g = 18h$ } Klgr. pro Met.
 Zweigleisige Brücken $g = 12h$ } eines Gleises.

Strassenbrücken für

leichte Wagen $g = 1,3nh$ }
 schwere Wagen $g = 1,5nh$ } Klgr. pro
 sehr schwere Wagen..... $g = 1,8nh$ } lauf. Met.

Hierin bedeutet n die Anzahl der Hauptträger.

D. Abschluss der Brücke.

§. 196. **Begriff.** Wir verstehen unter dem Abschlusse der Brücke den Inbegriff aller derjenigen Konstruktionen, welche die Brücke gegen die anstossenden Strecken des betreffenden Kommunikationsmittels, also der Strasse oder Eisenbahn, abgrenzt, sowie die seitliche Begrenzung durch Geländer und den Abschluss gegen besondere Einflüsse, z. B. Funkenwerfen. Wir rechnen hierzu indess auch den Anschluss an Mittelpfeiler. Besondere Anordnungen können bei schiefen Brücken nöthig werden. Wir können hiernach die Eintheilung in Endabschluss der Eisenbahn- und Strassenbrücken, schiefen Abschluss, Geländer und Schutz gegen besondere Einflüsse vornehmen. Auf den fortifikatorischen Abschluss, der in Festungen nöthig werden kann, wollen wir hier nicht näher eingehen.

XIX. Kapitel.

Endabschluss der Eisenbahn- und Strassenbrücken.

§. 197. **Endabschluss im Allgemeinen.** Die Erde und wohl auch der Oberbauschotter und die Strassenbeschotterung werden von der Eisenkonstruktion der Brücke in der Regel durch eine auf dem Widerlager ruhende, hinter den Trägern angeordnete Abschlussmauer oder Schildmauer abgeschlossen. Ueber diese Mauer selbst sprechen wir speziell bei den „Steinkonstruktionen für eiserne und hölzerne Brücken“. Hier wird es sich lediglich um die Mitbenützung der Schildmauer zur Herstellung einer Kontinuität der Brückenbahn und der anstossenden Eisenbahn oder Strasse handeln.

Hierbei haben wir stillschweigend steinerne Endpfeiler vorausgesetzt, da eiserne Endpfeiler, auf die wir nicht näher eingehen wollen, selten vorkommen.

§. 198. **Ueberführung des Querschwellen-Oberbaues.** Hinsichtlich des Verhältnisses des Querschwellen-Oberbaues zur Schildmauer lassen sich verschiedene Anordnungen unterscheiden:

1. Eine sehr gewöhnliche Anordnung ist die, dass man auf die Schildmauer je nach deren oberen Breite eine oder zwei Querschwellen legt, welche die Schienen direkt unterstützen (Fig. 433, 434 und 435).

Wenn hierbei die Querschwellen auf Schwellenträgern ruhen und der Endquerträger einen so grossen Abstand von der Schildmauer hat, dass die Schienen nicht so weit freitragen können, so verlängert man die Schwellenträger konsolenartig oder setzt an die Endquerträger besondere

Fig. 433.

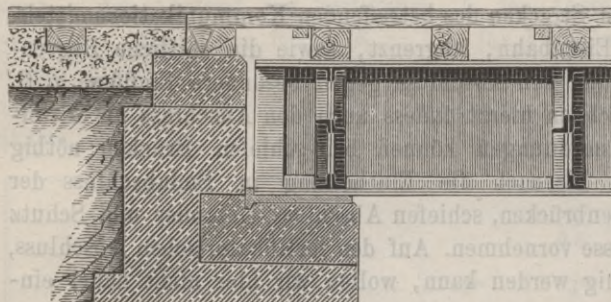
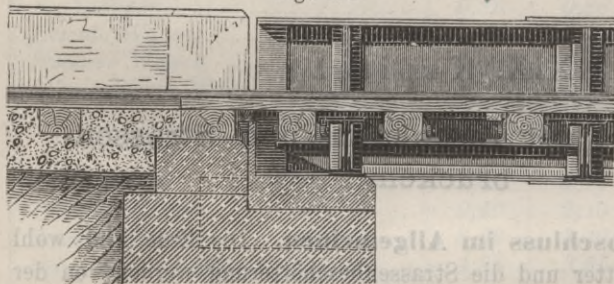
Oesterreichische Nordwestbahn. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Fig. 434.

Oesterreichische Nordwestbahn. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

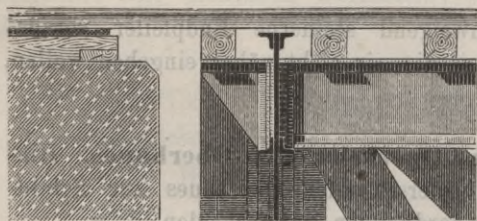
Konsolen an, um eine Schwelle in hinreichender Nähe der Schildmauer anordnen zu können. Statt dessen setzt man häufig die Endschwellenträger, ohne sie durch Endquerträger zu unterstützen, bis zur Schildmauer fort und lagert sie auf derselben in gewöhnlicher Weise mittels gusseiserner Lagerplatten auf

(Fig. 362, S. 326 und Fig. 459, S. 473).

Es geschieht dies allerdings meist weniger, um die Querschwellen der

Schildmauer nahe rücken zu können, sondern mehr, um den Endquerträger zu ersparen, die etwas schwierige Anordnung desselben bei Hauptträgern mit zusammengeführten Gurten zu umgehen oder eine möglichste Einfachheit bei schiefen Brücken zu erzielen, worüber später, oder endlich des später zu besprechenden Temperatureinflusses halber.

Fig. 435.

Brücke über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

Die allerdings ungemein häufig angewendete Konstruktion der Verwendung der Schildmauer zur Schienenunterstützung leidet indess an dem Mangel, dass die Regelmässigkeit der Gleise am Uebergange

sehr leicht gestört wird und zwar in Folge von Arbeitsmängeln, von zufälligen Senkungen des Bettungsmaterials, in Folge der verschiedenen

Elastizität der Materialien und verschiedener Längenänderung bei Temperaturveränderungen, indem hier drei ganz verschiedene Unterstützungsweisen der Schienen wechseln. Ausserdem sind die Erschütterungen der Schildmauer in Folge der direkt aufgelegten Schwelle ziemlich bedeutend, so dass sich ein guter Steinverband schwer erhalten lässt.

2. Aus dem oben angeführten Grunde hat man es häufig vermieden, die Schildmauer zur Unterstützung der Schienen zu verwenden. Man hält zu diesem Zwecke die Schildmauer oben möglichst schmal (Fig. 436 und 438) oder begrenzt den Schotter durch eine auf die Schildmauer ge-

legte, aber nicht an die Schienen anschliessende, Holzschwelle (Fig. 437), rückt die letzte auf der Eisenkonstruktion liegende Schwelle der Schildmauer möglichst nahe, um die erste in den Schotter gebettete Schwelle möglichst weit von der Vorderkante der Schildmauer entfernen zu können, so dass diese Schwelle noch gut unterstopft werden kann und die auf die Mauer wirkenden Stösse möglichst abgeschwächt werden. Man kann diese Anordnung selbst noch bei einer ziemlich dicken Schildmauer wählen, wenn man die Schwellenträger oder die die Schwellen direkt unterstützenden Hauptträger konsolenartig verlängert und diese Konsolen in entsprechend tiefe Nischen der Schildmauer eingreifen lässt (Fig. 439). Diese Anordnung ohne Unterstützung der Schienen durch die Schildmauer dürfte wohl am meisten zu empfehlen sein.

Fig. 436.

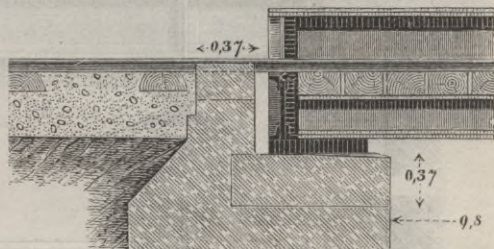
Brücke der hannoverschen Staatsbahn. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

Fig. 437.

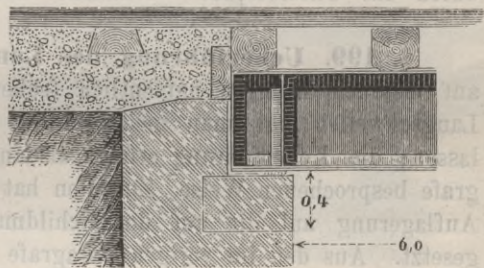
Brücke der österreichischen Staatsbahn. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

Fig. 438.

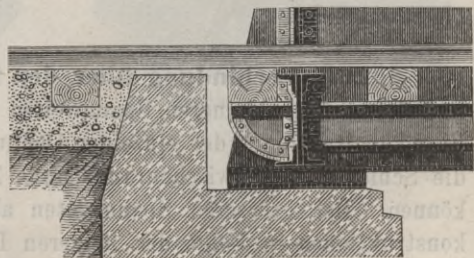
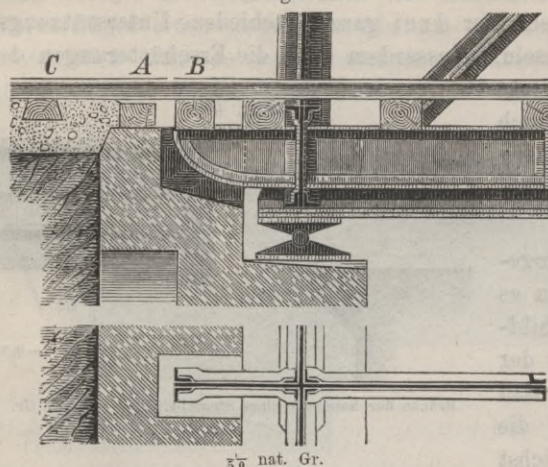
Rhume-Brücke bei Catlenburg. Hannoversche Staatsbahn. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

Fig. 439.



Unter die der Schildmauer zunächst liegenden, in Schotter gebetteten Querschwellen hat man zuweilen zwei Langschwellen gelegt, um bei den hier leichter möglichen ungleichmässigen Senkungen den Schienen eine sicherere Unterstützung zu gewähren. Wir glauben indess, diese Anordnung nicht empfehlen zu sollen, da hier-

durch das Unterstopfen wesentlich erschwert wird.

§. 199. Ueberführung [des Langschwellen-Oberbaues. Die auf eisernen Brücken namentlich früher häufig angewendeten hölzernen Langschwellen hat man meist nur bis über die Endquerträger reichen lassen; die Ueberführung erfolgt alsdann ganz in der im vorigen Paragrafe besprochenen Weise. Zuweilen hat man die Langschwellen bis zur Auflagerung auf die auf der Schildmauer liegende Querschwelle fortgesetzt. Aus den im vorigen Paragrafe angeführten Gründen wird aber auch hier eine Uebertragung des Raddruckes auf die Schildmauer weniger zweckmässig sein. Es hat aber keinen Anstand, die Langschwellen über die Schildmauer, ohne sie aber auf diese aufzulagern, hinwegzuführen und auf eine in Schotter gebettete Querschwelle zu lagern.

Bei Anwendung eiserner Langschwellen für die kurrente Bahn und für die Brücke hat es keinen Anstand, durch diese die Schildmauer zu überspringen.

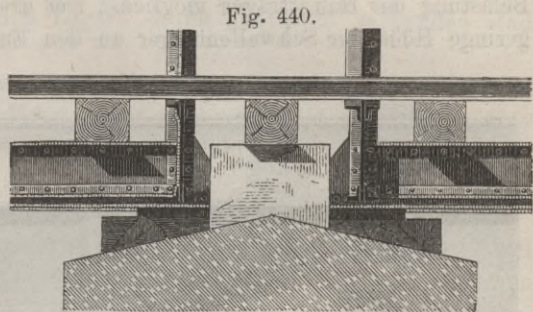
§. 200. Verbindung über den Mittelpfeilern der Eisenbahnbrücken. Bei kleineren Spannweiten ist die Entfernung zwischen den Eisenkonstruktionen der einzelnen Oeffnungen in der Regel so klein, dass die Schienen den Zwischenraum ohne Zwischenunterstützung übersetzen können. Bei grösseren Spannweiten aber wird der Abstand der Eisenkonstruktionen in Folge der längeren Lager oder weil man die Lager behufs Abkürzung der Spannweite absichtlich weit auseinander rückt, oft so gross, dass Zwischenunterstützungen nöthig erscheinen. In Betreff derselben lassen sich die folgenden Anordnungen unterscheiden:

1. Man mauert auf dem Pfeiler zwischen den beiden Eisenkonstruktionen ein Steinpostament auf, welches zur direkten Auflagerung

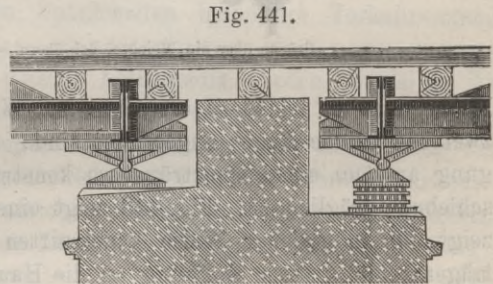
der Querschwellen dient (Fig. 440). Zu dieser Anordnung ist indess im Allgemeinen nicht besonders zu rathen, weil aus den schon in §. 197 angeführten Gründen leicht schädliche Unregelmässigkeiten im Gleise entstehen. Bei grossen Pfeilerbreiten, wie sie namentlich bei Bogenträgern vorkommen, kann sie indess wohl gerechtfertigt erscheinen.

Bei der Kölner Rheinbrücke ist statt des Steinpostamentes eine auf dem Pfeiler ruhende Eisenkonstruktion, welche einen Durchgang von einem Lager zum andern bildet, angewendet.

2. Zweckmässiger ist es, die Schwellenträger, oder, wenn Querschwellen auf den Hauptträgern ruhen, die Obergurte der Hauptträger konsolenartig so weit zu verlängern, als es zur Unterstützung von Zwischen-Querschwellen nöthig erscheint (Fig. 441 und 460, Seite 472). Auch eine Kombination der Anordnungen 1 und 2 wurde angewendet (Fig. 441).



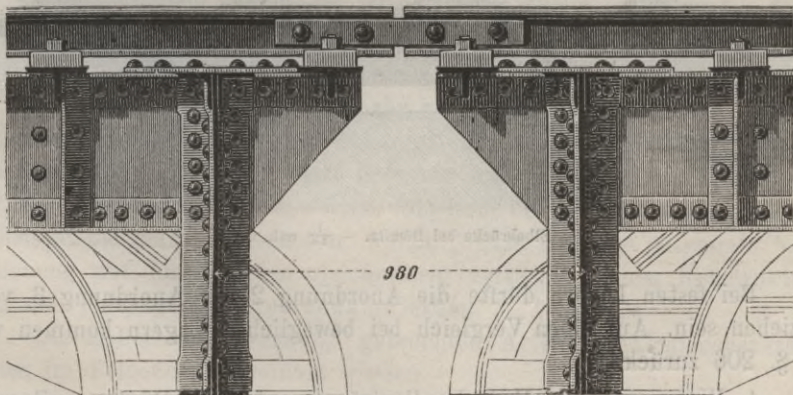
Brücke über den alten Rhein bei Greithausen. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.



Aus: „Heinzerling, Brücken der Gegenwart“. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Auch eine Kombination der Anordnungen 1 und 2 wurde angewendet (Fig. 441).

Fig. 442.

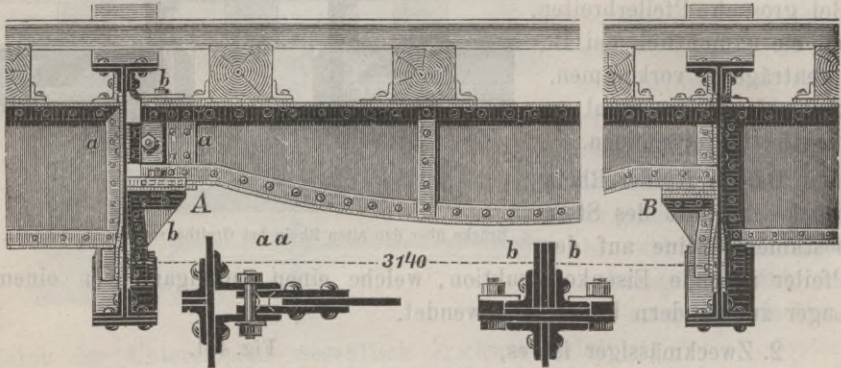


Brücke über die Ruhr bei Frömdenberg. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

3. Man ordnet zwischen beiden Oeffnungen Schwellenträger an, welche durch die über dem Pfeiler liegenden Endquertäger unterstützt

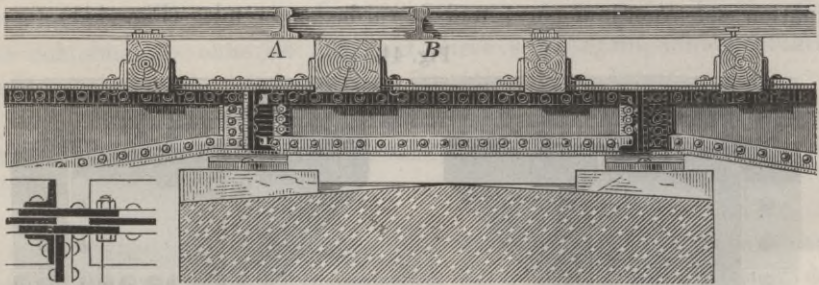
werden (Fig. 443). Die Verbindung dieser Pfeilerschwellenträger mit den Querträgern muss derart sein, dass sich die Querträger bei einer Belastung der Hauptträger möglichst frei drehen können, was durch eine geringe Höhe der Schwellenträger an den Enden derselben, weite Bolzen-

Fig. 443.

Brücke über die Weichsel bei Thorn. — $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

löcher u. s. w. leicht zu erreichen ist. Wenn über dem Pfeiler ein oder zwei bewegliche Lager angeordnet sind, so muss ausserdem die Befestigung an dem einen Querträger so konstruiert sein, dass eine Längsverschiebung möglich ist. Fig. 443 zeigt eine derartige Anordnung. Fig. 456 zeigt den in gleicher Weise konstruierten Anschluss eines Endzwischenträgers einer grossen Oeffnung an die Hauptträger einer kleinen Oeffnung.

Fig. 444.

Elbebrücke bei Dömitz. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Bei festen Lagern dürfte die Anordnung 2 der Anordnung 3 vorzuziehen sein. Auf einen Vergleich bei beweglichen Lagern kommen wir in §. 206 zurück.

4. Wenn man die Endschwelenträger auf dem Pfeiler auflagert, sei es, um die Endquerträger zu ersparen, oder weil deren Anbringung weniger einfach ist oder um bei schiefen Brücken einfachere Anordnungen zu erzielen, so kann man diese Schwelenträger entweder über

die Lager hinaus konsolenartig verlängern oder man kann besondere Pfeilerschwellenträger anordnen, welche gemeinsam mit den Endschwellerträgern gelagert und über den Lagern durch Traversen verbunden sind (Fig. 444).

Damit die Schienen der hier in Folge der Durchbiegung der Träger möglichen Knickbildung möglichst leicht nachgeben, ist es rathsam, über dem Pfeiler einen Schienenstoss, am besten wohl einen schwebenden Stoss (Fig. 442), zu legen.

§. 201. Längenausgleich für Temperaturänderungen bei Eisenbahnbrücken. In Folge der Längenänderung eiserner Brücken durch Temperaturänderungen, einigermaßen auch durch Belastungen, entstehen an den nicht festgehaltenen oder freien Enden Zwischenräume zwischen den einzelnen Schienen, welche nur bei kleinen Spannweiten bis zu etwa 30 Meter direkt von den Rädern übersprungen werden können, während bei grösseren Spannweiten besondere Vorkehrungen, sogenannte Schienenauszüge, Ausgleich-, Kompensations- oder Dilatations-Vorrichtungen nothwendig werden. Zuweilen ist man wohl noch bis zu grösseren Spannweiten (selbst bis zu 100 Meter) ohne solche Vorrichtungen gegangen, indem man bei der Befestigung der Schienen dafür sorgt, dass sich die Schienen bei einer Temperaturänderung auf dem Bahngerippe verschieben können, die Längen der zwischen den einzelnen Schienen möglichen Lücken durch eine entsprechende Länge der Löcher in den Schienen für die Laschenbolzen begrenzt und auch wohl an den freien Enden im Sommer und Winter Schienen von verschiedener Länge einlegt. Indess ist es nicht zweckmässig, auf der Brücke grosse Lücken entstehen zu lassen, weil hierdurch der Einfluss der Erschütterungen vergrössert wird; es ist vielmehr rathsam, diese Lücken so eng als möglich zu halten, also besondere, an den Enden angeordnete Schienenauszüge anzuwenden.

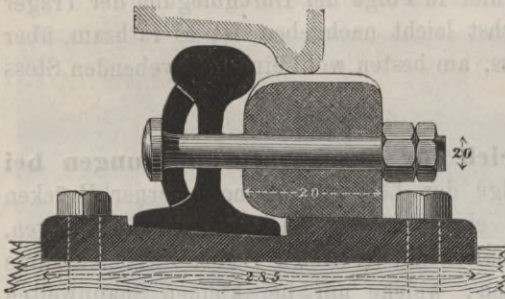
Die Kaiser Ferdinands-Nordbahn hat in Folge des Schlagens, welches bei Anwendung von Auszügen entsteht, bei einer Brücke mit 80 Met. Spannweite am Ende vier kurze Schienen mit gewöhnlichem Profile von 3,3 Met. Länge angeordnet, welche vom Ende der Konstruktion aus durch Hebelsysteme derart verschoben wurden, dass sich die gesammte Verschiebung auf fünf Lücken gleichmässig vertheilt. Diese Konstruktion soll sich bis jetzt sehr gut bewährt haben.

Die bisher in Anwendung gebrachten Arten der Schienenauszüge sollen im Folgenden angeführt werden.

§. 202. Schienenauszug mit Auflauf. Man ordnet neben den Schienen ein Stahlstück *A* (Fig. 445) an, welches den Spurkranz unterstützt, ebenso, wie dies früher bei den Herzstücken vielfach geschah.

Die Oberfläche des Stückes *A* oder des Tragschemmels muss von den Enden aus etwas ansteigen und in der Mitte so hoch liegen, dass sich das Rad bei normaler Spurkranzhöhe von den Schienen abhebt,

Fig. 445.

Brücke über die Maas bei Hedel in Holland. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

damit auch noch bei ausgelaufenen Rädern eine Unterstützung erfolgt. Bei größeren Schienenlücken werden auch Zwangschienen nöthig, damit bei einer zufälligen Tendenz zur Seitenbewegung der Spurkranz nicht in die Lücke geräth. Indess haben die Erfahrungen an derartigen Auszügen, sowie an den entsprechenden Herzstücken, gelehrt, dass die Anordnung nicht zweckmässig ist, da der Uebergang mit starken Stößen erfolgt, wenn der Spurkranz nicht die normale Höhe hat oder wenn sich, was sehr bald geschieht, eine Rinne im Tragschemmel ausgearbeitet hat.

§. 203. Auszug mit Ueberblattung. Man überblattet die beiden Schienen derart, dass bei jeder die halbe Kopfbreite erhalten bleibt (Fig. 446). Die gewöhnlichen breitbasigen oder Stuhlschienen kann man

Fig. 446.



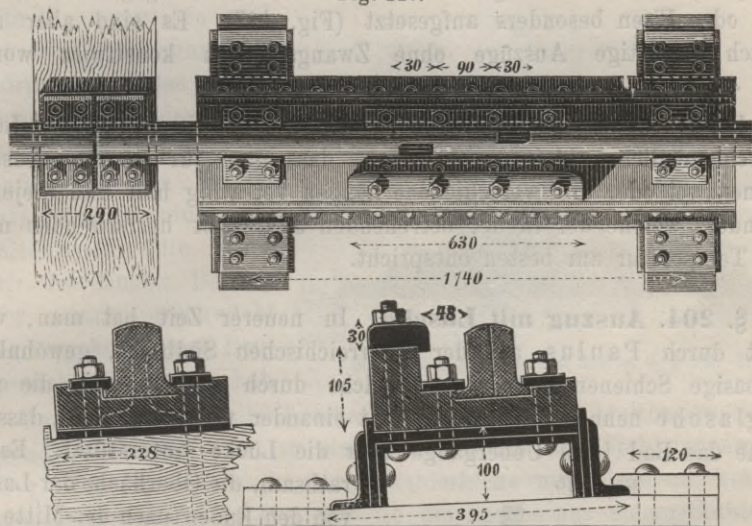
indess nicht gut überblatten, da bei jeder Schiene nur die halbe Stegdicke erhalten bliebe, was zur Aufnahme des Raddruckes zu wenig ist. Man muss daher zwei besondere Auszugschienen aus Stahl einschalten, welche ein für eine Ueberblattung geeignetes Profil haben.

Am häufigsten hat man den Auszugschienen das glockenförmige Profil gegeben (Fig. 447), wie es auch für Weichenzungen üblich ist und für den vorliegenden Zweck ganz geeignet erscheint. Gewöhnlich legt man diese Schienen auf eine Gusseisenplatte zwischen angegossenen Rippen, welche eine Seitenverschiebung sichern. Die Stösse mit den benachbarten gewöhnlichen Schienen legt man gewöhnlich auf besondere Stühle (Fig. 447).

Auf der österreichischen Nordbahn wurden von Herrmann Stahlschienen mit rechteckigem Profile angewendet (Fig. 447). Diese Schienen liegen zwischen Winkeleisen, welche die beiden Lücken überdecken und

dadurch auch an der geschwächten Stelle die Stabilität der Auszugs-
schienen sichern. Diese Winkeleisen umfassen auch die anstossenden

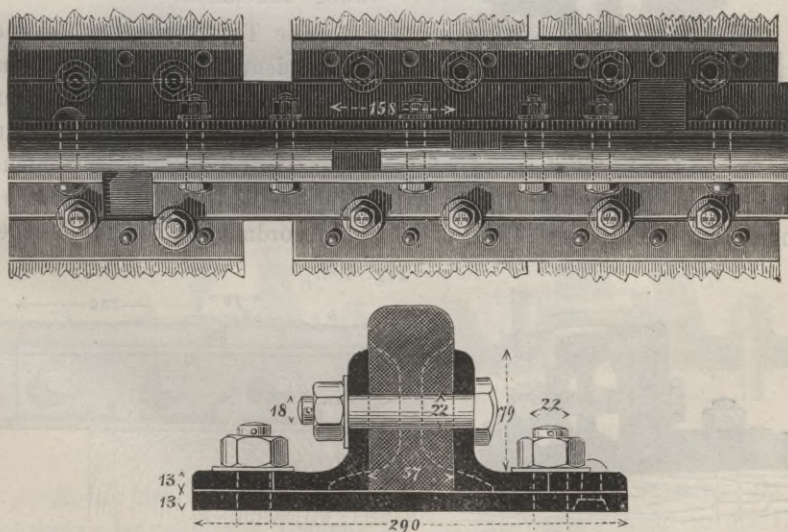
Fig. 447.



Brücke über die Donau bei Mauthausen (Hornbostl). — $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

gewöhnlichen Schienen als Laschen; die Füße derselben sind hierzu auf
die entsprechende Länge und Breite beseitigt. Die Verbindung der drei

Fig. 448.



Donaubrücke der österreichischen Nordbahn bei Wien (Herrmann). — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

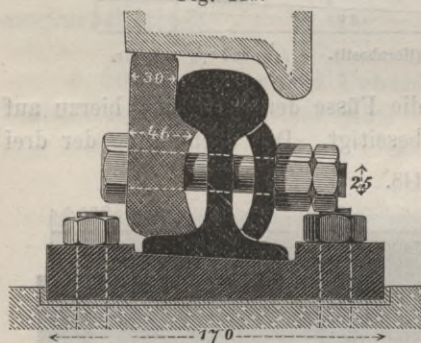
Theile erfolgt an den Stellen, wo ein gegenseitiges Gleiten eintreten
kann, unter Anwendung länglicher Schraubenlöcher.

Um den Spurkranz nicht in die Lücke gelangen zu lassen, hat man meist Zwangsschienen angewendet. Bei Anwendung einer gusseisernen Lagerplatte sind die Zwangsschienen entweder direkt angegossen oder aus Stahl oder Eisen besonders aufgesetzt (Fig. 447). Es sind aber auch vielfach derartige Auszüge ohne Zwangsschienen konstruirt worden (Fig. 448).

Bei grösseren Spannweiten wird es rathsam, die Grösse der Lücke dadurch möglichst klein zu erhalten, dass man für die eine Auszugschiene zwei oder drei verschiedene Längen vorrätig hält und diejenige anwendet, welche der in der betreffenden Jahreszeit herrschenden mittleren Temperatur am besten entspricht.

§. 204. **Auszug mit Lasche.** In neuerer Zeit hat man, wohl zuerst durch Paulus auf der österreichischen Südbahn, gewöhnliche breitbasige Schienen angeordnet, welche durch eine Lasche, die man Traglasche nennen kann, derart mit einander verbunden sind, dass die Lasche das Rad beim Uebergange über die Lücke unterstützt. Es ist

Fig. 449.

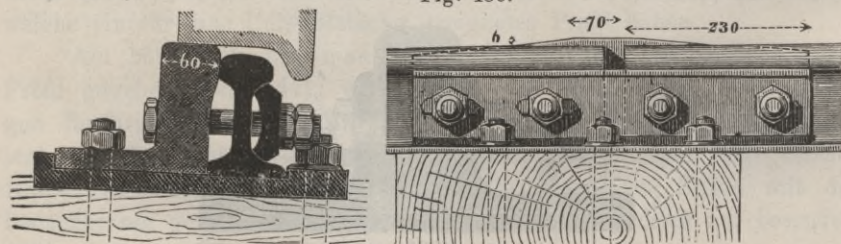
Brücke über den Leck bei Kulenburg. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Es ist rathsam, die Oberfläche der Lasche von den Enden nach der Mitte hin ein wenig ansteigen zu lassen, damit auch Räder mit etwas starker Konicität keine plötzliche, mit starkem Stosse verbundene Senkung annehmen.

Die Traglasche liegt entweder neben dem vollständig erhaltenen Kopfe der Schienen (Fig. 449 und 450) oder man beseitigt den äusseren Theil der Köpfe der Schienen,

um die Lasche in eine für die Unterstützung des Rades günstigere Lage zu bringen (Fig. 452, 453 und 454); die letztere Anordnung ist die gewöhnlichere.

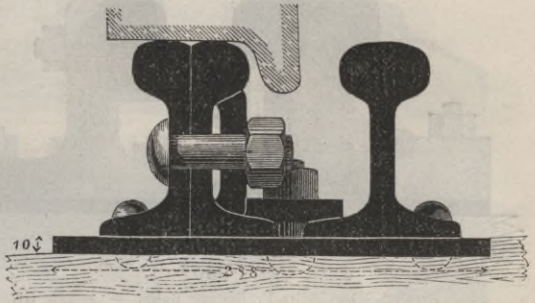
Fig. 450.

Brücke über die Waal bei Bommel in Holland. — $\frac{1}{7\frac{1}{2}}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Die Konstruktion der Traglasche ist verschieden. Man konstruirt sie entweder so, dass sie auf dem Fusse der Schiene aufruhrt (Fig. 449,

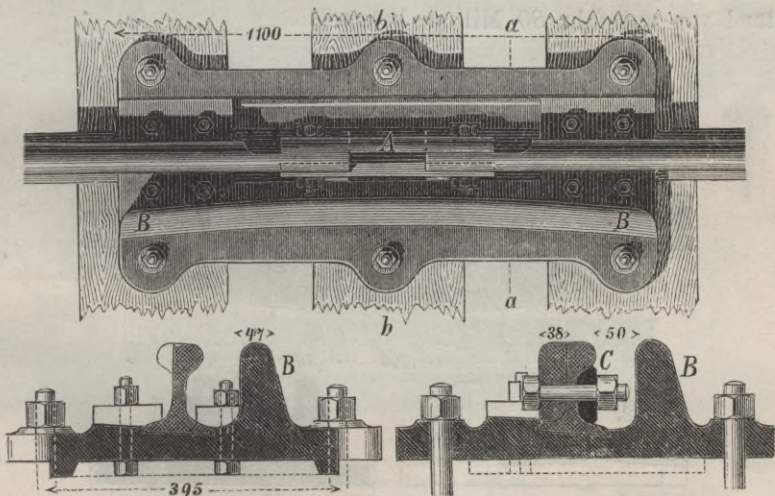
452 und 455) oder so, dass sie direkt auf der Grundplatte aufruft (Fig. 450, 451, 453 und 454). Wenn die hinreichend unterstützte Grundplatte mindestens die Länge der Lasche hat, so ist die erste Konstruktion wohl unbedenklich anwendbar; wenn aber die Lasche noch über die Platte hinausragt, so wird durch die Uebertragung des Raddruckes auf den Schienenfuss die Schiene auf Torsion beansprucht, die jedenfalls zu den in der Praxis bei Anwendung von Stahlschienen (die schon durch die langen Bolzenlöcher stark geschwächt sind) vorgekommenen Brüchen viel beigetragen hat.

Fig. 451.

Brücke über die Weser bei Korvey. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

In Fig. 451 ist als Lasche eine gewöhnliche breitbasige Schiene verwendet. In Fig. 450 ist eine Winkellasche aus Stahl angewendet. In Fig. 453 ist als Lasche eine Stahlschiene mit niederem, kräftigen Profile angewendet. In Fig. 454 ist die Lasche aus einem Stahlstücke und einem Winkeleisen zusammengesetzt.

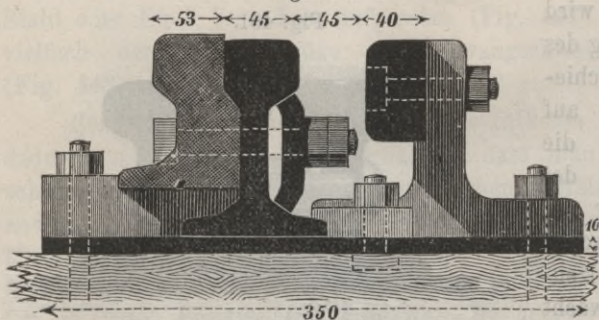
Fig. 452.

Oesterreichische Südbahn (Paulus). — $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Auch hier pflegt man Zwangschienen anzuwenden, um den Spurkranz bei zufälliger Tendenz zur Seitenbewegung nicht in die Lücke gelangen zu lassen. In Fig. 452 und 454 ist die Zwangsschiene an die Grundplatte angegossen. In Fig. 453 ist die Stahl-Zwangsschiene an

drei schmiedeisernen Haltern befestigt; die Zwangsschiene wird hier aber nur bei Brücken über etwa 60 Met. Spannweite angewendet. Mehrfach ist indess die Zwangsschiene ganz fortgelassen worden (Fig. 455).

Fig. 453.

Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Die bewegliche Schiene ist gegen Umkanten zu sichern, ohne die Bewegung zu hindern. Gewöhnlich geschieht dies durch Niederhalten der Füße durch die Unterlagsblättchen von Schrauben. In Fig. 454 wird die Schiene ausserdem

durch einen Keil *C*, welcher sich zwischen die Schiene und die Zwangsschiene *B* drängt, gegen die Lasche *A* gedrückt.

Für normalspurige Bahnen ist der lichte Abstand der Zwangsschiene von der Fahrschiene etwa 50 Millim. zu wählen; neben der Lücke, welche bei der grössten Kälte entsteht, ist die Zwangsschiene gerade zu halten. An das gerade Stück schliessen sich gekrümmte Theile von etwa 0,3 Met. Länge, welche an den Enden von der Fahrschiene einen lichten Abstand von ungefähr 80 Millim. haben.

Fig. 454.

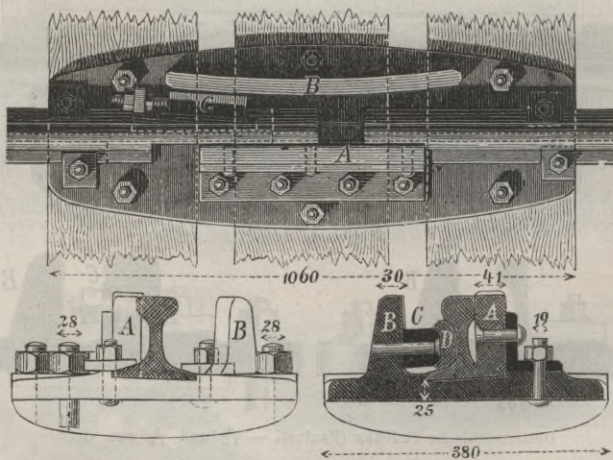
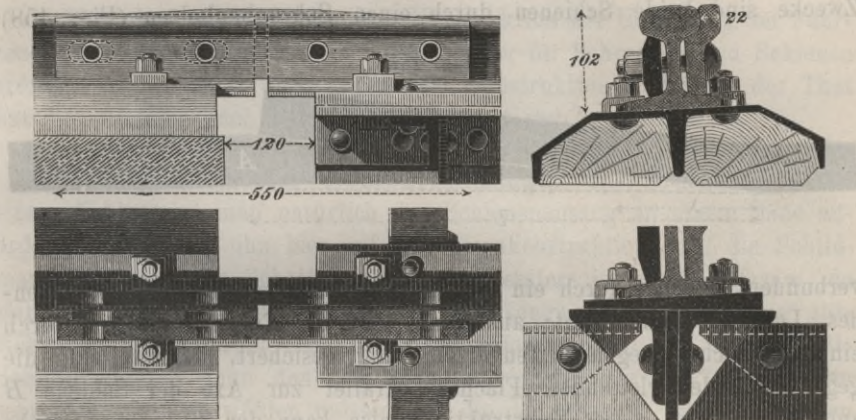
Thurbrücke der schweizerischen Nationalbahn. — $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 456 zeigt eine von der gewöhnlichen Anordnung insofern abweichende Konstruktion, als hier die gewöhnlich angewendete einfache Lücke in zwei Lücken *C* und *D* aufgelöst ist; in der Strecke *CD* wird

die Fahrchiene vollständig durch die Lasche ersetzt. Die Bolzenlöcher der beiden Schienen sind so bemessen, dass bei der grössten Kälte beide

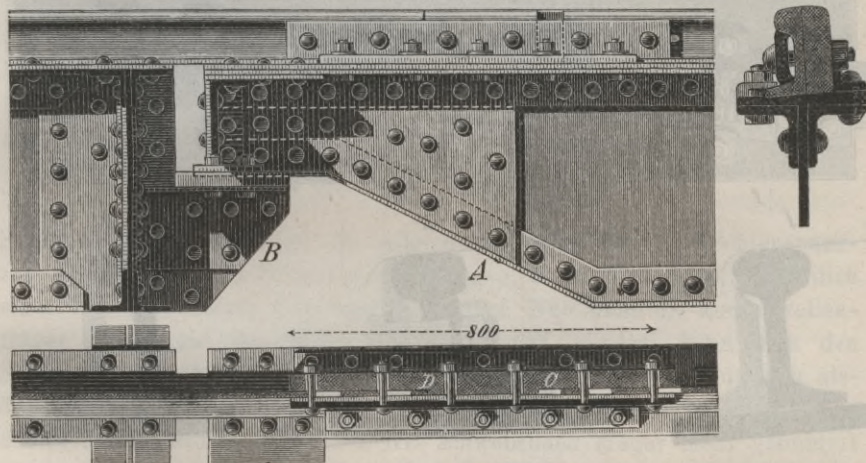
Fig. 455.



Nene Bogenbrücke über den Rhein bei Koblenz (Staatsbahn). — $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

Lücken gleich gross werden, so dass das Maximum jeder Lücke nur halb so gross ist, als bei Anordnung einer einzigen Lücke.

Fig. 456.

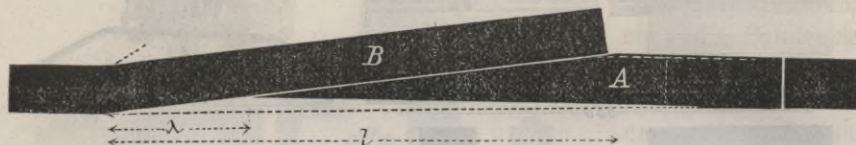


Brücke über die Mosel bei Eller. — $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr. (A Zwischenträger der grossen Öffnung, B Zwischenträger der kleinen Öffnung.)

§. 205. Auszug mit Spitzschiene. Bei dieser zuerst bei der Elbebrücke bei Schandau (1877), später bei der Elbebrücke bei Riesa angewendeten Konstruktion läuft die eine, ein wenig drehbare Schiene in eine Spitzschiene oder Zunge A aus, welche sich an die unter dem entsprechenden Winkel abgebogene andere Schiene B mit unterkriechendem Kopfe

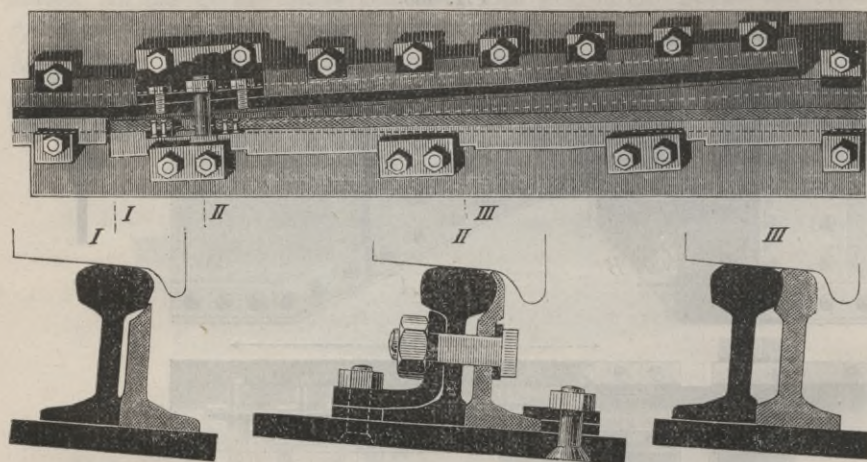
in derselben Weise anschliesst, wie die Zunge einer Weiche an die sogenannte Stockschiene (Fig. 457). Es ist hierbei sehr wichtig, dass sich die Zungenspitze nicht von der Schiene entfernen kann; zu diesem Zwecke sind beide Schienen durch einen Schraubenbolzen (Fig. 458)

Fig. 457.



verbunden, welcher durch ein langes, eine Längsverschiebung gestattendes, Loch der Zunge geht; ausserdem wird der Fuss der Zunge durch einige Blättchen gegen Seitenverschiebung gesichert. Hierbei sind die gegen einander gleitenden Flächen parallel zur Axe der Schiene B angeordnet. Bei dieser Konstruktionsweise kann der Zug ohne Gefahr selbst gegen die Spitze fahren. Bei einer Temperaturveränderung tritt allerdings eine kleine Spurerweiterung ein, welche aber ohne jede Gefahr ist. Gestattet man, wie in Fig. 458, eine Spurerweiterung von höchstens

Fig. 458.

Elbebrücke bei Riesa. — $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{8}$ nat. Gr.

2mm auf jeder Seite, so ist bei der Schienenkopfbreite von 60mm , der Verschiebung λ und der Minimallänge l des abgeschrägten Theiles der Zunge $\lambda : l = 2 : 60$, also

$$l = 30 \lambda.$$

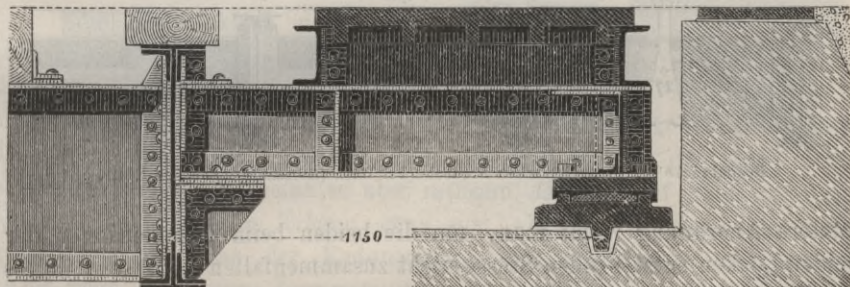
Bei den eben erwähnten ausgeführten Konstruktionen sind die Zungen aus Stahlschienen mit dem normalen Schienenprofile hergestellt.

Es dürfte sich indess empfehlen, für die Zungen dieselben Profile anzuwenden, wie sie sich für die Weichenzungen als zweckmässig erwiesen haben.

Wir glauben, dass bei dieser Konstruktion der Uebergang der Fahrzeuge regelmässiger, also auch vortheilhafter für Fahrzeuge und Schienen erfolgt, als bei den früher erwähnten Konstruktionen und in der That hat sich dieselbe auch in der Praxis bisher gut bewährt.

§. 206. Lage der Schienenauszüge. Bei Brücken mit nur einem Felde wird man natürlich den Schienenauszug an einem Ende anordnen. Man kann ihn hier auf die Eisenkonstruktion, auf die Schildmauer oder auf den Schotter legen. Das erstere ist nicht rathsam, da sich hier die beim Uebergange der Fahrzeuge über den Auszug entstehenden Stösse direkt der Eisenkonstruktion mittheilen. Auch auf die Schildmauer legt man den Schienenauszug nicht gern, da diese hierzu sehr dick angelegt werden müsste und die am Auszuge unvermeidlichen

Fig. 459.



Brücken der Tilsit-Memeler Eisenbahn. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

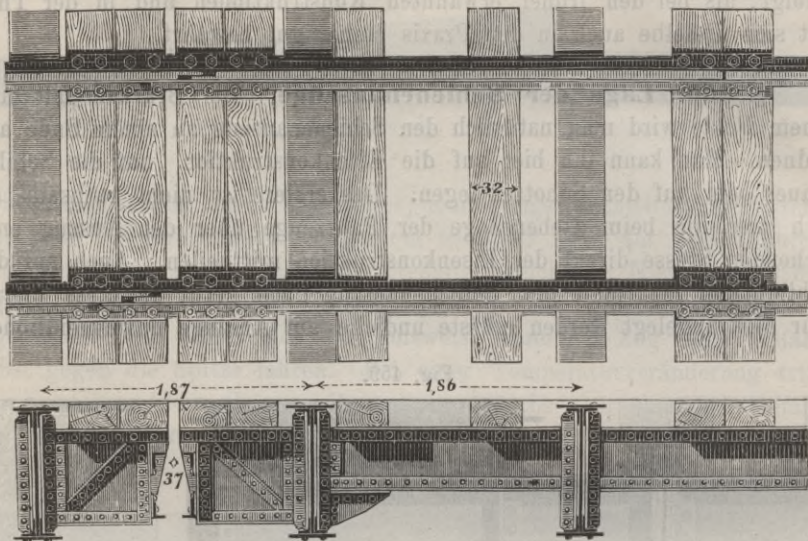
Stösse sehr hart ausfallen. Im Allgemeinen wird man den Schienenauszug am besten in die Schotterbettung legen, wo die Unterstopfung freilich einer sehr sorgfältigen Unterhaltung bedarf. Nur wenn die Endschwellerträger direkt auf das Mauerwerk aufgelagert werden, kann man den Schienenauszug auf diese Schwellerträger legen (Fig. 459), da sich alsdann die Stösse weniger direkt auf die Hauptträger übertragen und andererseits die Stösse durch den frei schwebenden Träger mehr gemildert werden, als bei der Auflagerung auf das Mauerwerk oder den Schotter.

Ueber den Mittelpfeilern wird man den Schienenauszug nur bei sehr breiten Pfeilern auf das Mauerwerk legen (Fig. 435; Mittelpfeiler zwischen einer grossen und einer kleinen Oeffnung). Sonst lagert man den Schienenauszug am besten auf Konsolen, welche die Verlängerungen der Schwellerträger bilden (Fig. 460) oder auf die Pfeilerschwellerträger (Fig. 443 und 444). Die Auflagerung auf die Pfeilerschwellerträger hat wohl vor der Auflagerung auf die Konsolen den Vorzug, dass erstere

bei einer Durchbiegung der Hauptträger eine horizontale Lage behalten, die Konsolen indess nicht.

Die Lücken an den Auszügen beider Schienenstränge kann man entweder genau gegenüber oder verwechselt (Fig. 460) anordnen. Die

Fig. 460.



Donaubrücke der österreichischen Nordbahn bei Wien (Herrmann). — $\frac{1}{16}$ nat. Gr.

letztere Anordnung wählt man, um die beiden beim Ueberspringen der beiden Lücken entstehenden Stösse nicht zusammenfallen zu lassen; indess erzeugt diese Lage eine etwas starke Seitenschwankung der Wagen. Bei zweckmässiger Konstruktion des Schienenauszuges dürfte wohl die erste Anordnung vorzuziehen sein.

§. 207. Endabschluss bei Strassenbrücken im Allgemeinen.

Im Gegensatze zu den Eisenbahnbrücken handelt es sich hier darum, den Raum zwischen Eisenkonstruktion und Schildmauer vollständig zu überdecken. Hierzu lässt man das Bahngerippe so dicht, wie dies durch die angewendete Gattung der Brückentafel bedingt ist, an die Schildmauer reichen. Zu diesem Zwecke kann man dieselben Konstruktionen anwenden, wie sie bereits in §. 196 für Eisenbahnbrücken besprochen wurden.

Bei Anwendung von Zwischenträgern kann, wenn der letzte Querträger einen noch zu grossen Abstand von der Schildmauer hat, eine konsolenartige Verlängerung derselben (Fig. 464 und 470) oder es können besondere Endzwischensträger, welche man auf der Widerlags-, bezüglich Schildmauer auflagert (vergl. Fig. 459), angeordnet werden.

Die erstere Anordnung verdient der Einfachheit wegen im Allgemeinen den Vorzug. Nur wenn es aus den in 196 erwähnten Gründen erwünscht ist, die Anordnung eines die Trägerenden verbindenden Querträgers ganz zu vermeiden, ist die zweite Anordnung natürlich die einzig mögliche.

Hinsichtlich der weiteren Besprechung wollen wir Abschlüsse für feste und bewegliche Lager unterscheiden.

§. 208. Abschluss an Enden mit festen Lagern. Wenn eine Verschiebung der Eisenkonstruktionen gegen die Widerlagsmauer nicht stattfindet, so bietet der Anschluss keine Schwierigkeit, da hier ein direkter Anschluss möglich ist.

Bei Anwendung eines Querbohlenbelages wird die Fuge zwischen Schildmauer und Eisenkonstruktion in der Regel mit einer Bohle bedeckt (Fig. 461).

Eine Konstruktion nach gleichem Principe ist auch bei der Abdeckung durch querliegendes Zoresisen oder Wellenblech zulässig. In Fig. 462 überdeckt ein Zoresisen die Fuge. Wenn das Zoresisen oder das Wellenblech der Länge nach angeordnet ist, so erscheint es aber rathsam, dasselbe auf einen auf dem Mauerwerke befestigten Träger, etwa aus I-Eisen oder Zoresisen, aufzulagern oder, wenn der Endquerträger der Schildmauer hinreichend nahe liegt, mit dem Zoresisen oder Wellenblech die Mauer nur ein wenig zu überdecken, ohne ein wirkliches Aufliegen auf der Mauer durchzuführen.

Auch bei Anwendung von Buckelplatten hat man dieselben oft mit der einen Seite direkt auf das Mauerwerk aufgelagert. Da hier indess durch eine Ungenauigkeit in der Auflagerung eine Verminderung der Tragfähigkeit eintreten kann, so erscheint es wohl rathsamer, auf die Mauer einen eisernen Träger, etwa einen I-Träger oder auch wohl ein Zoresisen, genau zu lagern und auf diesem die eine Seite der Buckelplatte zu befestigen, wobei es gleichgiltig ist, ob die Buckelplatten stehend oder hängend angewendet werden.

Statt dessen aber lagert man die Buckelplatte wohl auf einen Endquerträger und überdeckt dann den Raum zwischen diesem und der Schildmauer in anderer Weise, z. B. durch ein ebenes Blech, welches nöthigen-

Fig. 461.

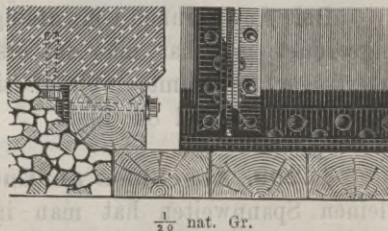
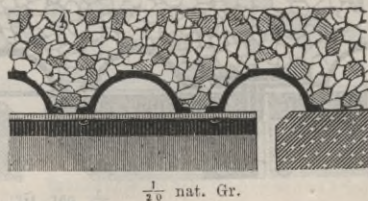
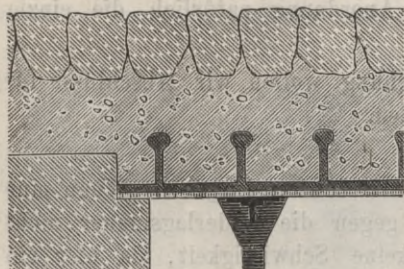


Fig. 462.



falls noch durch Winkeleisen verstärkt wird, oder durch ein stehendes oder hängendes Cylinderblech oder durch Zoreisen oder Wellenblech.

Fig. 463.



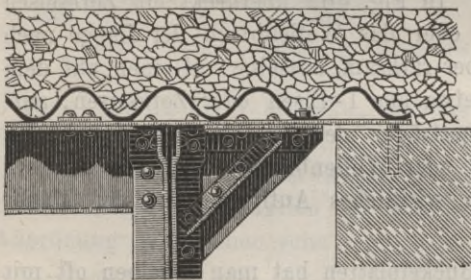
Unterspreibrücke der Verbindungsbahn in Berlin.
— $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Bei Anwendung von stehenden oder hängenden Cylinderblechen oder zweiseitig aufgelagerten Gusseisenplatten lässt man die Bleche oder Platten entweder dicht an die Schildmauer stossen oder überdeckt die entsprechend begrenzte Schildmauer noch um ein kleines Stück, ohne dabei aber die Bleche oder Platten auf der Mauer aufrufen zu lassen (Fig. 463).

Bei Anwendung von Steingewölben, deren Axe der Quere nach angeordnet ist, hat man das erste Gewölbe in der Regel gegen einen Querträger gestemmt, welcher sich direkt an die Widerlagsmauer anlehnt (Fig. 83 und 84, Seite 72 und 73).

§. 209. Abschluss an Enden mit beweglichen Lagern. Bei kleinen Spannweiten hat man in der Regel denselben Abschluss angeordnet, wie für feste Lager,

Fig. 464.



Brücke über die Isar bei Bogenhausen unweit München. —
 $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

indem man auf das nöthige Nachgeben der Materialien rechnet.

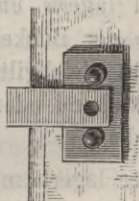
Wenn die Brückendecke aus einem Querbohlenbelage besteht, so genügt es bei kleineren Spannweiten, am Ende einige Bohlen nicht zu befestigen und zwischen denselben genügenden Spielraum zu lassen (vergl. Fig. 461).

Bei Anwendung einer Besotterung hat man häufig, selbst bei etwas grösseren Spannweiten, die Besotterung ohne Unterbrechung durchgeführt, indem man darauf rechnet, dass der

Fig. 465.



$\frac{1}{20}$ nat. Gr.



rechnet, dass der Schotter den kleinen Bewegungen nachgibt. Bei einer Temperaturverminderung ist hierauf allerdings wohl zu rechnen, weniger

indess bei einer Temperaturerhöhung, bei welcher ein Zusammenstauchen des Schotters eintreten müsste.

Fig. 464 zeigt eine für diesen Fall von Gerber angewendete Konstruktion für Wellenblech. Auf der Schildmauer sind in bestimmten Abständen Blechplatten von etwa 10mm Dicke, 100mm in Quadrat, jede durch einen etwa 80mm langen, 18mm dicken Dorn mit versenktem Nietkopf befestigt. Auf jeder dieser Platten gleitet ein Flacheisen von 50mm Breite, 6mm Dicke, mit welchem das Wellenblech vernietet ist.

Eine ähnliche Konstruktion für die Anwendung von Zoreseisen zeigt Fig. 465. Bei Anwendung anderer Konstruktionen der Brückentafel würde man die Fuge zwischen Schildmauer und Eisenkonstruktion durch ein ebenes, nöthigenfalls durch aufgenietetes Winkeleisen zu verstärkendes Blech oder durch Wellenblech überdecken.

Bei kleinen Verschiebungen bis zu etwa 2cm , welche noch ein Ueberspringen der Lücke durch die Wagenräder zulassen, ist eine vollständige Trennung der Bahn auf der Brücke und der anstossenden Strasse zulässig, etwa in der in Fig. 466

gezeigten Weise. Die hier angewendete Abdeckung der Schildmauer durch eine Quaderschicht wird aber an der Kante in Folge der Stösse beim Darüberfahren bald beschädigt, so dass vielleicht eine Holzschwelle der leichten Auswechslung wegen vorzuziehen sein dürfte.

Bei starker Verschiebung ist es wohl rathsam, einen korrekteren, die Nachgiebigkeit der Materialien nicht in Anspruch nehmenden Bahn-Auszug (Kompensations- oder Dilatations-Vorrichtung) anzuordnen. In der Regel besteht ein solcher aus einer Eisenplatte, welche auf einer anderen oder auf Holz gleitet. Hierbei ist es rathsam, die oberen in der Strassenplanie liegenden Flächen der Eisenplatten mit niederen Rippen zu versehen (geriffelte Platten, Fig. 470), um dem Ausgleiten der Pferde vorzubeugen.

Fig. 467 zeigt die Anordnung bei der Kölner Rheinbrücke über einem Mittelpfeiler; die Anordnung am Endpfeiler ist ganz ähnlich. Der rechte Theil liegt über der als Durchgang über dem Pfeiler angeordneten

Fig. 466.

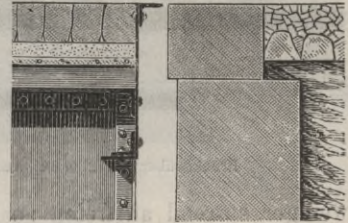
Brücke über die Reuss bei Luzern. — $\frac{3}{10}$ nat. Gr.

Fig. 467.

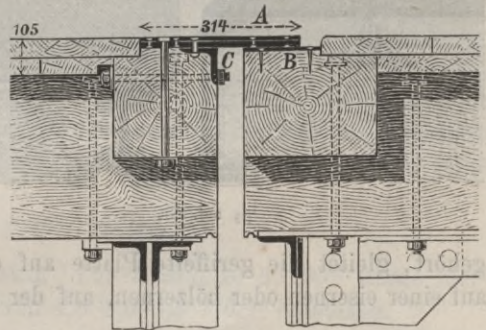
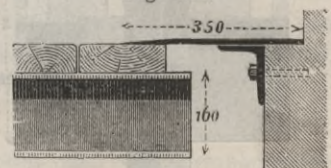
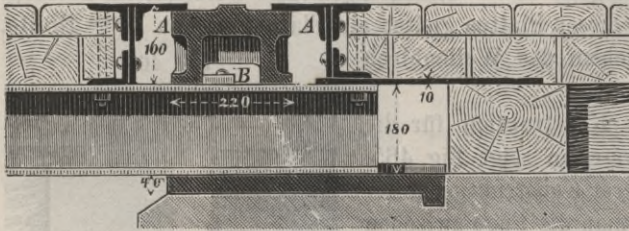
Rheinbrücke bei Köln. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Fig. 468.

Brücke über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{5}$ n. G.

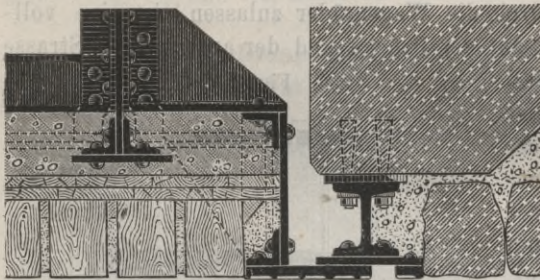
Eisenkonstruktion. Die geriffelte Platte *A* gleitet hier auf Flacheisenstäben *B*, welche in Abständen von 30^{cm} befestigt sind.

Fig. 469.

Brücke über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

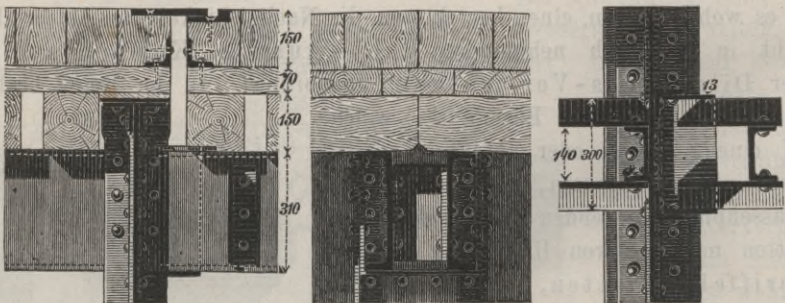
weniger störend auftreten zu lassen, hat man dieselbe bei der Fahrbahn auf zwei Theile vertheilt, indem man ein verschiebbares Gussstück *AA*

Fig. 470.

 $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

gehört, gleitet die geriffelte Platte auf einer Eisenplatte, die entweder auf einer eisernen oder hölzernen, auf der Schildmauer ruhenden Schwelle

Fig. 471.

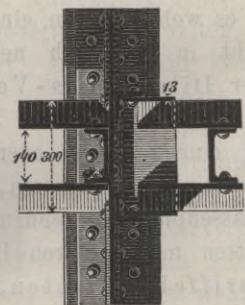
Kaiserbrücke über die Weser in Bremen. — $\frac{1}{6}$ nat. Gr.

befestigt ist. Eine ähnliche Anordnung für eine Brücke mit Holzpflaster zeigt Fig. 471 für eine über einem Mittelpfeiler liegende Fuge; (der

Fig. 468 und 469 zeigen die Anordnung bei der Elbebrücke bei Aussig und zwar Fig. 468 für die Fusswege, Fig. 469 für die Fahrbahn. Um bei grosser Kälte die Fuge

von beiden Seiten durch die horizontalen Schenkel von Winkeleisen überdeckt. Auf den Zwischenträgern befestigte Blechstücke *B* begrenzen die Verschiebung des Gussstückes *AA*.

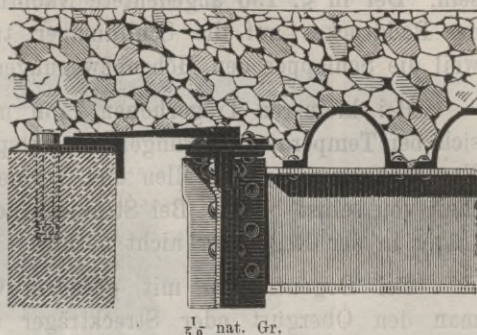
In Fig. 470, welche einer Brücke mit Holzpflaster, durch Hängebleche unterstützt, angehört,



dargestellte aus zwei I-Eisen bestehende Zwischenträger entspricht der Mitte der Bahn; die übrigen Zwischenträger sind einfache I-Eisen).

Bei Anwendung einer Beschotterung lässt sich eine Unterbrechung derselben dadurch umgehen, dass man die Lücke durch eine Eisenplatte überdeckt, welche auf einer Seite in eine Schneide ausläuft (Fig. 472), welche bei zunehmender Temperatur leicht in den Schotter eindringt, indem sie denselben etwas hebt, bei abnehmender Temperatur dagegen sich leicht aus dem Schotter herauszieht.

Fig. 472.



§. 210. **Höhenausgleich für Temperaturänderungen.** Wenn die Endlager der Brückenträger sehr tief unter der Bahn liegen, wie dies bei Gitterträgern mit oben liegender Bahn und bei Bogenträgern wohl vorkommt, so kann bei starken Temperaturänderungen eine, namentlich bei Eisenbahnbrücken, nachtheilige Stufe in der Bahn entstehen. Nehmen wir den grössten Temperaturunterschied gegen eine mittlere Temperatur zu 30° Cels. und den Ausdehnungskoeffizienten des Eisens zu $0,0000118$ an, so würde bei der Trägerhöhe h die Stufe $s = 0,0000118 \cdot 30 \cdot h = 0,00035h$ oder

$$s = 0,35h \text{ Millim.},$$

wenn h in Metern eingeführt wird. Für $h = 5 \ 10 \ 15 \ 20^m$ würde hier nach eine Stufe mit der Höhe von $1,8 \ 3,5 \ 5,3 \ 7,0^{\text{mm}}$ entstehen.

Am vollkommensten lässt sich dieser schädliche Einfluss von Temperaturänderungen aufheben, wenn man am Uebergange kurze Zwischenträger anordnet, die an beiden Enden so gelagert sind, dass sie sich ein wenig neigen können; man kann dieselben Rampen- oder Kippträger nennen; Foepl (Die neuen Trägersysteme für eiserne Brücken) nennt sie Schlepper. Lässt man für Eisenbahnbrücken eine Neigung von $0,001$ zu, so müsste bei der Länge l des Schleppers $0,001l = 0,00035h$, also

$$l = 0,35h$$

sein. Bei $5 \ 10 \ 15 \ 20^{\text{mm}}$ Trägerhöhe müssten also die Rampenträger etwa $1,8 \ 3,5 \ 5,3 \ 7,0^m$ Länge erhalten. Bei Strassenbrücken kann man eine grössere Neigung zulassen.

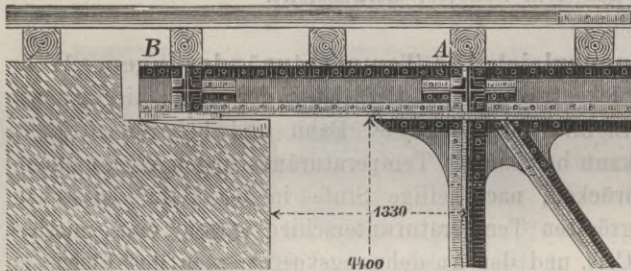
Diese Rampenträger lassen sich am Endquerträger leicht in der Weise befestigen, dass kleine Drehungen möglich sind, was sich durch

erweiterte oder längliche Bolzenlöcher u. s. w. leicht erreichen lässt. Das andere Ende würde auf der Schildmauer mittels gewöhnlicher Lagerplatten mit etwas abgerundeten Stützflächen (vergl. Fig. 473) zu lagern sein. Der in §. 196 angedeutete Nachtheil einer direkten Uebertragung des Raddruckes auf die Schildmauer tritt hier weniger hervor, eben weil die Schlepper den Höhenbewegungen folgen.

Bei kleineren Trägerhöhen kann man wohl darauf rechnen, dass sich bei Temperaturänderungen die entsprechenden Rampen durch kleine Verdrückungen der Schwellen und Verbiegungen der Schienen ohne Nachtheil von selbst bilden. Bei Strassenbrücken werden besondere Rampen-träger in der Regel gar nicht nöthig.

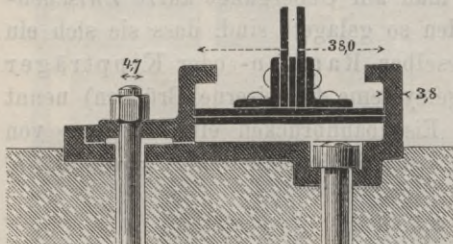
Bei Bogenträgern mit geradem Obergurte kommt es vor, dass man den Obergurt oder Streckträger auf die Schildmauer auflagert

Fig. 473.

Brücke über die Ruhr bei Mühlheim. — $\frac{1}{50}$ nat. Gr.

(Fig. 473), ohne das Endstück in dem soeben besprochenen Sinne beweglich zu machen. Die Folge davon ist, dass sich bei grosser Wärme der Streckträger, bei grosser Kälte dagegen der Bogen vom Lager abhebt. In Folge dessen treten natürlich beim Aufahren der Last Stösse und Beanspruchungen in den Hauptträgern ein, welche die der Konstruktion zu Grunde gelegten wesentlich überschreiten können. Es ist also nicht zu rathen, den Streckträger in dieser Weise aufzulagern.

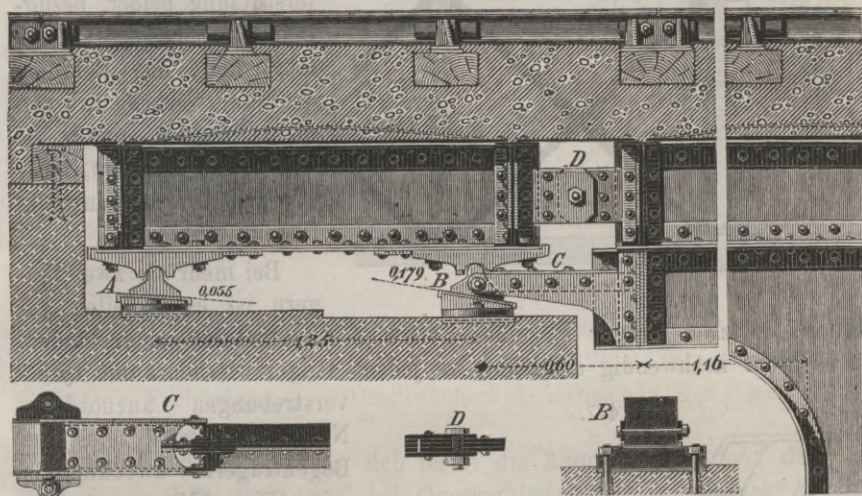
Fig. 474.

Brücke über die Drau bei Marburg. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Will man den Streckträger am Ende gegen seitliche Verschiebung sichern, um für die obere Windverstrebung ein Lager zu schaffen, ohne Endquerverstreubungen nöthig zu haben, oder wenigstens ohne sehr starke Endquerverstreubungen nöthig zu haben, so kann man den Streckträger wohl bis über die Schildmauer fortsetzen; man wird ihn aber hier durch eine besondere Konstruktion, wie sie beispielsweise Fig. 474 zeigt, nicht an einer Vertikal-, wohl aber an einer Horizontalbewegung hindern.

Bei der Bogenbrücke über den Erdre-Viadukt, bei welcher die Schwellen in einer Schotterbettung liegen, ruhen die Rampenträger mit beiden Enden auf der Schildmauer (Fig. 475); die Kipplager liegen auf einer schiefen Gleitfläche (Unterlagsplatten aus Bronze), welche eine

Fig. 475.

Bogenbrücke über den Erdre. Bahn von Nantes nach Chateaubriant. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

solche Neigung haben, dass sich bei einer Temperaturerhöhung das innere Lager A um ebenso viel hebt, als die Bahn an den Enden der Oeffnung, während sich das äussere Lager nur um ungefähr ein Drittel so viel hebt.

XX. Kapitel.

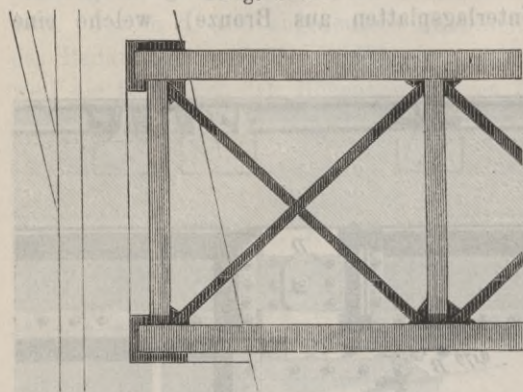
Anordnung bei schiefen Brücken.

§. 211. Allgemeines. Obgleich die Schwierigkeit der Konstruktion durch eine schiefe Lage bei eisernen Brücken, namentlich bei solchen mit Balkenträgern, verhältnissmässig weniger erhöht wird, als bei steinernen, so trachtet man doch auch hier gern, schiefe Brücken zu vermeiden. Auf die allgemeine Disposition der Brücken in dieser Beziehung wollen wir hier indess nicht eingehen.

Weicht der Passagenwinkel, d. i. der Winkel zwischen der durch die Brückenaxe gelegten Vertikalebene und der Vorderfläche der Wider-

lager, bezüglich Pfeiler, vom rechten Winkel nicht viel ab, so lässt sich trotz der schiefen Widerlager die Eisenkonstruktion oft ganz einer normalen Brücke entsprechend konstruieren (Fig. 476).

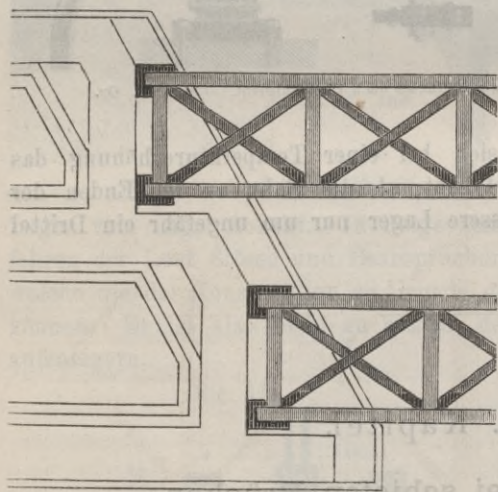
Fig. 476.



Wenn indess, um die Unterstützung beider, bezüglich aller Lager, zu ermöglichen, das Volumen des Mauerwerkes stark vermehrt werden müsste, so wird man wohl thun, lieber eine schiefe Eisenkonstruktion zu wählen.

Bei mehr als zwei Trägern ist es zuweilen gerathen, je zwei Träger zu einer normalen Konstruktion zu verbinden, da es nicht nothwendig erscheint, an jedem Trägerzwischenraume Quer-

Fig. 477.



verstreungen anzuordnen. Namentlich wird dies bei Bogenträgern zweckmässig sein (Fig. 477), weil hier die Anordnung schiefer Konstruktionen mit wesentlich mehr Schwierigkeiten verknüpft ist, als bei Balkenträger-Brücken. Ein grösseres Beispiel für eine Brücke mit Balkenträgern bietet die Rheinbrücke bei Mainz, bei welcher die Eisenkonstruktionen für die beiden Gleise gegen einander verschoben, jede einzelne aber normal konstruirt ist.

Im Folgenden wollen wir nun etwas näher auf die eigentlichen schiefen Konstruktionen eingehen.

§. 212. Anordnung der Querverbindungen. In der Regel wird an jedem Ende eine schiefe Querverstrebung (Fig. 478) angeordnet und in der That erscheint diese Konstruktion wohl als die natürlichste, weil die Querverstrebungen über den Pfeilern am wirksamsten sind. Ist l die Länge eines Theiles dieser schiefen Querverstrebung, λ die Länge der Projektion dieses Theiles auf eine zur Brückenaxe senkrechte

Fläche, so ist die Spannung dieses Theiles nahezu $\frac{l}{\lambda}$ mal so gross, als wenn die Querverstrebung in normaler Lage angeordnet wäre.

Fig. 478.

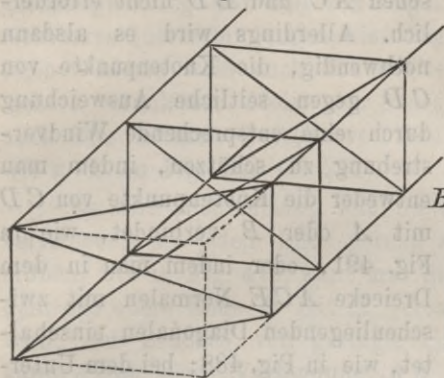
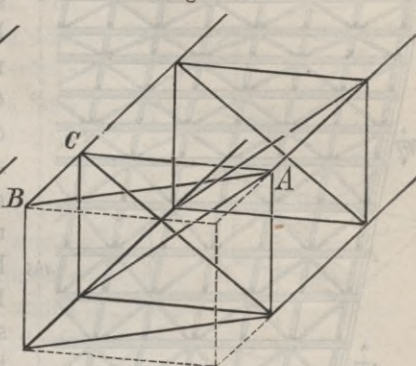


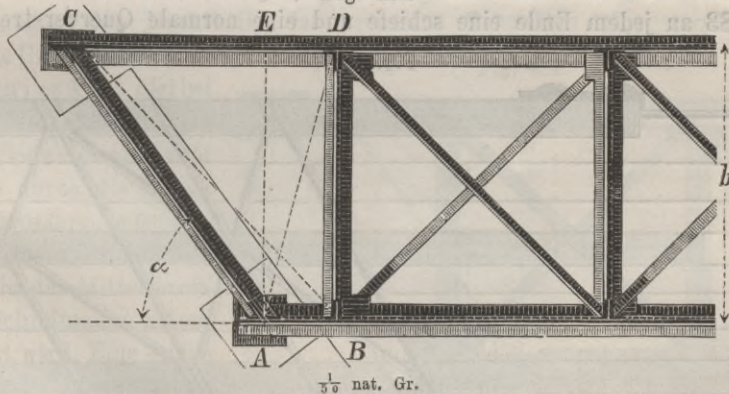
Fig. 479.



Ordnet man ausserdem noch Zwischenverstreubungen an, so legt man diese gewöhnlich normal zur Brückenaxe (Fig. 478), um hierdurch einfachere Verbindungen und schwächere Dimensionen der Querverstreubungen zu erzielen.

Bei Blechträgern lässt sich leicht die Anordnung treffen, dass die Entfernung CD (Fig. 480) der Querverbindungen am spitzen Winkel gleich der als normal angenommenen Entfernung a der Querverbindungen wird, wenn bei dem Trägerabstande b und dem Passagenwinkel α die

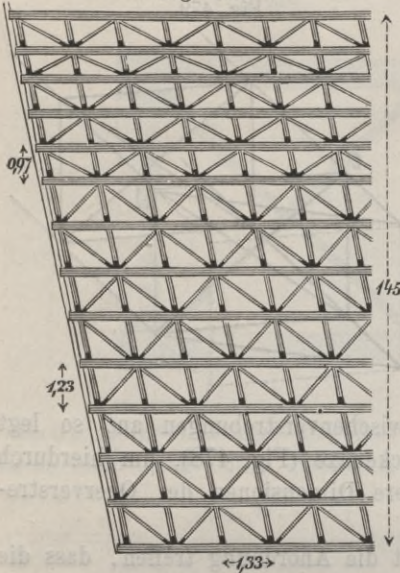
Fig. 480.



Bedingung $b \cot \alpha \geq a$ erfüllt ist. Bei Gitterbrücken ist man mit der Anbringung der Querverbindungen an die Knotenpunkte gewiesen. Hier wird man eine kleine Entfernung AB der Querverbindungen am stumpfen Winkel vermeiden und lieber entweder die Entfernung AB auf Null reduzieren (Fig. 352, S. 291) oder AB so gross wählen, dass AB nicht zu klein, CD nicht zu gross für ein ganzes Fach des Gitterträgers wird (Fig. 478).

Selbst aber dann, wenn die Länge CD (Fig. 480) grösser als der normale Abstand a der Querverstrebungen ist, wird die Einschaltung anderer Querverstrebungen zwischen AC und BD nicht erforderlich.

Fig. 481.



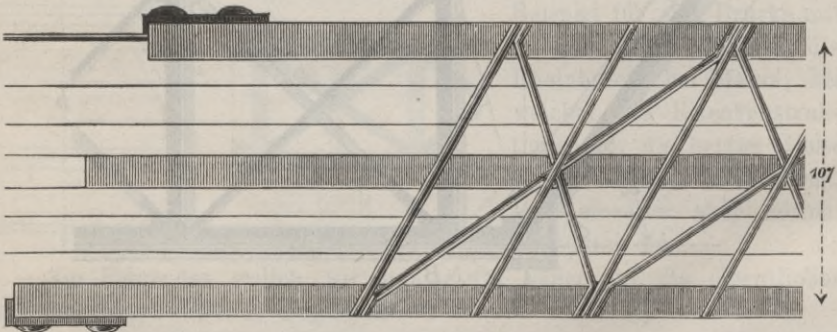
Unterspreibrücke in Berlin. (Bogenträger.) — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

Allerdings wird es alsdann nothwendig, die Knotenpunkte von CD gegen seitliche Ausweichung durch eine entsprechende Windverstrebung zu schützen, indem man entweder die Knotenpunkte von CD mit A oder B verbindet, wie in Fig. 491, oder indem man in dem Dreiecke ACE Normalen mit zwischenliegenden Diagonalen einschaltet, wie in Fig. 488; bei dem Untergurte genügt auch eine Verbindung desselben mit der Widerlagsmauern durch Normalen, die eventuell auch als Querträger dienen können (Fig. 487). Die Weglassung der Diagonalverbindung im Endvierecke $ABDC$ der Windverstrebung kann nur dann zu-

lässig sein, wenn die Länge von AB nur eine sehr kleine ist.

Bei der Elbebrücke bei Tetschen (Fig. 351, S. 291) ist nach Fig. 483 an jedem Ende eine schiefe und eine normale Querverstrebung

Fig. 482.



Obere Verbindung der Brücke über die Themse bei Windsor. (Brunel.) — $\frac{1}{200}$ nat. Gr.

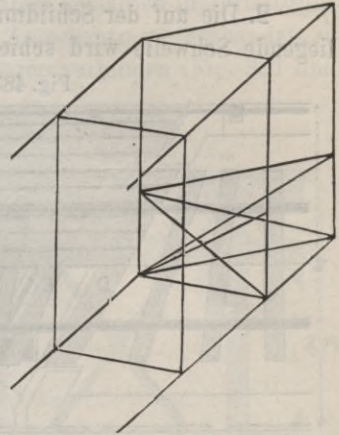
angeordnet; Zwischenverstrebugungen sind, um dem für die Hauptträger angenommenen Netzwerke nicht noch Vertikalen hinzufügen zu müssen, nicht vorhanden.

Bei Bogenbrücken und auch bei Balkenträger-Brücken mit gekrümmten Gurten machen auch normale Querverbindungen Schwierigkeit,

weil hier die Anschlusspunkte einer Querverbindung an die Gurte in verschiedener Höhe liegen. Man hat deshalb hier zuweilen durchgehends schiefe Querverbindungen angeordnet, wie die Beispiele Fig. 481 und 482 zeigen. Bei sichtbaren Querverbindungen, wie in Fig. 482, können hierzu wohl auch Schönheitsrücksichten veranlassen. Meist aber findet man auch hier normale Zwischenverbindungen, wie z. B. in Fig. 354 (S. 292).

Es wird auch zulässig sein, die Querverstrebung an jedem Ende normal anzuordnen, wie in Fig. 479, wenn nur ausserdem das obere Ende *B* mit *A* verbunden wird; bei Brücken von geringer Schiefe kann selbst diese Verbindung *AB* wegfallen, wie z. B. in Fig. 484.

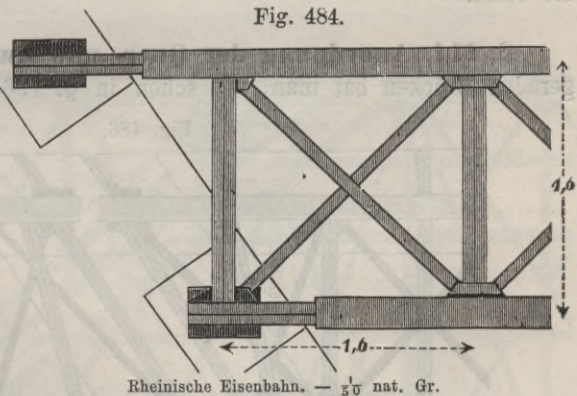
Fig. 483.



§. 213. Lage der Querschwellen. Hinsichtlich der Lage der Querschwellen schiefer Eisenbahnbrücken sind drei Anordnungen möglich, nämlich:

1. Die Querschwellen werden sämtlich normal zur Brückenaxe angeordnet. Wenn die Enden der die Querschwellen unterstützenden Haupt- oder Schwellenträger schief gegenüber liegen und dementsprechend auch die Schildmauer eine schiefe Lage erhält, so bieten diese Anordnungen den Nachtheil, dass einzelne Schwellen eine verschiedenartige Unterstützung erhalten; es kann hierbei z. B. vorkommen, dass eine Schwelle an einem Ende durch die Eisenkonstruktion, am andern durch den Schotter und in der Mitte durch die Schildmauer unterstützt wird. Eine solche dreifache Unterstützung lässt sich allerdings wohl vermeiden, indem

Fig. 484.

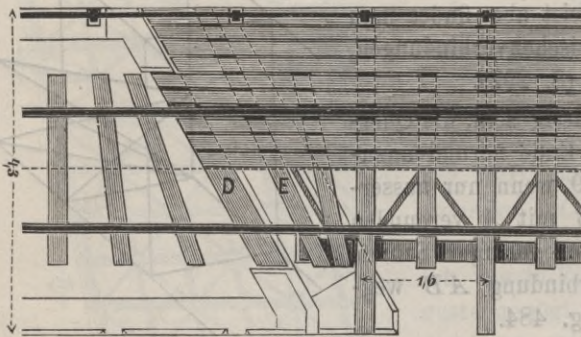


man die Schwelle im mittleren Theile gar nicht aufrufen lässt; indess ist selbst eine doppelte Unterstützungsweise ein und derselben Schwelle mit Nachtheilen verbunden. Man findet daher diese Anordnung nur selten. Indess hat man die normale Lage der Schwellen, welche hinsichtlich der Einfachheit die vortheilhafteste ist, dadurch zu ermöglichen gesucht, dass

man die Enden der die Schwellen unterstützenden Träger normal gegenüber legte und alsdann auch die Schildmauer normal anordnete, worauf wir nachher noch weiter zu sprechen kommen.

2. Die auf der Schildmauer selbst oder die der Schildmauer zunächst liegende Schwelle wird schief, nämlich parallel dem Widerlager oder der

Fig. 485.

Oesterreichische Nordwestbahn. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

Schildmauer angeordnet. Ebenso legt man auch die Schwellen über den Mittelpfeiler parallel zur Pfeileraxe, obwohl hier auch die normale Lage leicht möglich ist. Die übrigen Schwellen führt man allmählig in die normale Lage über

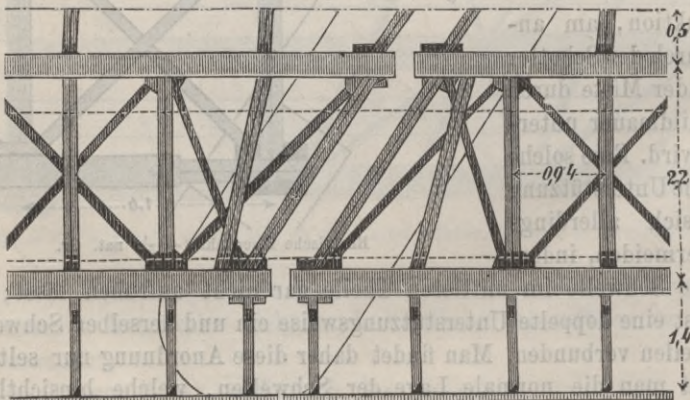
(Fig. 485). Diese An-

ordnung ist sehr häufig angewendet worden; bei sehr schiefen Brücken erscheint indess doch wohl die vorige Anordnung als die geeignetere.

3. Man legt sämtliche Schwellen schief. Diese Anordnung findet man indess sehr selten und nur bei ganz kurzen Brücken, weil die schiefe Lage hinsichtlich der Länge und Stärke der Schwellen, der Befestigung derselben und der Befestigung der Schienen auf den Schwellen Nachtheile bietet. Bei ganz kurzen Brücken ist indess diese Anordnung wohl die beste.

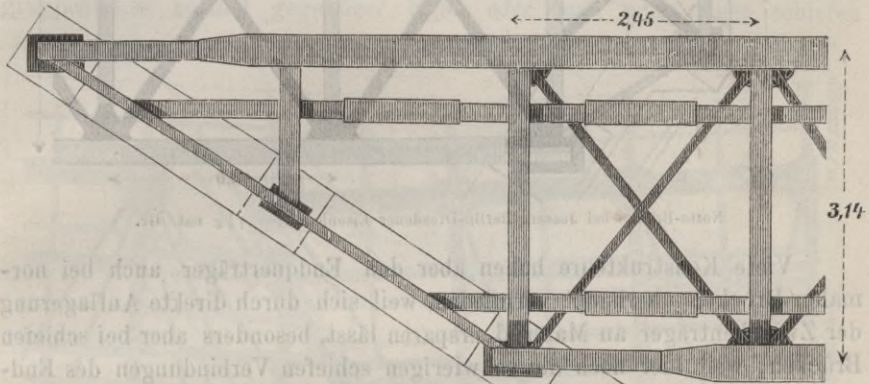
§. 214. Anordnung der Quer- und Zwischenträger. Bei den geraden Brücken hat man, wie schon in §. 196 bemerkt wurde, in der

Fig. 486.

Brücke über die Havel bei Potsdam. — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Regel einen Querträger über den Lagern angeordnet. Auch bei den schiefen Brücken finden wir diese Anordnung sehr häufig durchgeführt. Werden die Schienen direkt durch die Querträger unterstützt, so kann in diesem Falle noch ein Querträger oder mehrere derselben in vermittelnder Lage nothwendig werden (Fig. 486). Sind Zwischenträger vorhanden, so wird man diese mit dem schiefen Endquerträger verbinden (Fig. 351 und

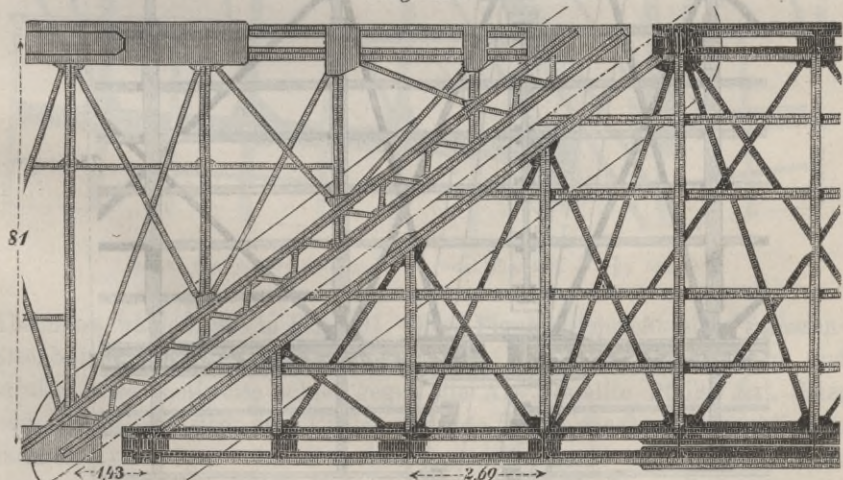
Fig. 487.



Unterführung der Rheinischen Eisenbahn in Mühlheim a. d. Ruhr. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

352, S. 291); es kann bei grosser Schiefe sogar nothwendig werden, einen oder mehrere normale Querträger mit dem schiefen Endquerträger zu verbinden (Fig. 487 und 488). Solche lange Endquerträger pflegt man an einem oder mehreren mittleren Punkten durch Lagerplatten zu unterstützen (Fig. 487 und 488).

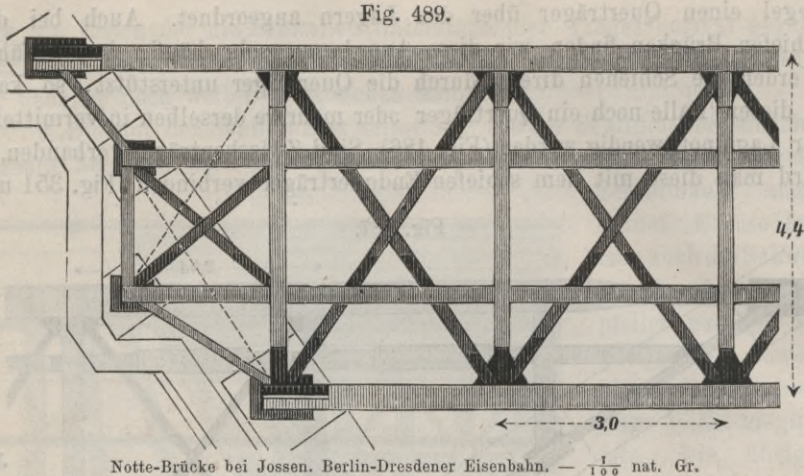
Fig. 488.



Bahnbrücke der Bahn Oberlahnstein — Güls. (Links: obere Verbindung, rechts: untere Verbindung.)

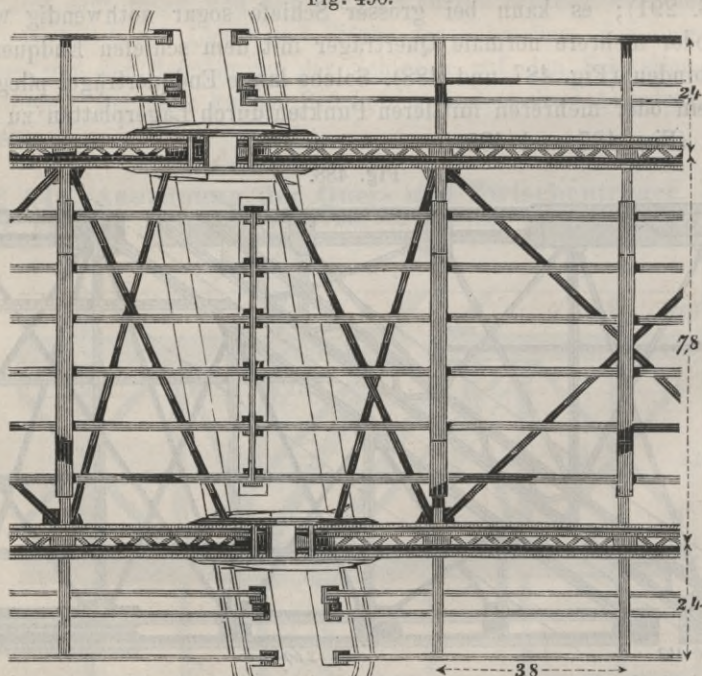
— $\frac{1}{150}$ nat. Gr.

Fig. 489.

Notte-Brücke bei Jossen. Berlin-Dresdener Eisenbahn. — $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

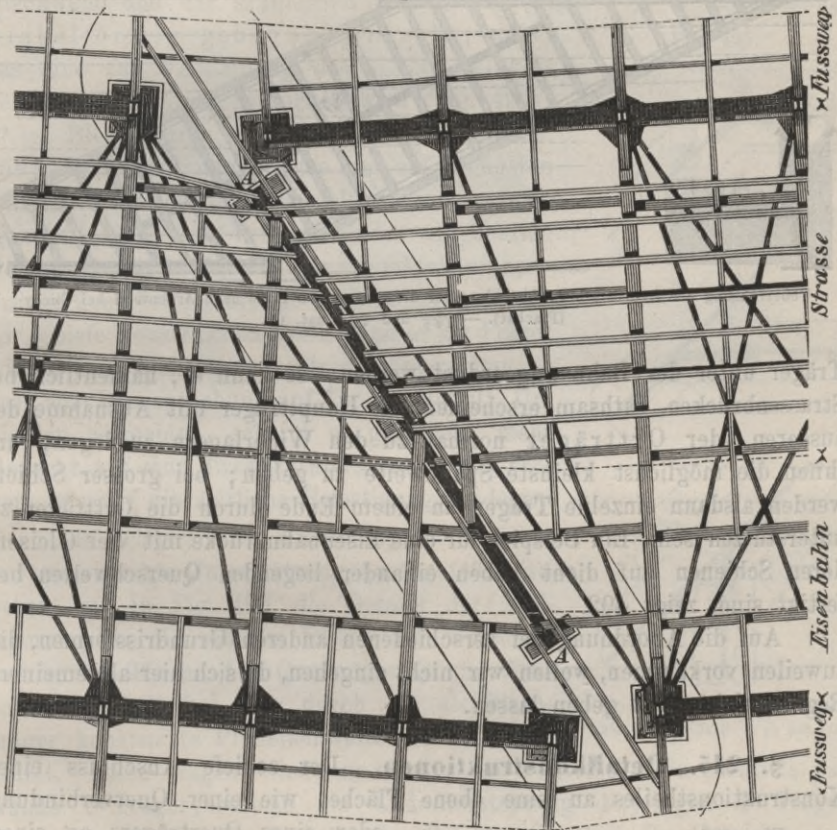
Viele Konstrukteure haben aber den Endquerträger auch bei normalen Brücken überhaupt vermieden, weil sich durch direkte Auflagerung der Zwischenträger an Material ersparen lässt, besonders aber bei schiefen Brücken, weil hier noch die schwierigen schiefen Verbindungen des Endquerträgers mit den Hauptträgern und der Zwischen- und normalen Querträger mit dem schiefen Endquerträger als Nachtheil hinzukommen.

Fig. 490.

Lange Oderbrücke in Breslau (Schwedler). — $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Bei Weglassung der schiefen Endquerträger sind natürlich die Zwischenträger, bei grosser Schiefe auch die normalen Endquerträger direkt auf den Pfeiler zu lagern. Bei nicht allzu grosser Schiefe kann man hierbei die Enden der Zwischenträger normal gegenüber legen, um eine normale Lage der Schwellen, Bohlen, Formeisen etc. zu ermöglichen, wie in Fig. 489 und hinsichtlich der Fahrbahn auch in Fig. 490. Bei grosser Schiefe kann man die Enden der Zwischenträger entweder nur gruppenweise normal gegenüber legen oder man muss einen schiefen

Fig. 491.



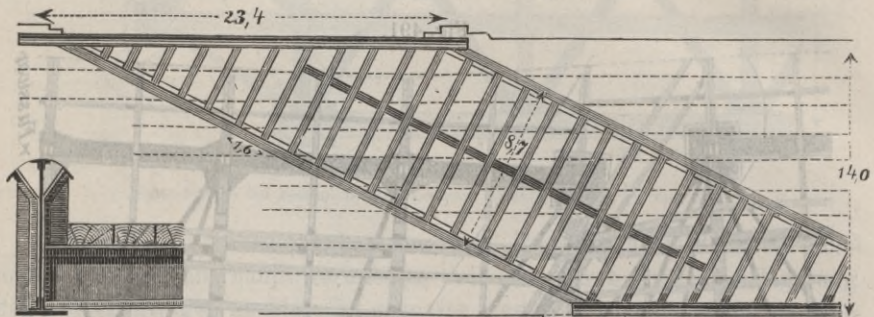
Brücke über die Weickel bei Thorn (vergl. Fig 496). — $\frac{1}{150}$ nat. Gr.

Abschluss wählen, wie in Fig. 491. Diese Figur entspricht einer Strassen-Eisenbahnbrücke, welche in einer Kurve von 440^m Radius liegt und parallel, also theilweise schief gegen die Axe gestellte Pfeiler hat. Hier sind sämtliche über dem Pfeiler endende Theile der Querkonstruktionen, nämlich Querträger und Zwischenträger, für beide durch den Pfeiler getrennte Oeffnungen auf ein und denselben, als Blechträger konstruirten und an drei Punkten unterstützten Pfeilerschwelle *AA* gelagert.

Auch die in §. 196 besprochenen konsolenartigen Verlängerungen der Zwischenträger, eventuell der Hauptträger bilden ein Mittel, die schiefen Endquerträger fortlassen zu können. Ein Beispiel bietet Fig. 353, S. 292.

Wir wollen hier noch einen seltener vorkommenden Fall erwähnen, nämlich den Fall, in welchem die Breite der schiefen Brücke gegen die Spannweite sehr gross ist, wie es bei Brücken mit mehr als zwei Gleisen und bei breiten Strassenbrücken wohl vorkommen kann. Wenn hier die

Fig. 4 2.



Überführung der französischen Westbahn über die Strasse von Paris nach Argenteuil bei Clichy (Flachat). — $\frac{1}{100}$ und $\frac{1}{500}$ nat. Gr.

Träger unter der Bahn angeordnet werden, so kann es, namentlich bei Strassenbrücken, rathsam erscheinen, die Hauptträger mit Ausnahme der äusseren oder Orträger normal zu den Widerlagern zu legen, um ihnen die möglichst kleinste Spannweite zu geben; bei grosser Schiefe werden alsdann einzelne Träger an einem Ende durch die Orträger zu unterstützen sein. Ein Beispiel für eine Eisenbahnbrücke mit vier Gleisen, deren Schienen auf dicht neben einander liegenden Querschwellen befestigt sind, zeigt 492.

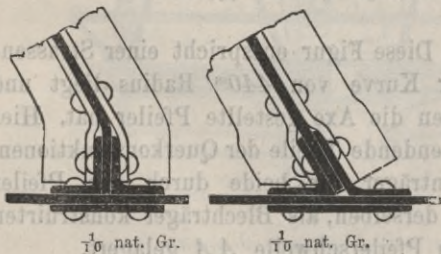
Auf die Anordnung bei verschiedenen anderen Grundrissformen, die zuweilen vorkommen, wollen wir nicht eingehen, da sich hier allgemeinere Regeln nicht wohl geben lassen.

§. 215. Detailkonstruktionen. Der schiefe Anschluss eines Konstruktionstheiles an eine ebene Fläche, wie einer Querverbindung oder eines Querträgers an einen

Fig. 493.

Fig. 494.

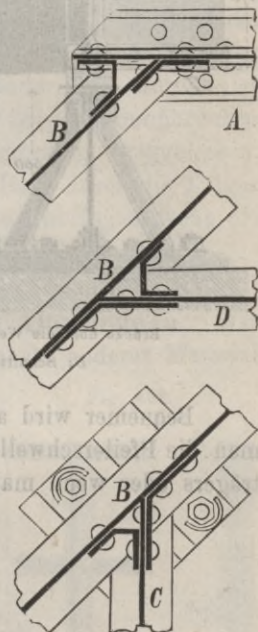
als Blechträger konstruirten Hauptträger, eines Zwischenträgers an den schiefen Endquerträger u. s. w. kann in verschiedener Weise erfolgen; insbesondere sind die folgenden Konstruktionen üblich: 1. Anwendung schiefer Winkel-

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr. $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Winkleisen vorhanden sind, so ist dies wohl die beste Konstruktion; indess die vorkommenden Winkel sind so mannigfach, dass nicht für alle Winkel die Winkleisen oder Walzen in Vorrath gehalten werden können. Um indess diese Verbindung zu ermöglichen, hat man zuweilen getrachtet, durch Wegverlegungen oder kleine Verdrehungen der Widerlager den Passagewinkel so zu wählen, dass die vorhandenen Winkleisen passen; so z. B. hatte die österreichische Nordwestbahn in den Normalien nur den Passagewinkel von 90° und 60° angenommen. 2. Anwendung rechtwinkliger Winkleisen und entsprechende Abbiegung der Blechwand und der säumenden Winkleisen (Fig. 494). 3. Anwendung winkelförmig gebogener Bleche, wobei das eine zur Vermeidung des spitzen Winkels gewöhnlich zweimal gebrochen wird (Fig. 495); dieses Blech wurde wohl auch ganz weggelassen. Die zweite Anordnung, welche man am häufigsten findet, kann auch beim Anschlusse von schiefen Konstruktionen an Vertikalständer eingehalten werden. Bei dieser Verbindung sowohl, als einigermaßen auch bei der dritten Verbindung erscheint der schiefe Konstruktionstheil, wenn er als Träger wirken soll, nicht ganz centrirt unterstützt, so dass eine Beanspruchung auf Torsion eintritt. Um dies zu vermeiden, scheint es gerathen, mehr Gewicht auf eine direkte Unterstützung des Trägers, als auf die seitliche Befestigung zu legen.

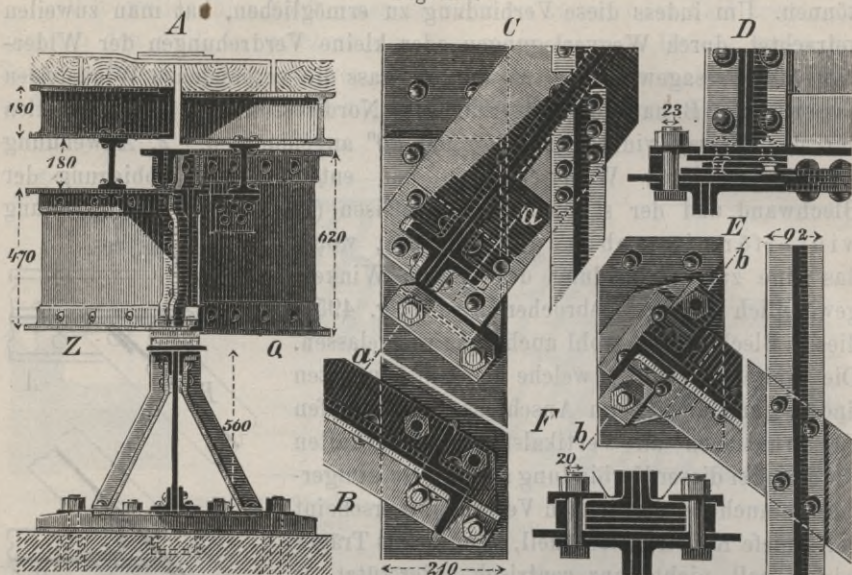
Als Beispiel einer Anordnung, bei welcher nur eine direkte Unterstützung durchgeführt ist, geben wir in Fig. 496 die Details der Auflagerung für die schiefen Pfeiler der Weichselbrücke bei Thorn. Die Querträger *Q* und Zwischenträger *Z* sind hier durch die als Blechträger konstruirte Pfeilerschwelle direkt unterstützt. Diese tragen wiederum zwei, der Pfeilerschwelle parallele gewalzte I-Träger, welche als Endunterstützung derjenigen I-Träger dienen, welche den Bohlenbeleg der Fahrbahn tragen. Im Uebrigen sind diese I-Träger direkt durch die Querträger und durch sekundäre Querträger, welche auf den Zwischenträgern ruhen, unterstützt. Es zeigt *B* die feste Auflagerung eines Zwischenträgers, *C*, *D* die bewegliche Auflagerung eines Querträgers, *E*, *F* die bewegliche Auflagerung eines Zwischenträgers. Bei jedem Träger erfolgt die direkte Unterstützung durch eine mit der Pfeilerschwelle vernietete, oben abgerundete Stahlplatte. Bei denjenigen Lagern, welche, um dem Einflusse der Temperaturänderung zu genügen, verschiebbar konstruirt sind, erfolgt die Niederhaltung durch Schrauben-

Fig. 495.

Blechbrücke der Südharzbahn, Schwarzfeld-Nüxey. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

blättchen. An den Endpfeilern, die normal angeordnet sind, sind die Zwischenträger in gewöhnlicher Weise mit dem Endquerträger verbunden.

Fig. 496.



Brücke über die Weichsel bei Thorn (vergl. Fig. 491). — $\frac{1}{25}$ und $\frac{1}{2,5}$ nat. Gr.

D: Schnitt nach *aa* in Fig. C; F: Schnitt nach *bb* in Fig. E.

Bequemer wird allerdings in diesem Falle die Konstruktion, wenn man die Pfeilerschwelle breiter hält, etwa durch Anordnung eines Kastenträgers oder wenn man zwei Pfeilerswellen neben einander legt.

XXI. Kapitel.

Geländer.

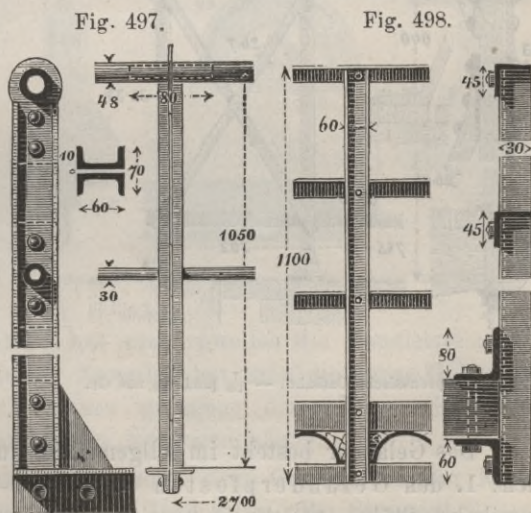
§. 216. **Nothwendigkeit der Geländer.** Hinsichtlich der Stege und Strassenbrücken bedarf es eines Nachweises der Nothwendigkeit der Geländer wohl nicht; es existirt auch wohl keine eiserne Strassenbrücke, an welcher die Geländer fehlen. Anders dagegen bei Eisenbahnbrücken. Für den blossen Verkehr der Eisenbahnzüge sind Geländer natürlich nicht nöthig; man wird wohl nicht daran denken, die Geländer als Schutz gegen das Ablaufen der Züge bei etwaigen Entgleisungen zu betrachten. Die Geländer haben hier vielmehr den folgenden Zweck: 1. Sie sollen als Schutz für die verkehrenden Bahnwächter und Arbeiter dienen; für ge-

wöhnlich ist dies wohl nicht nöthig, wohl aber ist ein solcher Schutz von Werth beim Verkehre während der Nacht und wenn gleichzeitig ein Zug passirt. 2. Es wäre denkbar, dass die Passagiere auf der Brücke aussteigen müssen, z. B. bei einer Entgleisung, ganz abgesehen von speziellen Fällen in Stationen, wo ein Aussteigen auf einer Brücke bedingt sein kann. 3. Selbst aus ästhetischen Rücksichten wird das Geländer angewendet; das Geländer ist in dieser Hinsicht nicht als blosser Verzierung, sondern als ein architektonisch motivirter Bestandtheil anzusehen, indem es den Verkehr begrenzt und leitet und die Sicherheit, welche die Brücke dem Verkehre bietet, zum Ausdruck bringt. Keiner der angeführten Gründe ist indess so stichhaltig, dass man Geländer bei Eisenbahnbrücken für unbedingt nothwendig erklären müsste. In Amerika ist das Weglassen der Geländer bei Eisenbahnbrücken ganz gewöhnlich; nur die wenigsten dieser Brücken haben dort Geländer. In Europa ist allerdings das Anbringen von Geländern üblich; nur bei Eisenbahnbrücken mit kleinen Spannweiten hat man die Geländer zuweilen weggelassen. Selbst bei geschlossenen Brücken, bei welchen die Bahn durch die Träger begrenzt wird, pflegt man trotzdem noch Geländer anzubringen, wenn die Träger mit weitmaschigem Füllungswerke versehen sind.

§. 217. Konstruktion der Geländer im Allgemeinen. Wir sprechen hier nur von den eisernen Geländern, da ein anderes Material bei eisernen Brücken, abgesehen von den Geländern auf den zur Brücke gehörigen Steinkonstruktionen, keine Anwendung findet.

Die Hauptbedingung, welche das Brückengeländer (*le garde corps*, *le parapet*, — *the balustrade*, *the parapet*) erfüllen muss, ist, dass es die nöthige Sicherheit gewährt, also die nöthige Festigkeit besitzt. In Zahlen lässt sich diese Bedingung allerdings nur ungenau angeben, man kann

annehmen, dass das Geländer bei Strassenbrücken mindestens dem Drucke mehrerer sich an das Geländer anlehrender Menschen Widerstand bieten müsse; dies würde einem an der oberen Begrenzung wirkenden Horizontal-



Brücke über die Aar bei Brug in der Schweiz. — $\frac{1}{10}$ u. $\frac{1}{20}$ n. G.

Normalien der schweizerischen Nordwestbahn. — $\frac{1}{10}$ u. $\frac{1}{20}$ n. G.

drucke von höchstens 20 Klgr. pro lauf. Met. (d. i. etwa 14 Klgr. pro Mann) entsprechen. Bei grossem Menschengedränge, wie solches bei Festen denkbar ist, kann aber der Druck die angegebene Zahl noch übersteigen und dürfte es daher rathsam sein, etwa 40 Klgr. pro lauf. Met. anzunehmen. Für Eisenbahnbrücken können die Geländer im Allgemeinen schwächer konstruirt werden; hier dürfte die Annahme einer Kraft von 20 Klgr. pro Meter genügen. Einwärts wirkende Kräfte können nur durch den Wind und Zufälligkeiten beim Verkehre entstehen; sie sind indess gegen die nach aussen wirkenden jedenfalls sehr klein. Auch in der Längsrichtung können durch Anstossen und Festhalten schwache Kräfte entstehen.

Die Hauptdimension des Geländers ist seine Höhe. Der durchschnittlichen Grösse des Menschen entsprechend, wählt man dieselbe 0,8 bis 1,2 Meter; 1,0^m Höhe dürfte das passendste Mass sein. Bei Geländern, welche eine Fahrbahn von Eisenbahngeleisen trennen und in der Form von Stacketen ausgeführt werden, geht man wohl bis zu 2,5^m Höhe.

Fig. 499.

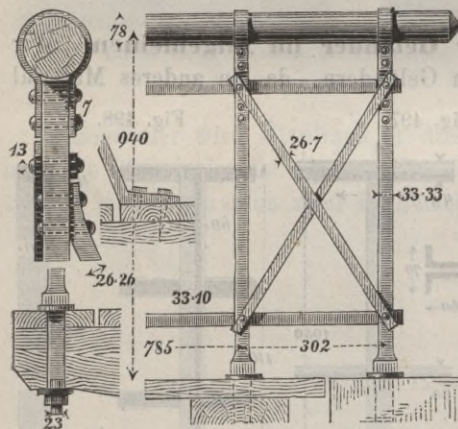
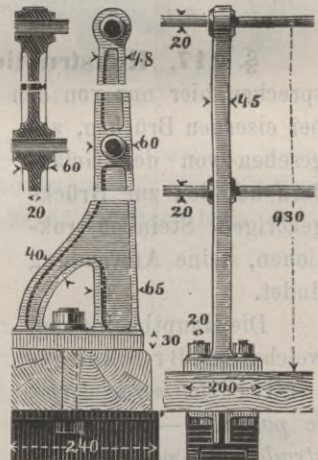
Königlich preussische Ostbahn. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Fig. 500.

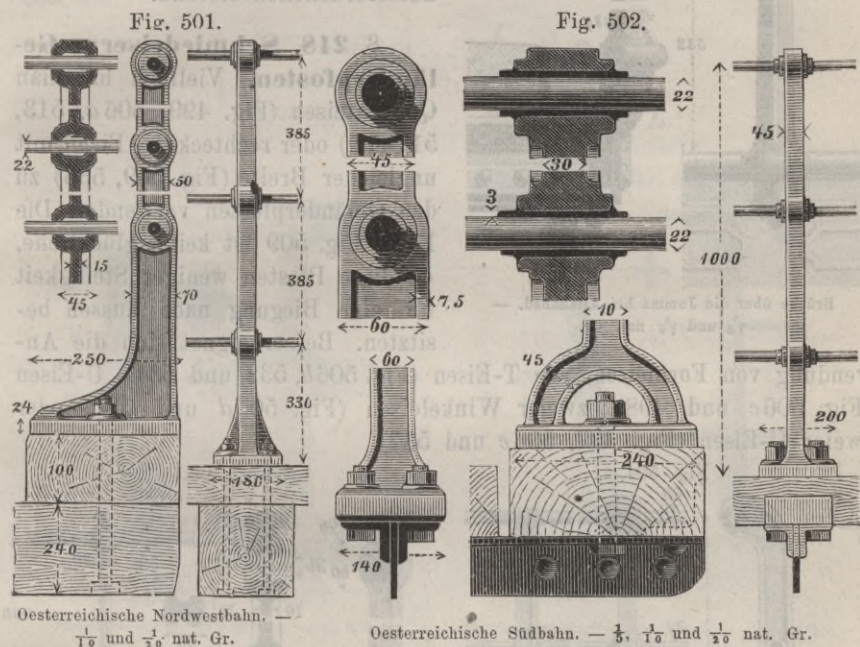
Normalien der österreichischen Salzkammergutbahn. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

Das Geländer besteht im Allgemeinen aus drei Haupttheilen, nämlich: 1. den Geländerpfosten (*le poteau*, — *the post*), d. i. einzelnen vertikalen Stäben, welche in unmittelbarer Verbindung mit der Brückenkonstruktion stehen; 2. der Handleiste oder Brustlehne (*la main-courante*, *la main-coulante*, *la lisse*, — *the hand-rail*, *the breast-rail*, *the head-tie*) und der Geländerfüllung (*le panneau*, — *the pane*). Hierzu können noch 4. die zur Verstärkung der Pfosten oder zu einer sichereren Befestigung derselben dienenden Fussbögen oder Streben

kommen. Bei genügender Stärke dieser Theile ist die Sicherheit des Geländers namentlich abhängig von der Verbindung der Geländerpfosten mit der Brückenkonstruktion.

Das Geländer wird entweder nur aus Schmiedeeisen oder nur aus Gusseisen konstruirt, oder es werden beide Materialien kombinirt; namentlich werden die Pfosten häufig aus Gusseisen, die übrigen Theile aus Schmiedeeisen hergestellt. Für leichte Geländer, wie sie insbesondere bei Eisenbahnbrücken Anwendung finden, ist Schmiedeeisen für Handleisten und Füllungen vorzuziehen.

Die Geländer bildet man in der Regel als vertikale ebene Wand aus. Dem Umstande entsprechend, dass der Mensch oben etwas mehr

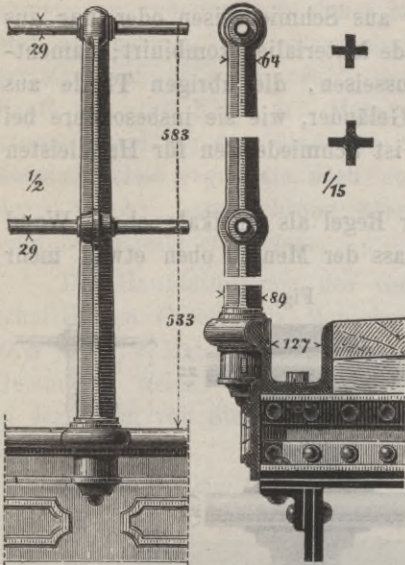


Breite beansprucht, als unten, hat man zuweilen die Handleiste etwas nach aussen gerückt (Fig. 504). Zuweilen hat man die ganze Geländerwand stuhllehnenartig nach aussen gebogen; diese Form (Fig. 507 und 508) findet man namentlich in Norwegen häufig.

Eine korrekte Architektur gibt man dem Geländer in der Regel sowohl auf der Aussen-, als auf der Innenseite. Bei Strassenbrücken, deren Geländer am meisten von den Passanten der Brücke selbst gesehen werden, findet man zuweilen auf der Aussenseite eine einfachere Architektur; bei Eisenbahnbrücken findet man häufig das Umgekehrte, da das Geländer von den Passanten der Brücke bei der grossen Schnelligkeit der Fahrt ohnehin nicht genau betrachtet werden kann. Bei Stadt-

bahnbrücken, bei denen die Züge in grösserer Anzahl und mit kleinerer Geschwindigkeit verkehren, sollten indess die Geländer sowohl von aussen, als von innen eine korrekte Architektur erhalten. Bei der Berliner Stadtbahn macht es keinen angenehmen Eindruck, dass z. B. die Pfosten von innen hohl erscheinen (Fig. 544); namentlich aber sind die halben Docken, die von Innen wie Masken erscheinen, für den einiger-massen mit Schönheitssinn Begabten ausserordentlich störend.

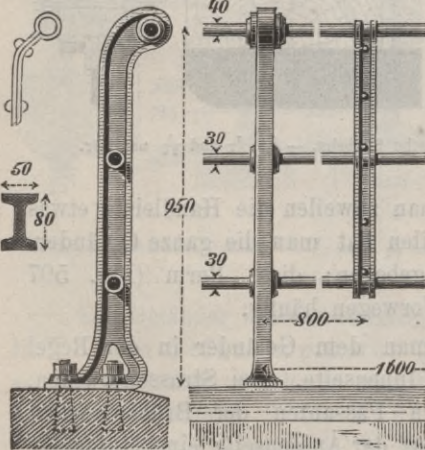
Fig. 503.



Brücke über die Jumma bei Allahabad. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

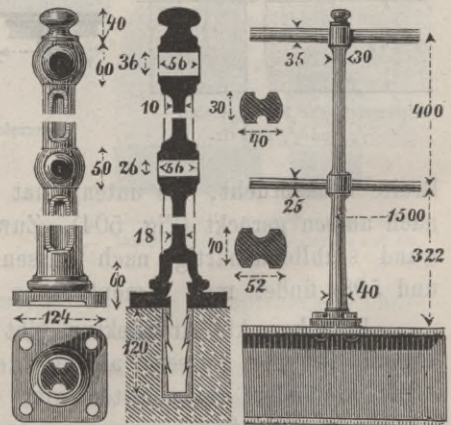
§. 218. Schmiedeiserne Geländerpfosten. Vielfach hat man Quadrateisen (Fig. 499, 506 a, 513, 517 etc.) oder rechteckiges Eisen mit ungleicher Breite (Fig. 509, 536) zu den Geländerpfosten verwendet. Die Form Fig. 509 ist keine glückliche, da diese Pfosten weniger Steifigkeit für eine Biegung nach aussen besitzen. Besser eignet sich die Anwendung von Formeisen, wie T-Eisen (Fig. 506 b, 532 und 534), U-Eisen (Fig. 506 c und 498), zweier Winkeleisen (Fig. 506 d und 523) oder zweier U-Eisen (Fig. 497, 506 e und 537).

Fig. 504.



Berliner Stadteisenbahn. — $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 505.

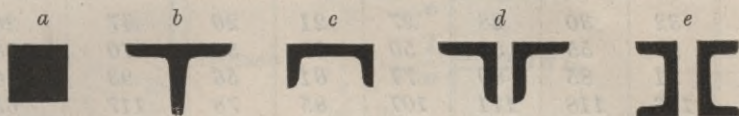


Normalien der Orleansbahn. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Ist I das Trägheitsmoment des Querschnittes für eine zum Geländer parallele Schweraxe, e der Abstand dieser Schweraxe von der gespan-

testen Faser, h der Abstand des Querschnittes von der Handleiste, a der Abstand der Geländerpfosten und nimmt man eine zulässige Inanspruch-

Fig. 506.



nahme von 750 Klgr. pro \square^{cm} zu, so ist für 20 Klgr. Druck pro Meter, wenn I , e in Centimetern, h , a in Metern genommen wird, $750 I = 20 a \cdot 100 h \cdot e$ und für 40 Klgr. Druck $750 I = 40 a \cdot 100 h \cdot e$ oder für

$$1. \begin{cases} \text{Eisenbahnen} \dots & \frac{I}{e} = 2,7 a h, \\ \text{Strassen} \dots\dots & \frac{I}{e} = 5,3 a h. \end{cases}$$

Fig. 507.

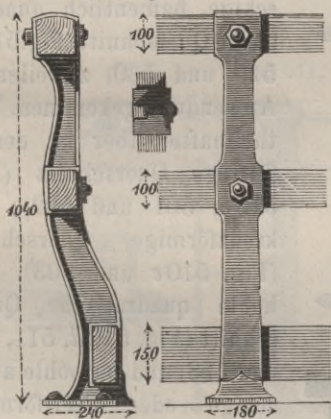
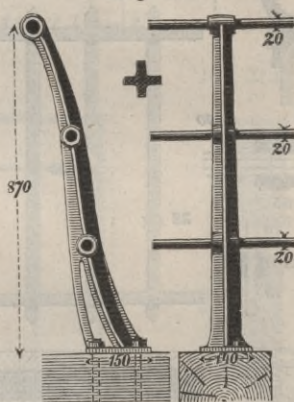
Strassenbrücke in Trondheim. — $\frac{1}{17}$ nat. Gr.

Fig. 508.

Norwegische Staatseisenbahnen. — $\frac{1}{17}$ nat. Gr.

Für ein quadratisches Profil mit der Breite d wird $I = \frac{1}{12} d^4$, $e = \frac{1}{2} d$, daher (a , h in Met., d in Millim.)

$$2. \begin{cases} \text{Eisenbahnen} \dots & d = 25,2 \sqrt[3]{a h}, \\ \text{Strassen} \dots\dots & d = 31,7 \sqrt[3]{a h}. \end{cases}$$

Für $h = 1^m$ und $a = 1, 2, 3, 4^m$ wird hiernach bezüglich für Eisenbahnen $d = 25, 32, 36, 40$ Millim., für Strassen $d = 32, 40, 46, 50$ Millim.

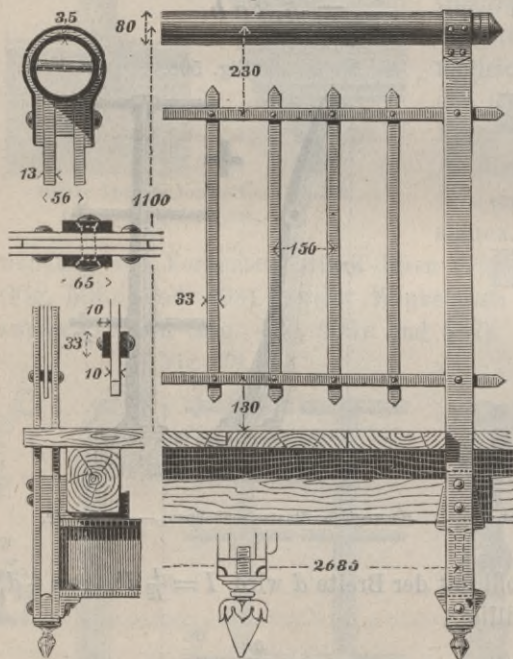
Die folgende Tabelle gibt die Dimensionen für einige andere Formen, welche gleiche Festigkeit mit dem Quadrateisen haben:

Quadrat- eisen d	T-Eisen, Fig. 506 b $b = c$ für $\delta =$			2 gleichschenklige Winkel- eisen. (Fig. 506 d) b für $\delta =$			U-Eisen: $c = 0,4b$ $\delta = \frac{1}{15}b$, $d = \frac{1}{12}b$	
	5	6	7	5	5	7	1 U-Eisen Fig. 506 c) $b =$	2 U-Eisen Fig. 506 e) $b =$
	20	32	30	28	27	21	20	47
30	59	55	52	50	39	36	70	38
40	91	85	80	77	61	56	93	50
50	126	118	111	107	85	78	117	63
60	167	157	147	140	112	103	140	76

Millim. Millimeter

Die Schwächung durch Niet- und Schraubenlöcher ist hierbei nicht berücksichtigt; in Folge derselben wird b je nach der Befestigungsweise um etwa 1 bis 10 Prozent grösser.

Fig. 509.

Brücke über die Memel bei Tilsit. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

die gewählte Architektur können wohl auch noch andere Formen bedingt werden.

Gewöhnlich hält man den Pfosten auf einen kurzen unteren Theil stärker, als oben, theils, weil sich hierdurch mit Rücksicht auf die nöthige Festigkeit ein Ersparniss erzielen lässt, theils, weil die Architektur einen vorspringenden Sockel bedingen kann. Eine gleichmässige Abnahme der Stärke nach oben findet man selten (Fig. 503 und 505).

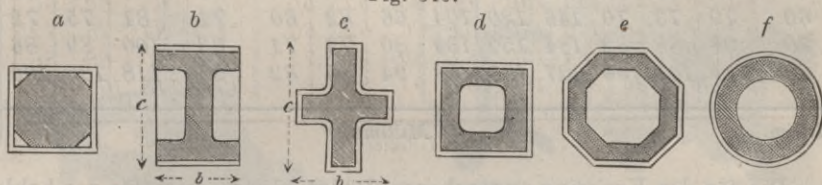
§. 219. Gusseiserne

Geländerpfosten. Auch hier ist der volle rechteckige, namentlich quadratische Querschnitt (Fig. 510a, 519 und 530) zuweilen in Anwendung gekommen. Vortheilhafter aber ist der I-förmige Querschnitt (Fig. 510b, 501 und 502), der kreuzförmige Querschnitt (Fig. 510c und 503), der hohle quadratische Querschnitt (Fig. 510d, 511, 543 und 553) und der hohle achteckige oder kreisförmige Querschnitt (Fig. 510e oder f, 527, 531 und 550). Bei einseitiger Architektur ist auch der T-förmige und der U-förmige Querschnitt (Fig. 544) zweckmässig. Durch

Lässt man beim Gusseisen eine Inanspruchnahme von 200 Klgr. pro \square^{cm} zu, so ergibt sich, wie im vorigen Paragraphen:

$$3. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen} \dots\dots \frac{I}{e} = 10 ah, \\ \text{Strassen} \dots\dots\dots \frac{I}{e} = 20 ah. \end{array} \right.$$

Fig. 510.

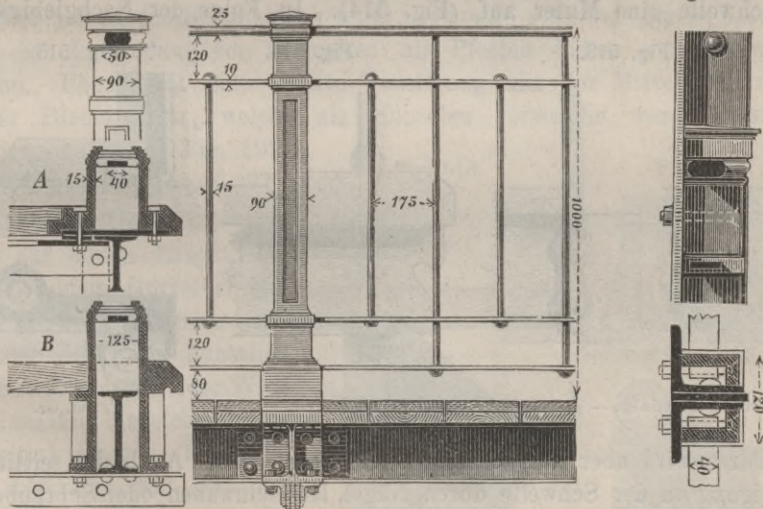


Für das quadratische Profil wird daher (d in Millim.)

$$4. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen} \dots \dots d = 39,1 \sqrt[3]{ah}, \\ \text{Strassen} \dots\dots\dots d = 49,3 \sqrt[3]{ah}. \end{array} \right.$$

Fig. 511.

Fig. 512.



Brücke über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Für $h = 1^m$ und $a = 1, 2, 3, 4^m$ wird hiernach bezüglich für Eisenbahnen $d = 39, 49, 56, 62^{mm}$, für Strassen $d = 49, 62, 71, 78^{mm}$.

Die folgende Tabelle gibt die Dimensionen für einige andere Formen, welche gleiche Festigkeit mit dem quadratischen Pfosten haben:

Quadrat- eisen <i>d</i>	I-Form, Fig. 510 b			Kreuzform, Fig. 510 c			Hohles Quadrat Fig. 510 d			Kreis (voll) <i>d</i>	Kreising, Fig. 510 f		
	$b = \frac{2}{3} c$			$b = \frac{2}{3} c$			b für $\delta =$				d für $\delta =$		
	c für $\delta =$			c für $\delta =$			10	15	20		10	15	10
30	36	35	—	50	40	32	30	30	—	36	36	35	—
40	49	46	46	81	65	55	41	40	40	48	53	48	48
50	63	59	58	111	90	78	53	51	50	60	68	62	60
60	79	73	70	146	120	104	66	62	60	71	81	75	72
70	96	88	82	184	150	131	80	73	71	83	100	89	86
80	114	103	96	227	180	158	94	85	82	95	118	105	100

Millim. Millimeter

Die für den Kreisring angegebenen Zahlen können auch für das hohle Achteck (Fig. 510e) angewendet werden.

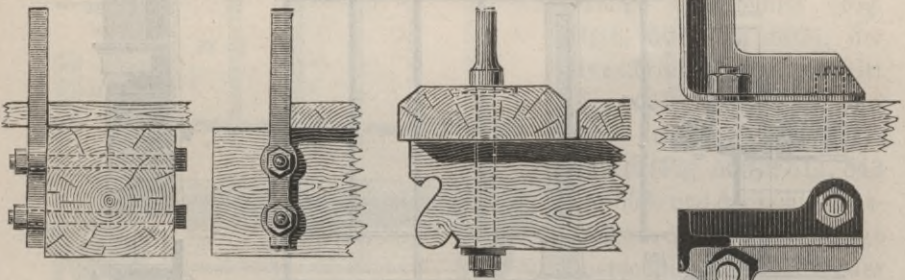
§. 220. Befestigung der Geländerpfosten. Wir unterscheiden: I. Schmiedeeiserne Pfosten.

1. Auf Holzschwellen. Oft gestaltet man den Geländerpfosten und zwar unter einem Bundringe, als Schraubenbolzen und setzt unter der Schwelle eine Mutter auf (Fig. 514). In Folge der Nachgiebigkeit

Fig. 513.

Fig. 514.

Fig. 515.

Berlin-Stettiner Eisenbahn. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr. $\frac{1}{15}$ nat. Gr. $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

des Holzes wird aber das Geländer nicht recht fest. Auch die seitliche Befestigung an der Schwelle durch Nägel, Holzschrauben oder Schraubenbolzen gibt keine grosse Festigkeit (Fig. 513). Vollkommener ist die Verbindung, wenn man den Pfosten noch durch eine nach innen oder aussen gerichtete Strebe unterstützt (Fig. 499, 520 und 538); der Pfosten selbst kann hierbei nach Fig. 514 befestigt werden oder man gibt ihm durch Umbiegen, Anstauchen etc. einen Fuss, welcher durch einen oder zwei Schraubenbolzen befestigt wird (Fig. 515 und 520).

2. Auf Eisen. Die Verbindungsweise mit dem Eisen kann je nach der Konstruktion des betreffenden Eisentheiles und der anschliessen-

den Bahn eine sehr verschiedene sein. Wir erwähnen folgende Befestigungsweisen :

a. Konsolenträgern gibt man am äusseren Ende gewöhnlich ein Knotenblech, an welches gleichzeitig auch die Geländerpfosten angenietet werden (Fig. 518, Fig. 108, S. 99, Fig. 497 und 537. In Fig. 194,

Fig. 516.

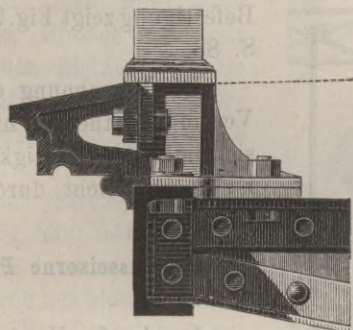
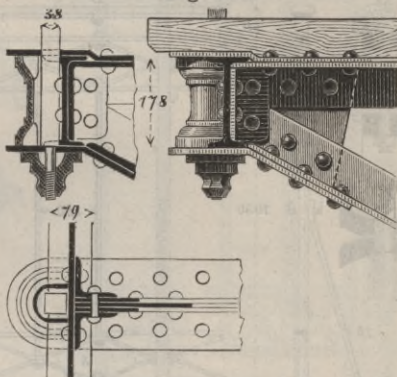
 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 517.

Eisenbahnbrücke über die Weser bei Bremen. — $\frac{1}{15}$ nat. Gr.

S. 156 ist an das Knotenblech auch noch eine stützende Strebe befestigt, die bei Anwendung von Formeisen als Pfosten indess entbehrt werden kann. Ebenso ist eine direkte Vernietung mit der Mittelrippe von I- oder Blechträgern, welche als Konsolen verwendet werden, möglich (Fig. 55, S. 43, Fig. 192, S. 155 und Fig. 265, S. 237).

b. Der Geländerpfosten ist auf einem Längstheile, z. B. einem Gurte, zu befestigen. Hier muss entweder die Basis künstlich durch Umbiegen oder Winkelansätze hinreichend verbreitert werden (Fig. 173, S. 145, Fig. 533, 534 und 542) oder es muss die Stützung durch eine Strebe erfolgen (Fig. 39, S. 28, Fig. 259, S. 232, Fig. 523).

Fig. 518.

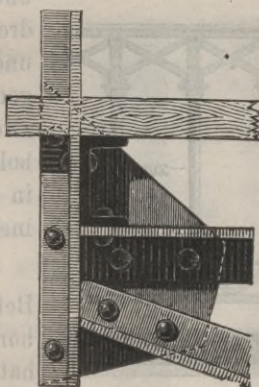
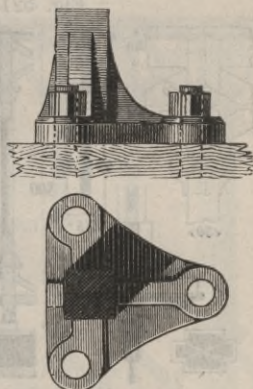
 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 519.

 $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

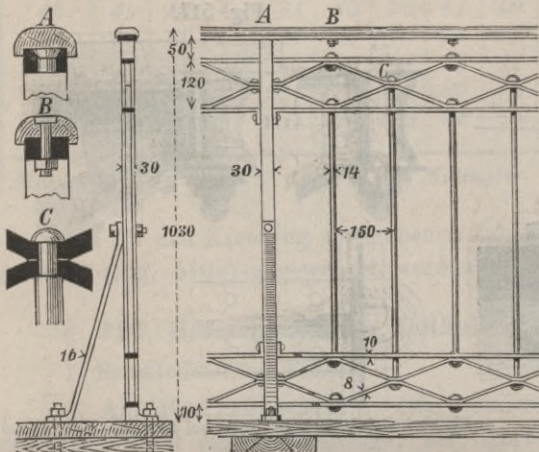
c. Seitliche Befestigung auf durchgehenden Längstheilen (Fig. 40, S. 28) kommen selten vor.

d. Befestigung an den Köpfen überragender Formeisen, wie Zores-eisen, Wellenblech, I-Eisen u. s. w. Hier kann man durch Annetten

von Winkeln auf der oberen und unteren Seite die Befestigung ermöglichen (Fig. 498 und 509).

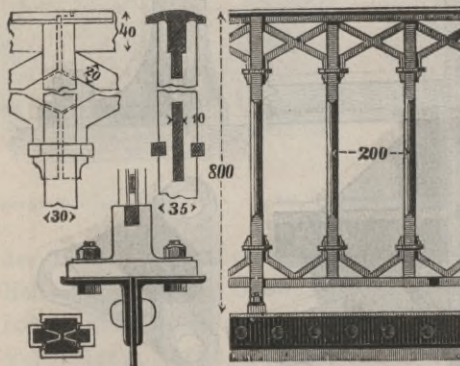
e. Durch Auslaufen des Pfostens in einen Schraubenbolzen, entsprechend der Befestigung Fig. 514 ist in Fig. 517 die Befestigung erfolgt und zwar mit Hilfe eines angesetzten Gussstückes; eine ähnliche Befestigung zeigt Fig. 93, S. 83.

Fig. 520.

Brücke über den Neckar bei Neckarelz. — $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

hinreichend breiten Fussplatte, gegen welche der Pfosten durch Rippen abgesteift wird. Diese Platte wird durch eine, zwei oder drei Holzschrauben oder Schraubenbolzen befestigt (Fig. 500, 501, 502, 508, 519, 531 und 546). Die grösste Steifigkeit gegen Biegungen in der Quer- und Längsrichtung wird durch drei Schrauben erreicht (Fig. 519 und 531); bei Eisenbahnbrücken genügen jedoch auch eine oder zwei Schrauben. Die Schraubenbolzen werden mit 18^{mm} Dicke in der Regel hinreichend bemessen.

Fig. 521.

Viadukt von Paludate bei Bordeaux. — $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Beispiele zeigen Fig. 502, 516, 521 und 522. Auch bei nicht ebener Fläche lässt sich der Fuss leicht so gestalten, dass eine Befestigung möglich ist. In Fig. 511 und 550 sitzt der Geländerpfosten direkt auf der Konsole auf und der untere Theil desselben ist so gestaltet,

Die Berechnung der Verbindungstheile hinsichtlich der Festigkeit ist meist leicht durchzuführen.

II. Gusseiserne Pfosten.

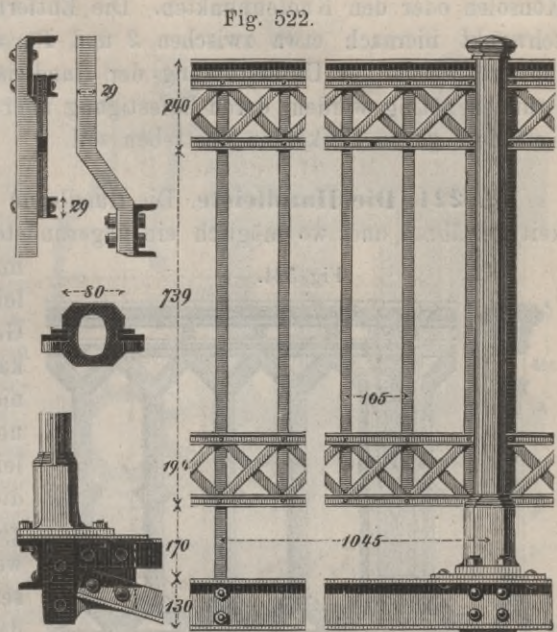
1. Auf Holzschwelen. In der Regel versieht man den Pfosten unten mit einer

2. Auf Eisen. Wenn die Befestigung auf einer ebenen horizontalen Fläche zu erfolgen hat, so wird auch hier eine Fussplatte angegossen und diese mit zwei bis vier Schrauben be-

festigt.

dass eine direkte Auflagerung des äusseren Trottoirträgers ermöglicht wird. In Fig. 550 bezieht sich *B* auf die über den Konsolen entstehenden Hauptpfosten, *A* auf die auf dem Trottoirträger ruhenden Zwischenpfosten.

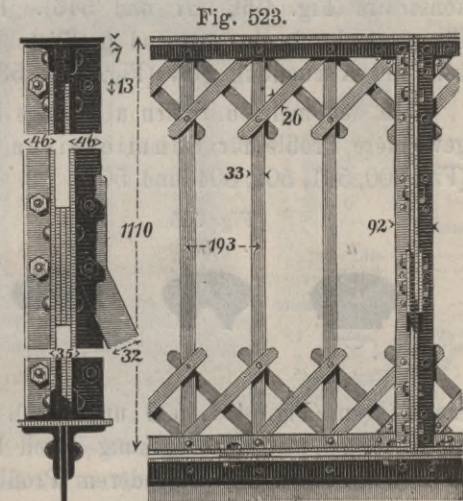
Anstatt dessen lässt man wohl auch den Pfosten nur mit einer kleineren Basis aufrufen und unterstützt ihn dann noch durch eine Fussbüge oder Strebe, wie in Fig. 529, 541 und 545. Die letztere wird wohl auch aus blossen ästhetischen Rücksichten angeordnet und man giesst sie oft mit dem Pfosten und dessen Fussplatte aus dem Ganzen (Fig. 554).



Neue Rheinbrücke bei Koblenz. — $\frac{1}{8}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Weitere Befestigungsweisen, die in Verbindung mit der Konstruktion des Hauptgesimses und anderer Dekorationen stehen (Fig. 503, 528, 554 u. s. w.) würden sich nur bei einem näheren Eingehen auf die „Architektur der Brücken“ besprechen lassen.

III. Allgemeines. Die Befestigung der Geländerpfosten kann natürlich nur an Theilen erfolgen, die selbst hinreichend gegen Kanten nach aussen gesichert sind. Sind z. B. die Querschwellen durch eine Saumschwelle oder die Konsolen durch einen Fusswegträger verbunden, so ist es im Allgemeinen nicht rathsam, die Geländerpfosten nur mit der Saumschwelle oder dem Fusswegträger zu verbinden; es ist vielmehr rathsam,



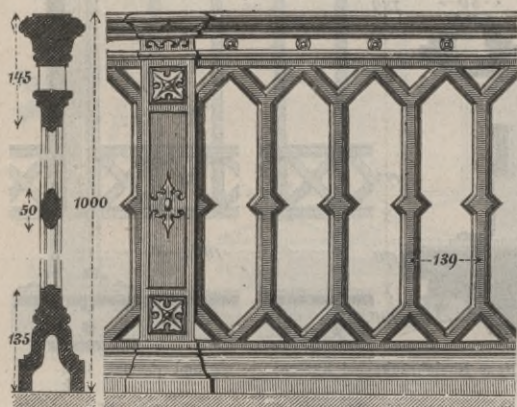
Brücke der österr. Nordbahn über die Donau bei Wien. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$ nat. Gr.

eine direkte Verbindung mit den Quer-

schwollen oder Konsolen vorzunehmen. Auch ästhetische Gründe rechtfertigen die Anordnung der Geländerpfosten über den Querschwellen, Konsolen oder den Knotenpunkten. Die Entfernung der Geländerpfosten schwankt hiernach etwa zwischen 2 und 4^m, abgesehen von Zwischenpfosten, welche zur Unterstützung der Handleiste oder aus ästhetischen Gründen nöthig werden, deren Befestigung aber nicht die Sicherheit des Geländers gegen Umkanten anstreben soll.

§. 221. Die Handleiste. Die Handleiste muss die nöthige Festigkeit gewähren und wo möglich ein abgerundetes Profil haben, so dass

Fig. 524.



Marienbrücke über die Elbe in Dresden. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

man sich bequem anhalten, leicht anlehnen und an dem Geländer entlang gleiten kann. Es ist deshalb auch nicht rathsam, wenn man noch Theile über die Handleiste hinausragen lässt, wie dies z. B. meist bei Gartengeländern der Fall ist; wenigstens soll man an diesen Theilen Spitzen etc., an denen leicht Kleider hängen bleiben, vermeiden.

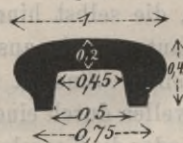
Selten hat man die Handleiste ganz aus Holz konstruirt (Fig. 499, 507 und 546). Häufig aber bedeckt man einen Eisenstab durch eine passend profilirte Holzleiste, die ihm mehr Steifigkeit und Abrundung gibt (Fig. 520, 531 und 541).

In den meisten Fällen allerdings ist nur Eisen verwendet. Als angewendete Profile für Schmiedeeisen erwähnen wir: 1. Rundeisen (Fig. 500, 501, 502, 504 und 505). 2. Röhreneisen, z. B. Lokomotiv-

Fig. 525.



Fig. 526.



Siederöhren (Fig. 497, 503 und 509). 3. Gewöhnliches Flacheisen in der Regel mit Ueberdeckung durch Holz (Fig. 520, 531, 532 und 538). 4. Flacheisen mit besonderem Profile, welches meist durch die Füllungsglieder direkt unterstützt wird (Fig. 525c, 511, 529 und 536). 5. Geländer- oder Handleisteneisen mit höherem Profile, um es auch selbstständig anwenden zu können (Fig. 525a, 525b, 533 und 534).

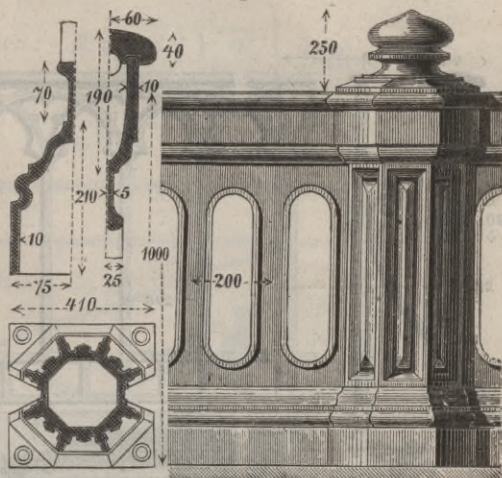
Fig. 526 zeigt das deutsche Normalprofil; die eingeschriebenen Zahlen sind Verhältnisszahlen; die = 1 angenommene Breite ist zu 40, 60, 80, 100, 120^{mm} normirt. 6. Winkeleisen, einfach oder doppelt (Fig. 498, 522, 523 und 544). 7. T-Eisen (Fig. 537, 539 und 541).

Hinsichtlich der Verbindung der schmiedeisernen Handleiste mit den Pfosten erwähnen wir die folgenden Konstruktionen: 1. Der Pfosten endigt oben in einem Bolzen, welcher als Niet verwendet wird (Fig. 520, 538); 2. Winkeleisen und T-Eisen kann man in gewöhnlicher Weise vernieten oder verschrauben (Fig. 498, 522, 523, 537, 539, 541 und 544);

3. Vernietung oder Verschraubung durch besondere Hilfswinkel (Fig. 536); 4. indirekte Verbindung, indem das Füllwerk sowohl mit den Pfosten, als mit der Handleiste vernietet wird (Fig. 532);

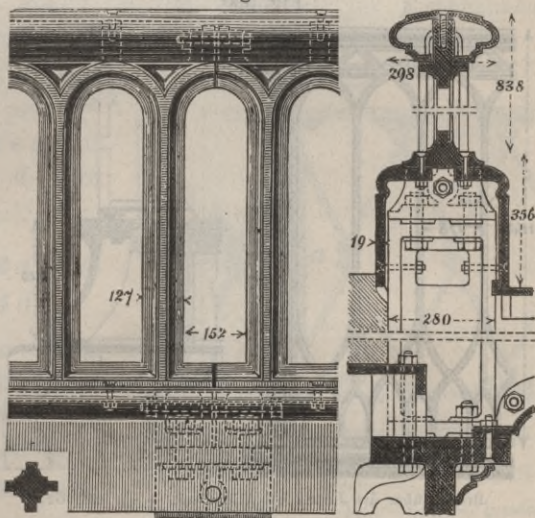
5. die Pfosten erhalten cylindrische Oeffnungen, durch welche die Handleiste, in der Regel ein Rundeisen oder eine Röhre durchgeschoben wird (Fig. 500, 502, 503, 504, 505, 509 und 511); zur Festhaltung kann noch ein Niet- oder Schraubenbolzen eingezogen werden; 6. bei Fig. 497 steckt in dem Loche des oberen Blechstücker ein Stück Rundeisen, an welches die beiden Röhren angesteckt und vernietet sind; 7. bei Fig. 531 sind die unteren Flacheisen der Handleiste mit Haken versehen, welche in die Löcher des hohlen Pfostens eingeschoben sind; alsdann ist ein zweites Flacheisen aufgenietet.

Fig. 527.



Austerlitzbrücke über die Seine in Paris. (Steinerne Brücke.) — $\frac{1}{8}$ und $\frac{1}{3}$ nat. Gr.

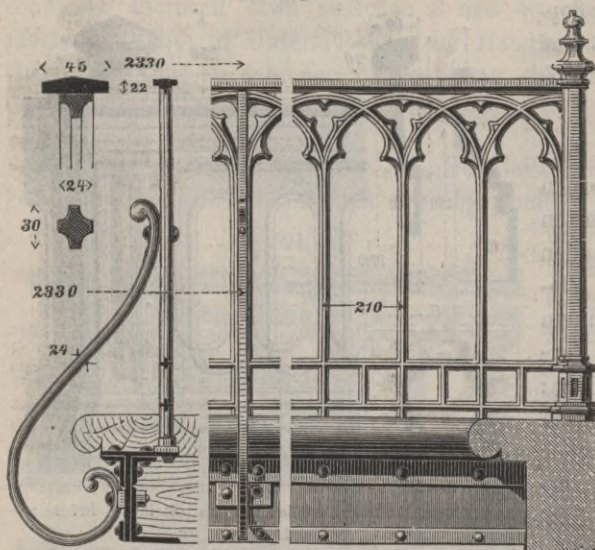
Fig. 528.



Brücke über den Modvay bei Rochester. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Aus Gusseisen wird die Handleiste in der Regel nur gewählt, wenn dieselbe mit dem Füllwerk aus dem Ganzen gegossen wird; nur bei sehr kräftigen Geländern wird die Handleiste besonders gegossen (Fig. 528).

Fig. 529.

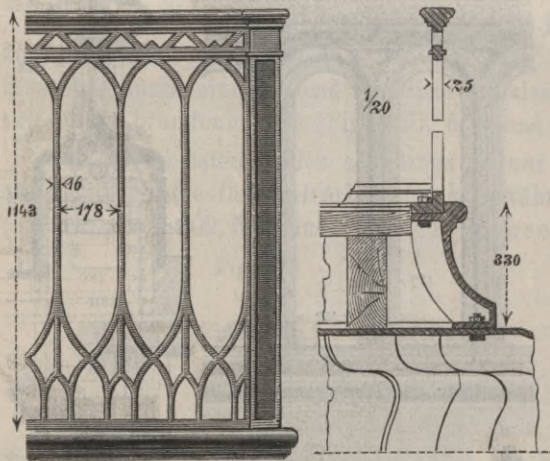
Brücke über den Rhein bei Kehl. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

Hinsichtlich der Wahl der Stärke der Handleiste wird man im Allgemeinen wohl thun, von ihrer etwaigen Verbindung mit dem Füllwerke abzusehen; auch wird man meist vom eigenen Gewichte absehen können. Wir bezeichnen mit I das

Trägheitsmoment für eine vertikale Schweraxe des Querschnittes, mit e den Abstand der gespanntesten Faser, mit a die Entfernung der Geländerpfosten und mit K die zulässige Inanspruchnahme. Bei 20, bezüglich 40 Klgr. Druck pro lauf. Meter ist das Maximalmoment $= \frac{1}{8} 20 a^2 = 2,5 a^2$, bezüglich $\frac{1}{8} 40 a^2 = 5 a^2$ Kilogr. Met. oder $250 a^2$, bezüglich $500 a^2$ Kilogr. Centim. Daher ist zu setzen $K I = 250 a^2 e$, bezüglich $= 500 a^2 e$, oder, wenn a in Metern, I , e in Centimetern genommen wird,

5. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen} \dots \frac{I}{e} = 250 \frac{a^2}{K}, \\ \text{Strassen} \dots \dots \frac{I}{e} = 500 \frac{a^2}{K}. \end{array} \right.$

Fig. 530.

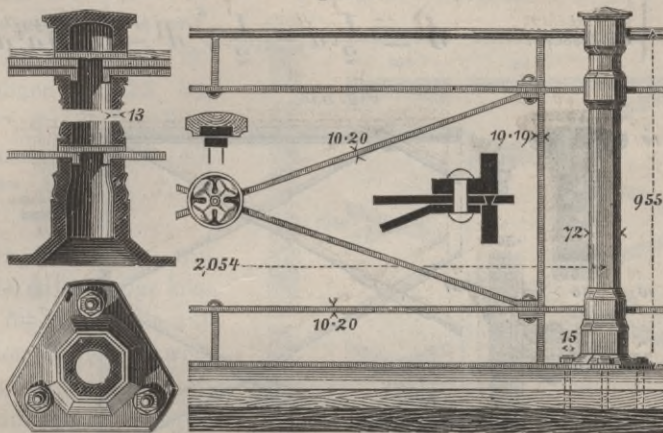
Brücke über die Jumna bei Allahabad. — $\frac{1}{30}$ nat. Gr.

5. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen} \dots \frac{I}{e} = 250 \frac{a^2}{K}, \\ \text{Strassen} \dots \dots \frac{I}{e} = 500 \frac{a^2}{K}. \end{array} \right.$

Für Holz kann man etwa $K = 70$ Klgr. pro \square^{cm} setzen. Wählt man hier den kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser d , so wird $\frac{I}{e} = \frac{\pi}{32} d^3$. Dies eingesetzt gibt:

$$6. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } d = 33 \sqrt[3]{a^4} \\ \text{Strassen: } d = 42 \sqrt[3]{a^4} \end{array} \right\} \text{ Millim.}$$

Fig. 531.

Brücke über die Theiss bei Szegedin. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Hiernach würde für $a = 1, 2, 13^m$, bezüglich für Eisenbahnen $d = 33, 52, 69^{mm}$, für Strassen $d = 42, 67, 87^{mm}$.

Für Schmiedeeisen kann man etwa $K = 750$ Klgr. pro \square^{cm} wählen. Für Flacheisen mit der Breite b und Höhe d wird $\frac{I}{e} = \frac{1}{6} b^2 d$. Daher wird

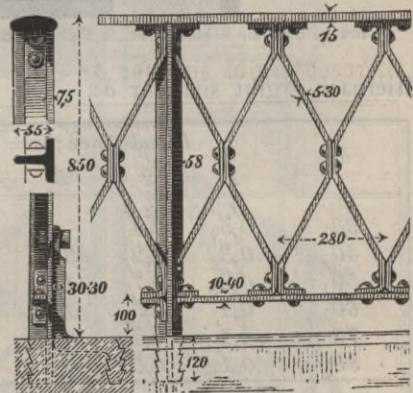
$$7. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } b^2 d = 2 a^2 \text{ Cent.} \\ \text{Strassen: } b^2 d = 4 a^2 \text{ " } \end{array} \right.$$

Hiernach würde z. B. für $a = 1, 2, 3, 4^m$ und bei $d = 15^{mm}$: für Eisenbahnen $b = 12, 23, 35, 46^{mm}$, für Strassen $b = 16, 33, 49, 65^{mm}$.

Für Rundeisen mit dem Durchmesser d wird $\frac{I}{e} = \frac{\pi}{36} d^3$, daher

$$8. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } d = 15 \sqrt[3]{a^2} \\ \text{Strassen: } d = 19 \sqrt[3]{a^2} \end{array} \right\} \text{ Millim.}$$

Fig. 532.

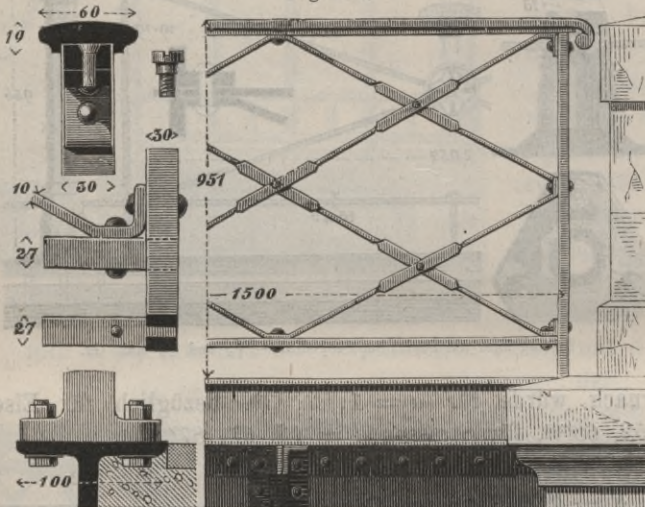
Aisne-Marne-Kanal. — Ueberbrückung der grossen Klosets. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Hiernach wird für $a = 1, 2, 3, 4^m$, bezüglich für Eisenbahnen $d = 15, 24, 31, 35^{mm}$, für Strassen $d = 19, 30, 40, 48^{mm}$.

Für Röhreneisen mit dem äusseren Durchmesser d und der Wanddicke δ wird $\frac{I}{e} = \frac{\pi}{32} \frac{d^4 - (d - 2\delta)^4}{d}$. Die Reduktion auf δ gibt (a in Met.):

$$9. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } \delta = \frac{1}{2} d - \frac{1}{2} \sqrt[4]{d^4 - 3,39 a^3 d}, \\ \text{Strassen: } \delta = \frac{1}{2} d - \frac{1}{2} \sqrt[4]{d^4 - 6,79 a^2 d}. \end{array} \right.$$

Fig. 533.

Brücke über die Schleusse bei la Polka; Kanalisierung der Wesel. — $\frac{1}{5}$, $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Hiernach ergibt sich für δ :

d	Eisenbahnen; $a =$				Strassen; $a =$			
	1	2	3	4	1	2	3	4
30	0,5	2,4	—	—	1,0	—	—	—
40	0,3	1,2	3,0	7,5	0,6	2,6	10,9	—
50	0,2	0,7	1,7	3,3	0,5	1,5	3,9	9,9
60	0,1	0,5	1,2	2,1	0,3	1,0	2,4	4,8
70	0,1	0,4	0,8	1,5	0,2	0,7	1,6	3,2
80	0,1	0,3	0,6	1,1	0,2	0,5	1,2	2,3

Millim.

Millimeter

Für gleichschenkliges Winkeleisen mit der Breite b und der Dicke δ wird annähernd $\frac{I}{e} = 0,242 b^2 \delta$, daher $0,242 b^2 \delta$ bezüglich $= \frac{1}{3} a^2$ und $= \frac{2}{3} a^2$. In Folge des Umstandes, dass keine Haupt-

trägheitsaxen des Querschnittes in die Kräfteebene fallen, sondern diese Axen unter 45° gegen die Konsolen geneigt sind, ist hier $\frac{I}{e}$ um ungefähr 10 Prozent zu vergrössern, daher bezüglich $0,242b^2\delta = \frac{1,1}{3}a^2$ und $= \frac{2,2}{3}a^2$ oder

$$10. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } b^2\delta = 1,5a^2 \\ \text{Strassen: } b^2\delta = 3,0a^2 \end{array} \right\} \text{Centim.}$$

Setzt man $\delta = 0,15b$, so wird hiernach für $a = 1, 2, 3, 4^m$ bezüglich für Eisenbahnen $b = 22, 34, 45, 54^{mm}$, $\delta = 3, 5, 7, 8^{mm}$; für Strassen $b = 27, 43, 57, 68^{mm}$, $\delta = 4, 7, 9, 10^{mm}$.

Für T-Eisen mit vertikaler Mittelrippe können die für Flacheisen aufgestellten Regeln Anwendung finden, da die Mittelrippe nur sehr geringen Einfluss auf das Trägheitsmoment I hat.

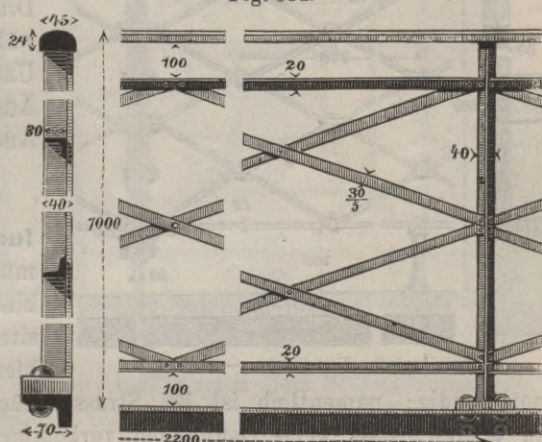
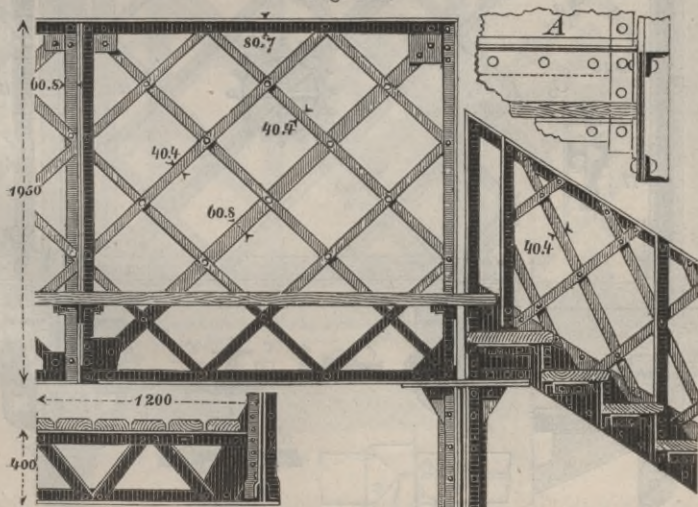


Fig. 534.

Französische Gartenbrücke. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr. [Gr.]

Für das Geländereisen (Fig. 526) wird bei der Breite b : $I = 0,023b^4$, $\frac{I}{e} = 0,045b^3$. Daher wird:

Fig. 535.



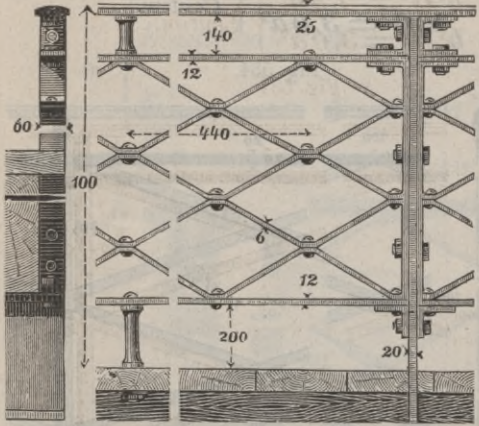
Steg über den Bahnhof in München. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

A: Schnitt durch eine Treppenwange.

$$11. \left\{ \begin{array}{l} \text{Eisenbahnen: } b = 19 \sqrt[3]{a^2} \\ \text{Strassen: } b = 24 \sqrt[3]{a^2} \end{array} \right\} \text{ Millim.}$$

Hiernach wird für $a = 1, 2, 3, 4^m$ bezüglich für Eisenbahnen $b = 19, 30, 40, 48$, für Strassen $b = 24, 38, 50, 60^m$.

Fig. 536.



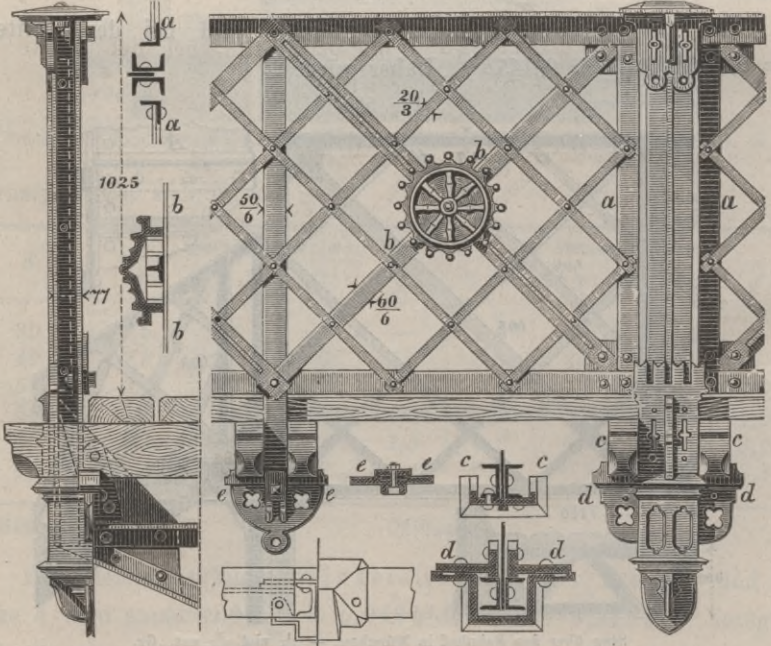
Amerikanische Gitterbrücke. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Vielfach hat man die Dimensionen etwas grösser gewählt, um einem Gefühle der Unsicherheit durch zu starkes Ausbiegen beim Anlehnen oder Andrängen vorzubeugen.

§. 222. Geländerfüllung.

Die Geländerfüllung muss natürlich ebenfalls eine hinreichende Festigkeit besitzen, vorwiegend ist aber hier eine gewisse Dichtigkeit notwendig; namentlich ist bei Strassenbrücken in Ortschaften darauf zu achten, dass keine Oeffnungen vorkommen, welche das Durchfallen

Fig. 537.

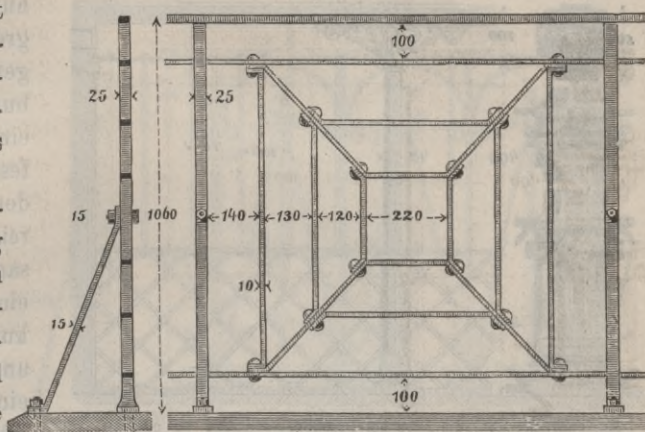


Brücke über den Rhein bei Mainz. Neues Gleis. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

von Kindern ermöglichen. Bei Brücken, welche über Eisenbahnen führen, hat man zuweilen das Geländer vollständig geschlossen, damit nicht so leicht Funken auf die Fusswege gelangen und damit die Pferde durch die Eisenbahnzüge nicht leicht scheu werden können; in den weit- aus meisten Fäl- len hat man indess die Beachtung dieser Rücksichten für unnöthig gehalten. Auch hat man hier bis- weilen die Gelän- der so hoch und so dicht gemacht, dass es Kindern unmöglich wird,

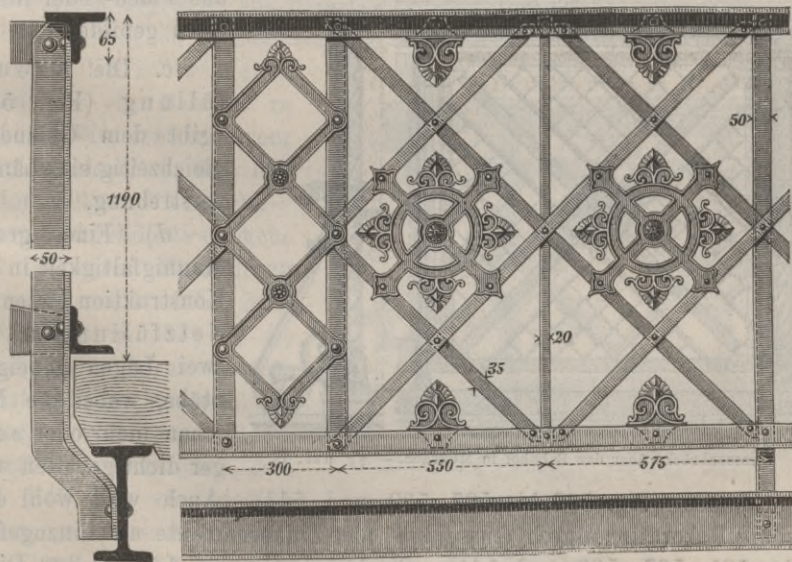
Steine etc. auf die Bahn zu werfen; indess auch diese Vorsichtsmassregel wird nur selten für nothwendig erachtet werden. Sind bei Konstruktion

Fig. 538.

Brücke über den Po bei Mezzana-Corti. — $\frac{1}{2}$ nat. Gr.

Indess auch diese Vorsichtsmassregel wird nur selten für nothwendig erachtet werden. Sind bei Konstruktion

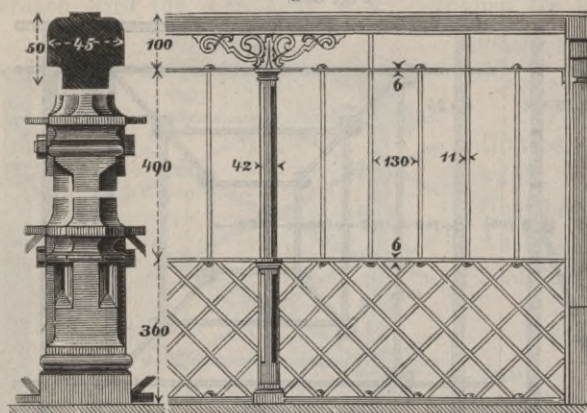
Fig. 539.

Brücke über die Donau bei Passau. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

der Brücke auch ästhetische Rücksichten zu wahren, so sind insbesondere diese für die Anordnung der Geländerfüllung massgebend.

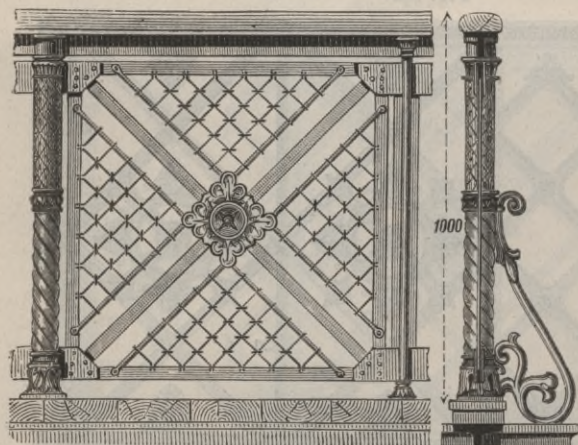
1. Schmiedeeisen-Füllungen. a) Die einfachste Konstruktion besteht in der Anordnung von 1 oder 2, auch wohl 3 horizontalen Stäben aus Rundeisen, Röhreneisen, Winkleisen, U-Eisen u. s. w. (Fig. 497 bis 508). Diese Anordnung gewährt keine grosse Steifigkeit gegen Längsverschiebung. Wenn gegen eine solche die Befestigung der Geländerpfosten nicht hinreicht, so ist es rathsam, wenigstens an einzelnen Stellen, bei kurzen Brücken nur an den Enden, Kreuze einzuschalten (Fig. 499).

Fig. 540.

Marienbrücke über die Elbe bei Dresden. — $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{2}\frac{1}{5}$ nat. Gr.

b) Schöner und dichter sind die Stabfüllungen mit vertikalen Stäben (Fig. 509 und 511), denen man wohl noch oben und unten andere Glieder, wie Kreuze u. s. w. hinzufügt (Fig. 520, 521, 522 und 523). Die Stäbe werden aus Flach- oder Rundeisen gebildet.

Fig. 541.

Strassenbrücke über den Bahnhof in München. — $\frac{1}{2}\frac{1}{5}$ nat. G.

c) Die Kreuzfüllung (Fig. 531) gibt dem Geländer gleichzeitig eine Längsverbreitung. d) Eine grosse Mannigfaltigkeit in der Konstruktion bieten die Netzfüllungen mit zwei Lagen geneigter Stäbe, wobei die Maschen mehr oder weniger dicht gehalten werden können (Fig. 532 bis 537, 539 und 541). Auch wird wohl eine weitere Dekoration durch Gusseisen- oder Zinkornamente etc. hinzugefügt (Fig. 531, 537, 539 und 541). Starken Draht von 1,5 bis 3^{mm} Dicke hat man zu Netzfüllungen ebenfalls in Anwendung gebracht.

e) Eine Kombination von Stab- und Kreuz- oder Netzfüllung zeigen die Geländer Fig. 538 und 540. Die Anwendung von abwechselnd ver-

tikal und schief gestellten Stäben (Fig. 542), dem Warrenträger mit Vertikalen entsprechend, gehört ebenfalls hierher.

f) In neuerer Zeit hat der Aufschwung der Kunstschmiede-Arbeit vielfach zu mehr oder minder reich ornamentirten Geländern aus Schmiedeeisen geführt.

2. Gusseisen-Füllungen. Gusseisen wird besonders für reichere Füllungen angewendet. Selten gießt man einzelne Stäbe, Kreuze etc., um den Schmiedeeisen-Konstruktionen nachgebildete Füllungen zu erhalten (Fig. 521 und 546). In

der Regel werden vielmehr grössere Theile oder Tafeln, meist von je zwei Pfosten begrenzt, aus dem Ganzen gegossen. Selbst die Gattungen der hier möglichen Muster sind so ausserordentlich mannigfaltig, dass es unthunlich ist, von allen Gattungen ein Beispiel zu geben. Wir erwähnen nur beispielsweise: a) die den Schmiedeeisen-Konstruktionen nachgebildete einfache und dekorirte Stabfüllung

Fig. 521, 524, 527, 528, 529, 530 und 553; b) die ebenfalls den Schmiedeeisen-Konstruktionen nachgebildete einfache und ausgebildete Netzfüllung (Fig. 543, 544 und 545); c) verschiedene andere geometrische Muster,

wie Fig. 546, 547, 548 und 549. Bei Fig. 546 haben die der Brücke angehörigen Warrenträger mit unter 60 Grad geneigten Stäben selbst den Grundtypus gegeben; d) geometrische Formen, durch Ornamente dekorirt, wie Fig. 550 und 551; e) der Pflanzen- und Thierwelt ent-

Fig. 542.

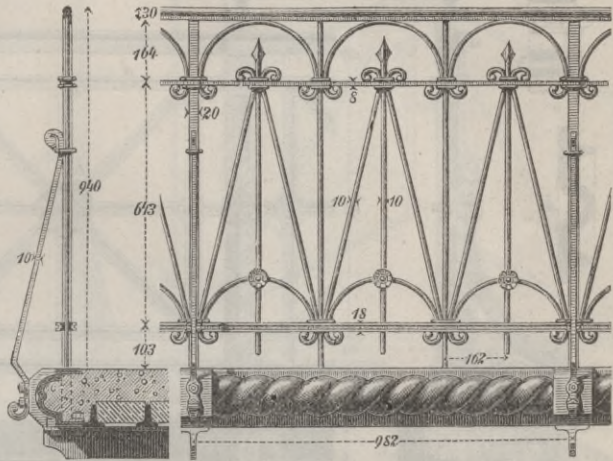
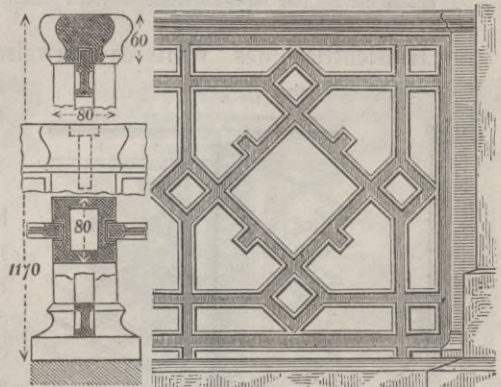
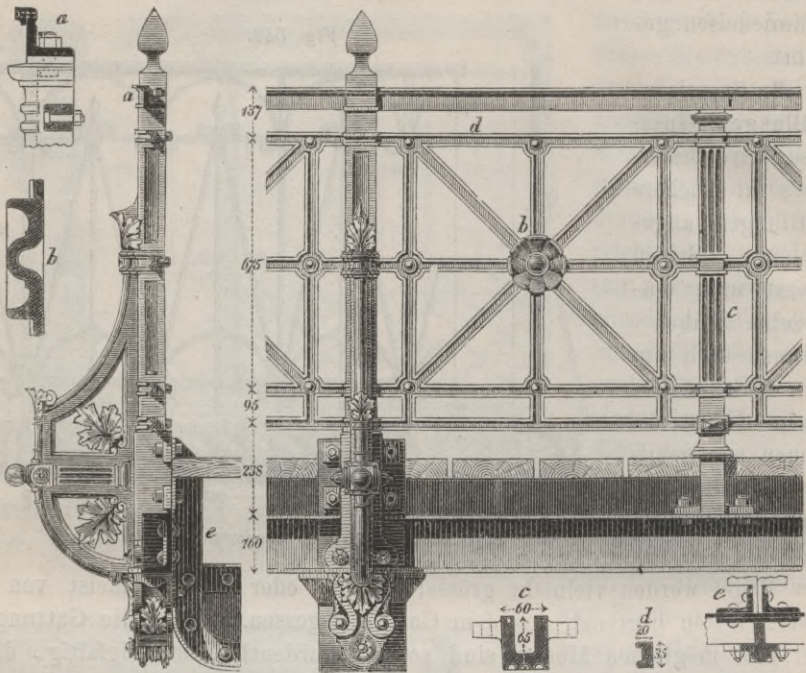
Bogenbrücke im Berliner Thiergarten. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Fig. 543.

Steinerne Viadukt über die Enz bei Bietigheim. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

nommene Ornamente, wie Fig. 551 und 554. Bei dem Geländer Fig. 554 soll der dominirende elliptische Bogen an das für die Hauptträger gewählte System erinnern.

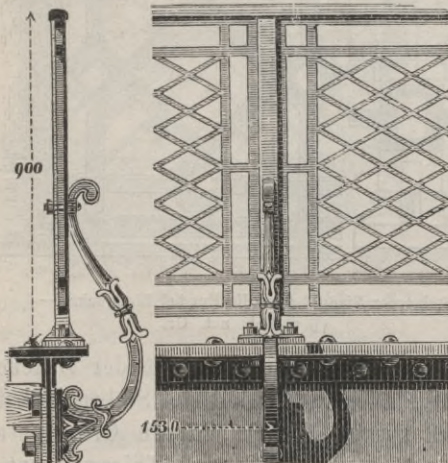
Fig. 544.



Brücke der Berliner Stadt-Eisenbahn über den Humboldthafen. — $\frac{1}{25}$ (a, b, c, d $\frac{1}{10}$) nat. Gr.

Hinsichtlich des Weiteren verweisen wir auf: „Baumeister, Architektonische Formenlehre für Ingenieure, Stuttgart, 1866.“

Fig. 545.

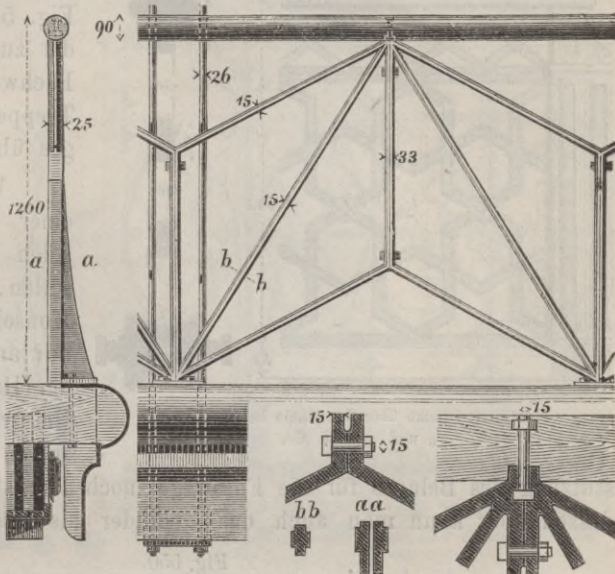


Innbrücke über die Mur in Rastadt. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

§. 223. Geländer in Verbindung mit Trägern.

Bei Brücken mit unten liegender Bahn kommt es vielfach vor, dass sich die Träger selbst ganz oder zum Theil als Geländer ausnutzen lassen. Bei Blechträgern kommt es wohl vor, dass der Träger vollständig die Stelle des Geländers vertritt oder dass nur ein niedriges Geländer aufzusetzen ist, wie in Fig. 552. Bei Gitterträgern

aber ist in der Regel die Maschenweite zu gross. In diesem Falle schliesst man die Maschen soweit als nöthig durch Füllwerk und fügt, wenn nöthig, noch eine Handleiste hinzu; bei Eisenbahnbrücken begnügt man sich meist mit dem Befestigen von zwei oder drei horizontalen Stäben aus Formeisen, selbst Flacheisen. Vielfach hat man aber, meist aus Schönheitsrück-sichten, die Träger nur benützt, die Pfosten des gesonderten Geländers sicher zu stützen, wie beispielsweise Fig. 88, S. 79, Fig. 98, S. 88, Fig. 512 und Fig. 539 zeigt.

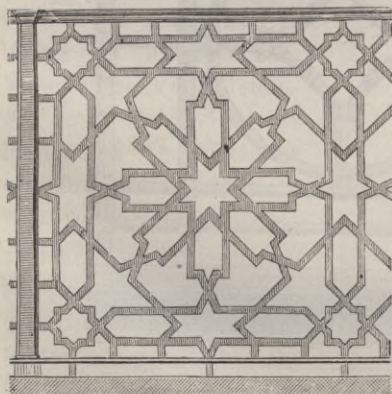


Brücke über den Trent bei New-York. — $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

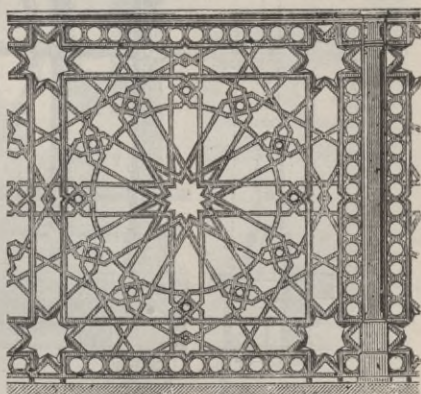
Träger, deren ganze Höhe als Geländer ausgenutzt wird, nennt man wohl Traggeländer. Hier liegt die Möglichkeit vor, das Geländer so stark zu konstruiren, dass es gleichzeitig als Träger dienen kann.

Fig. 547.

Fig. 548.



Aus St. Jago.

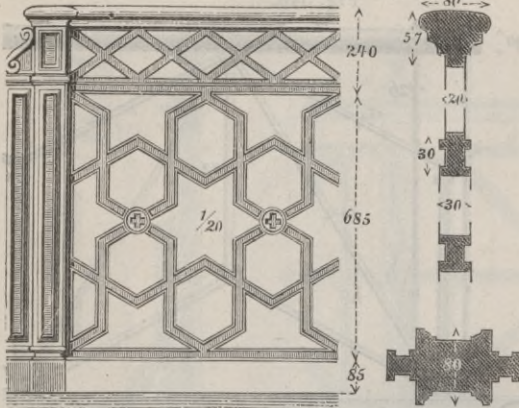


Aus der Alhambra.

Indess zieht man es mit Rücksicht auf Einfachheit und Kostenersparniss meist auch hier vor, den Träger für sich zu konstruiren und die so ent-

standenen weiten Maschen durch Einschaltung von schwachen Stäben mehr zu schliessen. Namentlich erscheint es oft bei Stegen rationell,

Fig. 549.

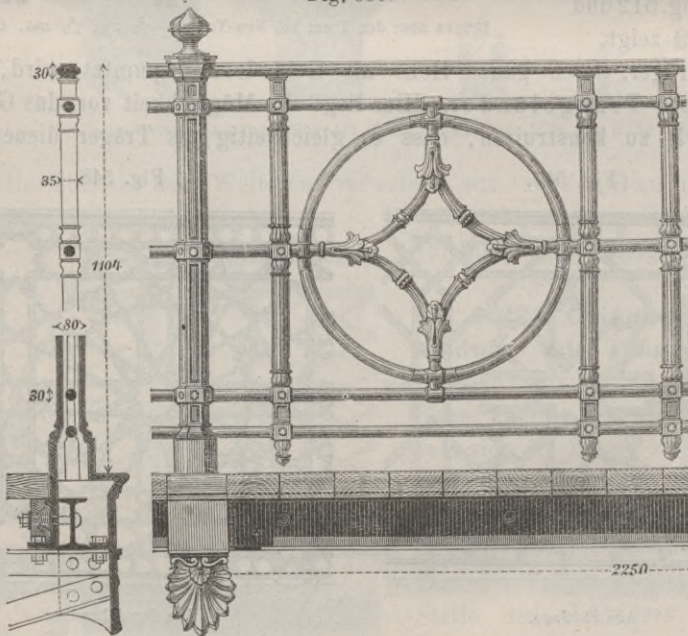


Montblanc-Brücke über den Rhein bei Genf. —
 $\frac{2}{5}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

die Träger zu Geländern zu ergänzen. Als Beispiel zeigt Fig. 535 die Konstruktion der zu Geländern ergänzten Fachwerkträger eines durch Treppen zugänglichen Steges über einen Bahnhof.

Wenn die Fusswege einer Brücke durch Konsolen unterstützt werden sollen, so kann man die Konsolen im Allgemeinen nur an den Knotenpunkten der Hauptträger anordnen. Bei grosser Entfernung derselben werden zur Unterstützung des Belages für die Fusswege noch Längsträger nöthig. Statt dessen aber kann man auch das Geländer als Träger konstruieren und

Fig. 550.



hierdurch entweder eine direkte Unterstützung für den Belag oder eine Unterstützung für Querträger schaffen. Als Beispiel zeigt Fig. 537 die

Anordnung der Traggeländer der Rheinbrücke bei Mainz. Diese Traggeländer unterstützen hier hölzerne Querschwellen, die zur Aufnahme eines Bohlenbelages bestimmt sind.

Für Kettenbrücken hat man vielfach die Geländer als Träger konstruiert, um hierdurch eine Absteifung der Kettenbrücke zu gewinnen. Bei Besprechung der „Kettenbrücken“ werden wir näher hierauf eingehen.

§. 224. Unterbrechungen.

An allen Stellen, wo in der Bahn durch die Belastung oder durch Temperatureinflüsse Unterbrechungen eintreten können, wie an den Enden der Oeffnungen, wo bewegliche Lager angeordnet sind, an den Enden von Bogenträgern, am Scheitel von Gelenk-Bogenträgern u. s. w. ist auch das Geländer zu unterbrechen. Wenn diese Verschiebungen nur klein sind, so lässt man im Geländer oft eine kleine Lücke.

Bei grösseren Verschiebungen, insbesondere an den Auszugvorrichtungen bei grösseren Spannweiten ist eine Lücke im Geländer nicht wohl zulässig; es ist vielmehr an demselben eine Unterbrechung anzuordnen, welche, ohne eine sichtbare Lücke entstehen zu lassen, eine Verschiebung

Fig. 551.

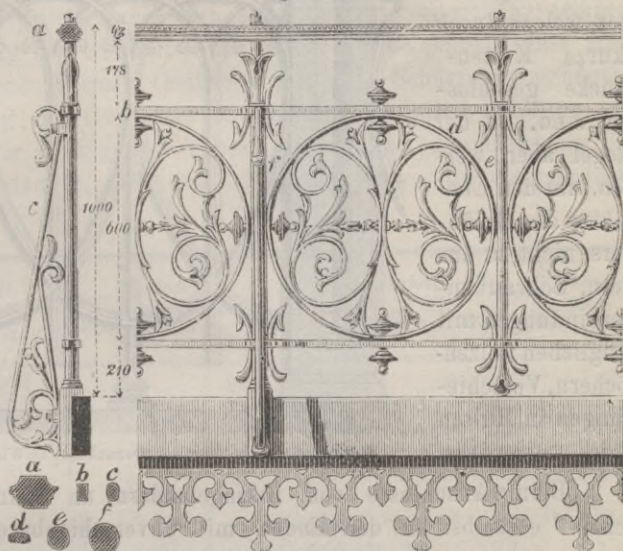
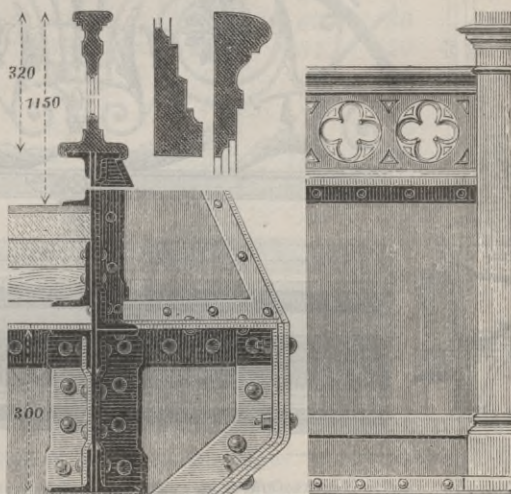
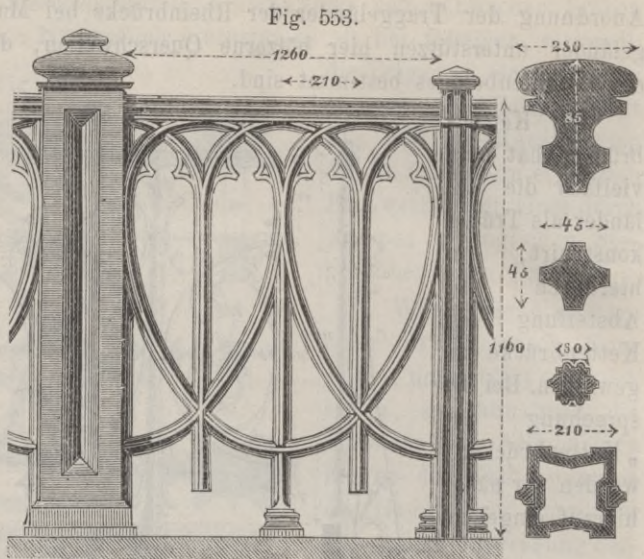
Stadtparkbrücke über die Tepel in Karlsbad. — $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

Fig. 552.

Brücke über die Weser in Bremen. — $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{2}$ und $\frac{1}{10}$ nat. Gr.

ohne eine sichtbare Lücke entstehen zu lassen, eine Verschiebung

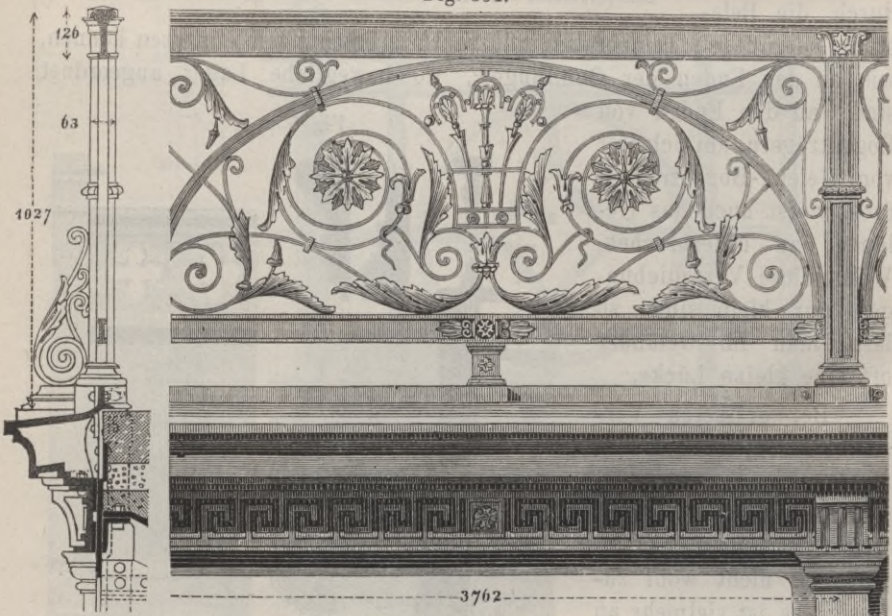
gestattet. Mehrfach hat man allerdings hier Lücken angeordnet, welche durch kurze Kettenstücke geschlossen sind. In der Regel aber werden, um den Charakter des Geländers nicht zu ändern, Schraubverbindungen mit länglichen Bolzenlöchern, Verschiebungen in Hülsen u. dgl. angeordnet.



Ferdinandsbrücke über den Donaukanal in Wien. — $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

Beim Anschlusse von Eisengeländern an Steinkonstruktionen erscheint es selbst an den Enden mit unverschiebbaren Lagern rathsam,

Fig. 554.



Tegetthofbrücke über den Wienfluss in Wien. — $\frac{1}{20}$ nat. Gr.

eine feste Verbindung des Eisens mit dem Steine [nicht vorzunehmen, um Bewegungen im Geländer bei Erschütterungen und in Folge von

Durchbiegungen nicht auf die Steinkonstruktion zu übertragen, wodurch Trennungen in den Fugen veranlasst werden könnten.

§. 225. Gewicht der Geländer. Bei der Verschiedenartigkeit der Geländer ist natürlich auch deren Gewicht ausserordentlich variabel. Bei der Bestimmung des Gewichtes mit Hilfe der Zeichnung muss man sich bei komplizirteren Formen theilweise mit einer Schätzung begnügen. Um diese Schätzung des Gewichtes in einem bestimmten Falle zu erleichtern, stellen wir in folgender Tabelle die annähernden Gewichte für die abgebildeten Geländer, nach den Zahlen der letzten Rubrik geordnet, zusammen.

Material d. Füll.	Figur	Handl. u. Füll. pro Met.	Pfosten pr. Stück	Zusam- men pro Met	Material d. Füll.	Figur	Handl. u. Füll. pro Met.	Pfosten pr. Stück	Zusam- men pro Met.
<i>Schmiedeeisen</i>	497	8	16	14	<i>Schmiedeeisen</i>	541	25	48	51
	498	12	9	17		537	46	66	79
	503	10	17	18		Mitt.	21	20	31
	505	18	9	18	<i>Gusseisen</i>		36	23	54
	534	17	3	19		529	48	19	56
	500	5	29	20		530	50	23	61
	532	18	10	23		521	58	7	61
	501	9	29	23		545	50	26	63
	502	9	29	24		546	70	0	70
	531	15	26	28		554	62	36	72
	533	25	9	29		549	63	30	73
	499	16	11	30		547	68	20	74
	538	25	6	31		550	63	30	76
	509	14	22	32		548	81	20	87
	520	28	8	33		543	86	47	110
	540	19	12	34		553	77	60	115
	539	31	11	35		524	156	80	172
	511	23	38	45		527	135	230	212
	526	43	12	47		528	268	0	268
	523	42	18	48		Mitt.	86	41	102
			<i>Kilogr.</i>				<i>Kilogr.</i>		

Hierbei sind Theile, welche zum Gurtgesims gehören, nicht mit gerechnet.

Wenn man besonders schwere Geländer und Traggeländer ausschliesst, so lässt sich hiernach das Gewicht eines schmiedeeisernen Geländers zu 14 bis 48, im Mittel zu etwa 25 Klgr. pro Met., das der gusseisernen Geländer zu 50 bis 200, im Mittel zu etwa 75 Klgr. pro Met. annehmen.

Das Gewicht der Trageländer lässt sich nach den für die Hauptträger giltigen Regeln genauer bestimmen. Annähernd kann man das Gewicht g eines Traggeländers, welches die Hälfte eines Fussweges von der Breite b zu tragen hat, bei der Spannweite l und Höhe h :

$$12. \quad g = 80 + (1,5l - 2,6h)b \text{ Klgr.}$$

setzen, wobei l , h , b in Metern einzuführen sind.

XXII. Kapitel.

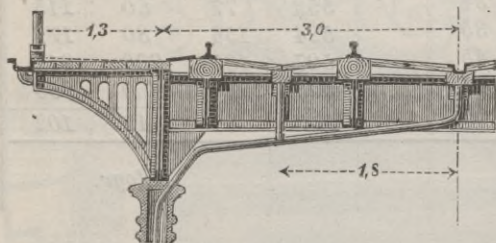
Sicherung gegen besondere Einflüsse.

§. 226. **Sicherung gegen das Durchsickern von Wasser und Asche.** Wenn eine Eisenbahnbrücke über eine belebte Strasse in Ortschaften oder in der Nähe derselben führt, so erscheint es nothwendig, dafür zu sorgen, dass das auf die Bahn fallende Regenwasser nicht durchtröpfelt und auch das Durchfallen von Theilen aus dem Aschenkasten der Lokomotiven verhütet wird. Wir erwähnen in dieser Beziehung die folgenden Konstruktionen:

1. Die Anwendung eines möglichst dichten Bohlenbelages; man wendet selbst eine Dichtung mittels Werg, Theer u. s. w. an (Fig. 555).

2. Die bereits in §. 54 erwähnte Beschüttung des Bohlenbelages mit einer Kiesbettung.

Fig. 555.



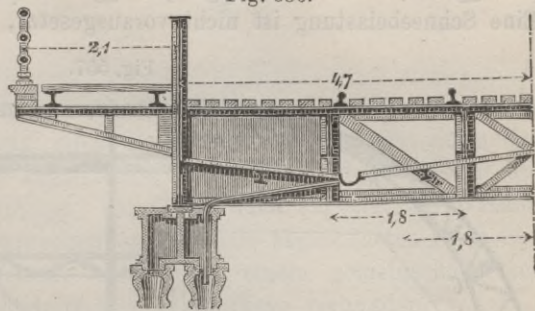
Stadtbahn in Rotterdam. — $\frac{1}{75}$ nat. Gr.

3. Die Anwendung eines eisernen Belages aus Wellenblech (Fig. 557), Hänge- oder Wölbbblech. Bei dieser sonst vortheilhaften Konstruktion bietet sich nur der Nachtheil, dass beim Darüberfahren ein starkes Geräusch entsteht. Das Geräusch lässt sich indess theilweise durch Beschütten mit Kies ver-

hüten. Auch eine Bedeckung des Eisenbelages mit Beton ist in Anwendung gekommen. Das Wellenblech legt man zuweilen auf die hölzernen Querschwellen; jedoch dürfte es hier gerathen erscheinen, Holzschwellen überhaupt nicht anzuwenden, da beim Auswechseln der Schwellen auch der Belag beseitigt werden muss.

4. Die Anwendung einer besonderen Verkleidung unterhalb der Bahn. Meist verwendet man hierzu dünnes Wellenblech. Man gibt der Verkleidung zur Abführung des Wassers eine Neigung und sammelt das Wasser, wie bei einem Dache, in Rinnen, aus welchen es durch Abfallrinnen nach unten geführt wird (Fig. 556).

Man verbindet mit dieser Verkleidung wohl auch den ästhetischen Zweck der Verdeckung der unschönen Bahnkonstruktion.



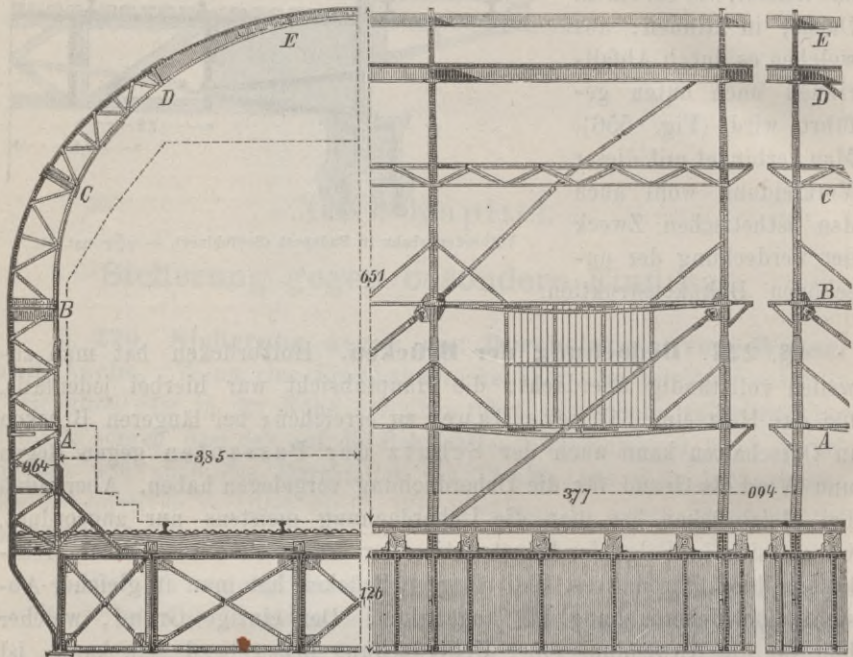
Verbindungsbahn in Budapest (Seefehlner). — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

§. 227. **Bedachung der Brücken.** Holzbrücken hat man zuweilen vollständig überdacht; die Hauptabsicht war hierbei jedenfalls, für das Holz eine längere Dauer zu erreichen; bei längeren Brücken in Ortschaften kann auch der Schutz der Passanten gegen Regen und Wind als Grund für die Ueberdachung vorgelegen haben. Aber auch bei Holzbrücken hat man die Ueberdachung meistens nur angeordnet, wo sie sich in Folge der Konstruktion der Träger ohne wesentliche Mehrkosten durchführen liess. Bei eisernen Brücken hat man in gleicher Absicht eine Ueberdachung nie angeordnet. Der einzige Grund, welcher hier für die Anwendung einer Ueberdachung massgebend sein kann, ist wohl nur, in der Nähe befindliche, leicht brennbare Objekte bei Eisenbahnbrücken vor Feuersgefahr zu schützen.

So ist der Viadukt über die Silberwiese bei Stettin, welcher über Holz- und Torf-Lagerplätze hinweg geht, überdacht. Die Ueberdachung ist in Fig. 557 dargestellt. Massgebend war bei der Konstruktion die Rücksicht auf möglichst geringe Kosten und die von der Militärbehörde geforderte Bedingung, dass sich die Ueberdachung bei eintretender Belagerung der Festung innerhalb 48 Stunden beseitigen lasse. Die Ueberdachung besteht aus einzelnen Rippen in Korbbogenform, welche behufs leichter Beseitigung aus zwei, im Scheitel durch Laschen mittels Schrauben verbundenen Theilen zusammengesetzt sind. Die Rippen sind durch 10 Längsbänder verbunden. Die beiden unteren Bänder *A* und *B* sind horizontal liegende Gitter; die äusseren Gurte derselben sind behufs Aufnahme des Eigengewichtes und der Eisenverkleidung durch flache Hängewerke unterstützt. Das Band *C* ist ein schief liegendes Gitter; die Bänder *D* und *E* sind als Blechträger konstruirt. Zur Verstrebung in der Längsrichtung sind noch Diagonalen aus Flacheisen angeordnet.

Für die durch Glasfenster unterbrochene Verkleidung ist Wellenblech verwendet. Bei der Berechnung wurde ein Winddruck von 86 Klgr. pro \square Meter bei 730 Klgr. pro \square^{cm} Inanspruchnahme vorausgesetzt. Eine Schneebelastung ist nicht vorausgesetzt, da dieselbe in Folge der

Fig. 557.

Ueberdachung des Viaduktes über die Silberwiese in Stettin. — $\frac{1}{100}$ nat. Gr.

inneren Wärme nicht gross werden kann und im Allgemeinen nicht mit dem angenommenen Winddrucke zusammenfallen wird.

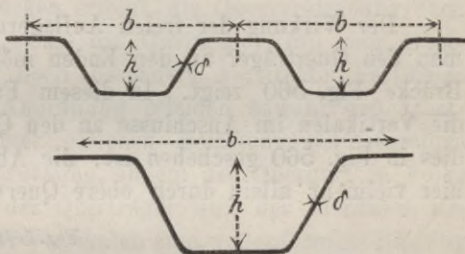
In ästhetischer Hinsicht wäre allerdings die Anwendung eines von den vertikalen Seitenwänden architektonisch getrennten Satteldaches vorzuziehen gewesen.

Nachträge.

Zu §. 21. **Abdeckung durch Formeisen.** Von Gerber wurde zum Zwecke der Vertheilung einer Belastung auf mehrere Formeisen eine Verbindung derselben angewendet. Diese Verbindung besteht aus einem oberen und einem unteren, der Quere nach angenieteten Winkel-eisen; zwischen den im entsprechenden Abstände angeordneten Formeisen sind diese beiden Winkeleisen, um sie zu einem gemeinschaftlichen Träger zu vereinigen, durch dreieckige Blechstücke verbunden.

Zu §. 23. **Wellenblech.** In England sind durch Westwood und Baillie aus Blech gepresste, sogenannte Tragplatten (*trough-plates*) eingeführt worden, welche sich vom Wellenbleche durch das trapezförmige Profil und grössere Dimensionen der Wellen unterscheiden (Fig. 558) und dementsprechend natürlich bei derselben Belastung grössere Spannweiten zulassen. Es ist dies wohl eine Nachahmung des bereits vorher von Johnson

Fig. 558.

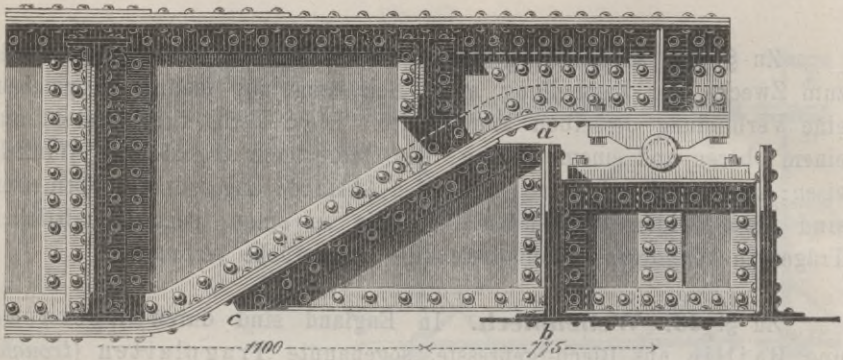


angewendeten zusammengenieteten Belages (Fig. 121, S. 107). Diese Platten werden in folgenden Dimensionen geliefert: Nr. 1: $b = 305$, $h = 76$, $\delta = 6$; Nr. 2: $b = 406$, $h = 102$, $\delta = 6$; Nr. 3: $b = 406$, $h = 127$, $\delta = 8$; Nr. 4: $b = 508$, $h = 165$, $\delta = 8$; Nr. 5: $b = 610$, $h = 190$, $\delta = 11$ Millimeter.

Zu §. 85. **Freie Auflagerung der Querträger.** Die freie Auflagerung der Querträger ist in neuerer Zeit bei zwei grösseren Brücken Hollands zur Anwendung gelangt, nämlich bei der Brücke über den Rhein bei Rhenen und der Brücke über den unteren Merwede bei Dortrecht. Bei der ersteren mit $93,5^m$ Spannweite (Fig. 559) ist ein Bolzen-Kipplager, wie es für die Auflagerung der Hauptträger üblich ist, angewendet worden. Der Auflagerungspunkt liegt hier ziemlich so, dass eine Seitenverschiebung bei der Belastung nicht entsteht. Zur Uebertragung des Winddruckes ist der Querträger mit dem Untergurte durch ein Blechdreieck ABC verbunden, welches aber, um die freie Durchbiegung des Querträgers nicht zu hindern, an der vertikalen Seite AB weite Bolzenlöcher besitzt. Bei der Dortrechter Brücke mit $110,5^m$ Spann-

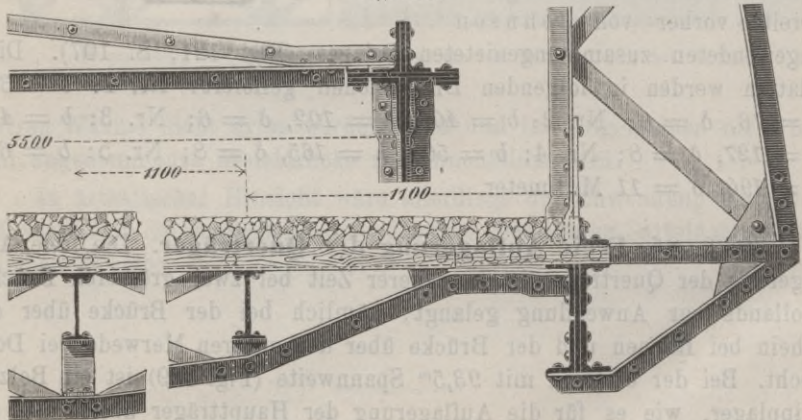
weite, wo die Querträger ganz unter den Untergurten liegen, ist ein Tangentialkipplager angewendet, welches durch Winkeleisen und Bleche an den Untergurt angehängt ist.

Fig. 559.

Brücke über den Rhein bei Rhenen. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Der Wirkung der freien Auflagerung kann man sich nähern, wenn man den Querträger an den Enden möglichst niedrig hält, wie dies die Brücke Fig. 560 zeigt. In diesem Falle hat es indess keinen Zweck, die Vertikalen im Anschlusse an den Querträger so breit zu halten, wie dies in Fig. 560 geschehen ist; die Absteifung der Hauptträger würde hier vielmehr allein durch obere Querverstrebungen durchzuführen sein.

Fig. 560.

Brücke über die Iser bei Eisenbrod. — $\frac{1}{25}$ nat. Gr.

Die Form eines Querträgers, bei welchem die Lagerpunkte bei einer Belastung keine Verschiebung erleiden, lässt sich durch Probiren, indem man mit der Höhe des Trägers an den Enden variirt, leicht finden. Im Allgemeinen tritt, den einen Lagerpunkt als fest angenommen, am an-

deren Lagerpunkte eine Verschiebung Δ ein, welche bei vollwandigen Trägern bestimmt ist durch die Formel

$$1. \quad \Delta = \frac{1}{E} \int \frac{M y dx}{I},$$

wenn für einen beliebigen Querschnitt M das Biegemoment, I das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe, y den Abstand des Schwerpunktes von der die Lager verbindenden Geraden bedeutet. Bei einem Gitterträger ist Δ bestimmt durch die Regel:

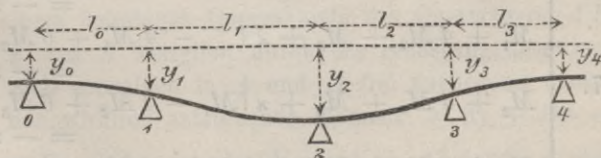
$$2. \quad \Delta = \frac{1}{E} \Sigma \frac{M y \lambda}{F h^2},$$

wenn für einen Stab F die Querschnittsfläche, λ die Länge, h den normalen Abstand des Stabes vom konjugirten Punkte, M das Moment in Beziehung auf den konjugirten Punkt bezeichnet. Es wird nun durch Probiren diejenige Form zu suchen sein, für welche $\Delta = 0$ wird.

§. 167 a. Näherungstheorie der Querverstrebung offener Brücken. Bei den offenen Brücken erfolgt die Querverstrebung nach §. 131 im Allgemeinen dadurch, dass die Querträger mit dem Obergurte durch steife, wohl auch noch besonders verstrebt Vertikalen verbunden werden. Bei dieser Anordnung erleiden sowohl der Obergurt, als die Vertikalen bei einer gleichen Belastung der einzelnen Querträger eine besondere Beanspruchung, indem der Obergurt in Folge der verschiedenen Durchbiegung der Querträger und der hierdurch bedingten verschiedenen Neigung der Vertikalen eine wellenförmige Biegung annehmen muss. Für den Fall gerader horizontaler Gurte wollen wir im Folgenden die zur Bestimmung der Beanspruchung nöthige Berechnung durchführen und zwar zunächst unter der Annahme, dass der Druck im Obergurte keinen Einfluss auf dessen Ausbiegung ausübe.

Ein gerader Stab A liege horizontal auf anderen ihn kreuzenden Stäben derart, dass sich die Stäbe genau berühren, ohne dass zwischen ihnen ein Druck wirkt, wenn keine Belastung vorhanden ist. Der Stab A werde nun an den Kreuzungspunkten mit den Lasten G_0, G_1, G_2, \dots belastet. Es kommt darauf an, die Biegungsverhältnisse des Stabes A , sowie die Druckvertheilung zu bestimmen.

Fig. 561.



Wir bezeichnen fünf auf einander folgende Stützen mit den Indices 0,

1, 2, 3, 4 (Fig. 561), die dazwischen liegenden Felder mit den Indices 0, 1, 2, 3. Für die beiden mittleren Felder lässt sich sodann nach der

Theorie der kontinuierlichen Träger, wenn innerhalb eines Feldes das Trägheitsmoment I des Querschnittes konstant ist, die folgende Gleichung aufstellen:

$$3. \quad M_1 \frac{l_1}{I_1} + 2 M_2 \left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right) + M_3 \frac{l_2}{I_2} + 6 E \left(\frac{y_1 - y_2}{l_1} - \frac{y_2 - y_3}{l_2} \right) = 0,$$

wenn y die durch die Belastung erfolgte Senkung der Stützpunkte, nach unten als positiv gerechnet, bedeutet. Für die Stützendrücke D ergeben sich, wenn auf den Kreuzungspunkten die Lasten G liegen, folgende Ausdrücke:

$$4. \quad \begin{cases} D_1 = \frac{M_0 - M_1}{l_0} - \frac{M_1 - M_2}{l_1} + G_1, \\ D_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_1} - \frac{M_2 - M_3}{l_2} + G_2, \\ D_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_1} - \frac{M_3 - M_4}{l_3} + G_3. \end{cases}$$

Die Durchbiegungen aber sind den Drücken D proportional; wir setzen daher allgemein

$$5. \quad y = k D.$$

Die Gleichung 3 geht hierdurch über in

$$6. \quad \frac{1}{6E} \left[M_1 \frac{l_1}{I_1} + 2 M_2 \left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right) + M_3 \frac{l_2}{I_2} \right] + \frac{k_1 M_0}{l_0 l_1} - \frac{1}{l_1} \left(\frac{k_1}{l_0} + \frac{k_1 + k_2}{l_2} + \frac{k_2}{l_2} \right) M_1 \\ + \left(\frac{k_1 + k_2}{l_1^2} + \frac{2k_2}{l_1 l_2} + \frac{k_2 + k_3}{l_2^2} \right) M_2 - \frac{1}{l_2} \left(\frac{k_2}{l_1} + \frac{k_2 + k_3}{l_2} + \frac{k_3}{l_3} \right) M_3 \\ + \frac{k_3 M_4}{l_2 l_3} = - \frac{k_1}{l_1} G_1 + \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) k_2 G_2 - \frac{k_3}{l_2} G_3.$$

Diese für die Kombination von vier auf einander folgenden Feldern gültige Gleichung gilt auch für die Kombination der vier ersten Felder, wenn man $M_0 = 0$ setzt und für die Kombination der drei ersten Felder, wenn man $M_0 = 0$, $M_1 = 0$ setzt.

Wenn die Werthe von l und I für die einzelnen Felder, sowie die Werthe von k für die einzelnen Stützen einander gleich sind, so ergeben sich hiernach die folgenden Gleichungen:

$$7. \quad \begin{cases} 4 M_1 + M_2 + x (& 6 M_1 - 4 M_2 + M_3) \\ & = - x l (G_0 - 2 G_1 + G_2) \\ M_1 + 4 M_2 + M_3 + x (& - 4 M_1 + 6 M_2 - 4 M_3 + M_4) \\ & = - x l (G_1 - 2 G_2 + G_3) \\ M_2 + 4 M_3 + M_4 + x (M_1 - 4 M_2 + 6 M_3 - 4 M_4 + M_5) \\ & = - x l (G_2 - 2 G_3 + G_4) \\ M_3 + 4 M_4 + M_5 + x (M_2 - 4 M_3 + 6 M_4 - 4 M_5 + M_6) \\ & = - x l (G_3 - 2 G_4 + G_5) \end{cases}$$

u. s. w.

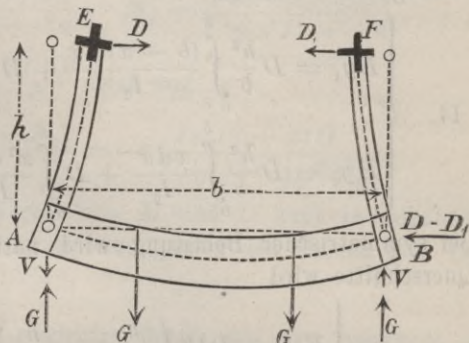
wenn man zur Abkürzung

$$8. \quad z = \frac{6 E I k}{l^3}.$$

setzt.

Wenn nun ein Querträger irgendwie belastet ist, so entsteht eine Durchbiegung desselben, in Folge dessen eine Schiefstellung der beiden Vertikalen und in Folge des Widerstandes, welchen die Obergurte der Verbiegung bieten, an den oberen Enden E, F (Fig. 562)

Fig. 562.



der Vertikalen eine horizontale Reaktion. Um die im Vorigen gegebene Theorie anwenden zu können, wird es nöthig, die Ausbiegungen y_1, y_2 der Punkte E und F zu bestimmen. Die bekannte Differenzialgleichung der elastischen Linie genügt zur Bestimmung von y_1 und y_2 . Einfacher kommt man mit Hilfe der neueren Sätze von der De-

formationsarbeit zum Ziele. Ist M das Biegemoment für irgend einen Querschnitt mit dem Trägheitsmomente I und vernachlässigen wir den hier nur geringen Einfluss der Axialkräfte, so ist die gesammte Deformationsarbeit A :

$$9. \quad A = \frac{1}{2E} \int \frac{M^2 dx}{I},$$

wenn die Integration auf die ganze Ausdehnung des fraglichen Körpers erstreckt wird. Um die beiden Verschiebungen y_1, y_2 getrennt zu erhalten, nehmen wir zunächst in E und F zwei verschiedene Horizontalreaktionen D_1, D_2 an; wir müssen dann, um das Gleichgewicht herzustellen, in AB eine Horizontalkraft $D - D_1$ und in A und B entgegengesetzte Vertikalreaktionen $V = (D - D_1) \frac{h}{b}$ annehmen, wenn b die Breite AB , h die Höhe $AE = BF$ bezeichnet. Es sei nun das Moment, welches in einem beliebigen Querschnitte des Querträgers AB im Abstände $AE = x$ von A lediglich durch die Belastung desselben entsteht, wenn man sich denselben in A und B frei aufliegend denkt, $= \mathfrak{M}$. Alsdann ist das wirklich entstehende Moment $= \mathfrak{M} + Dh - (D - D_1) \frac{hx}{b}$. In den Vertikalen ist das Moment im Abstände x vom oberen Ende bezüglich Dx, D_1x . Bezeichnet man nun das Trägheitsmoment des Querschnittes des Querträgers mit I , das der Vertikalen

mit I_1 , wobei wir im Allgemeinen I und I_1 als variabel annehmen, so wird nach Formel 9:

$$10. \quad 2EA = \int_0^b \frac{1}{I_2} \left(\mathfrak{M} + D \frac{b-x}{b} h + D_1 \frac{x}{b} h \right)^2 dx + (D^2 + D_1^2) \int_0^h \frac{x^2 dx}{I_1}.$$

Nach einem Satze von Castigliano ist die Verschiebung y, y_1 der Differenzialquotient der Arbeit bezüglich nach D und D_1 . Es wird so-nach, wenn wir nach der Differenziation $D = D_1$ setzen, wie es das Gleichgewicht bedingt,

$$11. \quad \begin{cases} Ey_1 = D \frac{h^2}{b} \int_0^b \frac{(b-x) dx}{I_2} + D \int_0^h \frac{x^2 dx}{I_1} + \frac{h}{b} \int_0^b \frac{\mathfrak{M} (b-x) dx}{I_2}, \\ Ey_2 = D \frac{h^2}{b} \int_0^b \frac{x dx}{I_2} + D \int_0^h \frac{x^2 dx}{I_1} + \frac{h}{b} \int_0^b \frac{\mathfrak{M} x dx}{I_2}. \end{cases}$$

Bei symmetrischer Belastung wird natürlich $y = y_1$. Bei konstantem Querschnitte wird

$$12. \quad \begin{cases} Ey_1 = Dh^2 \left(\frac{b}{2I_2} + \frac{h}{3I_1} \right) + \frac{h}{I_2 b} \int_0^b \mathfrak{M} (b-x) dx, \\ Ey_2 = Dh^2 \left(\frac{b}{2I_2} + \frac{h}{3I_1} \right) + \frac{h}{I_2 b} \int_0^b \mathfrak{M} x dx. \end{cases}$$

Wenn, wie bei einer eingleisigen Eisenbahnbrücke, zwei gleiche Einzel-lasten G im Abstände a von den Enden des Querträgers thätig sind, so ergibt sich bei konstantem Querschnitte leicht

$$13. \quad Ey_1 = Ey_2 = Dh^2 \left(\frac{b}{2I_2} + \frac{h}{3I_1} \right) + \frac{Gha(b-a)}{2I_2}$$

und wenn das Trägheitsmoment des Querschnittes des Querträgers inner-halb der Lasten I_2 , ausserhalb derselben I_3 ist,

$$14. \quad Ey_1 = Ey_2 = Dh^2 \left(\frac{a}{I_2} + \frac{b-2a}{2I_3} + \frac{h}{3I_1} \right) + \frac{1}{2} Gah \left(\frac{a}{I_2} + \frac{b-2a}{I_3} \right).$$

Auf alle Fälle kann man für das obere Ende der einen Vertikale

$$15. \quad y = \alpha D + \beta G.$$

setzen, wenn der Querträger mit einer Last G belastet ist, wobei α und β von den Dimensionen des Querträgers und der Vertikalen abhängige Grössen bezeichnen. Hierbei ist D nach einwärts wirkend und eine nach einwärts gerichtete Verschiebung als positiv genommen.

Die vorige Theorie des kontinuierlichen Trägers lässt sich nun ohne Weiteres für den vorliegenden Fall anwenden, wenn man auf der linken

Seite der Gleichungen 6 und 7 $k = \alpha$ und auf der rechten Seite derselben $k = \beta$ setzt.

Näherungsregeln erhält man, wenn man bei Belastung eines Querträgers nur das entsprechende Moment M_0 und die Momente M_1, M_3 an den benachbarten Knotenpunkten berücksichtigt, die Momente an den übrigen Knotenpunkten $= 0$ setzt. Bei konstantem Querschnitte, konstanter Entfernung und Konstruktion der Querträger wird $M_1 = M_3$. Es ergibt sich alsdann

$$16. \quad M_1 = + \frac{x_1 (x - 3) G l}{7 + 31x + 3x^2}, \quad M_0 = \frac{x_1 (5 + 2x) G l}{7 + 31x + 2x^2},$$

wenn man $x = \frac{6 E I \alpha}{7^3}$, $x_1 = \frac{6 E I \beta}{7^3}$ setzt und

$$17. \quad D_2 = \frac{2(M_1 - M_0)}{l} = - \frac{2x_1 (8 + x) G}{7 + 31x + 2x^2}.$$

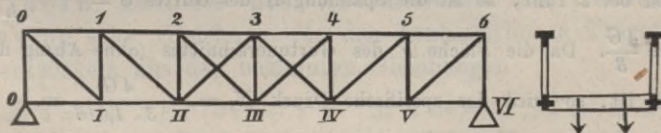
Nach Bestimmung der Werthe von M und D kann in bekannter Weise leicht die Bestimmung der Spannungen in den Gurten und Vertikalen erfolgen.

Beispiel. Es sei für eine eingleisige Brücke von 18^m Spannweite mit 6 gleich langen Fächern und 3^m Trägerhöhe in Decimetern:

$$l = 30, \quad b = 44, \quad h = 27,5, \quad a = 13.$$

für den Obergurt $I = 0,319$, für die mittleren Vertikalen $I_1 = 0,038$, für die End-Vertikalen $I_1 = 0,064$, für die mittleren Querträger $I_2 = 7,89$, für die Endquerträger $I_2 = 6,16$. Als dann ergibt sich für einen mittleren Querträger nach Formel 13

Fig. 563.



$Ey = 184526 D + 702 G$, für einen Endquerträger $Ey = 110948 D + 900 G$. Es wird nun ferner $x = \frac{6 \cdot E \cdot 0,319 k}{30^3} = 0,0000709 Ek$, also hinsichtlich der linken

Seite der Gleichungen für die mittleren Stützen $x = 0,0000709 \cdot 184526 = 13,08$, für die Endstützen $x = 0,0000709 \cdot 110948 = 7,86$, hinsichtlich der rechten Seite der Gleichungen für die mittleren Stützen $x = 0,0000709 \cdot 702 = 0,0498$, für die Endstützen $x = 0,0000709 \cdot 900 = 0,0638 = 1,28 \cdot 0,0498$. Die Gleichung 6 gibt nun, wenn man, um einfache Zahlen zu erhalten, 13 für 13,08 und 8 für 7,86 setzt,

$$\begin{aligned} 77 M_1 - 51 M_2 + 13 M_3 &= - 0,0498 (1,28 G_0 - 2 G_1 + G_3) l, \\ - 51 M_1 + 82 M_2 - 51 M_3 + 13 M_4 &= - 0,0498 (G_1 - 2 G_2 + G_3) l, \\ 13 M_1 - 51 M_2 + 82 M_3 - 51 M_4 + 13 M_5 &= - 0,0498 (G_2 - 2 G_3 + G_4) l, \\ 13 M_2 - 51 M_3 + 82 M_4 - 51 M_5 &= - 0,0498 (G_3 - 2 G_4 + G_5) l, \\ 13 M_3 - 51 M_4 + 77 M_5 &= - 0,0498 (G_4 - 2 G_5 + 1,28 G_6) l. \end{aligned}$$

Die Auflösung gibt:

$$\frac{1000000}{l} \cdot \begin{cases} M_1 = -1733G_0 + 1449G_1 + 413G_2 - 70G_3 - 194G_4 - 149G_5 - 115G_6, \\ M_2 = -1619G_0 + 154G_1 + 1693G_2 + 309G_3 - 229G_4 - 304G_5 - 423G_6, \\ M_3 = -976G_0 - 299G_1 + 254G_2 + 1623G_3 + 254G_4 - 299G_5 - 976G_6. \end{cases}$$

Für M_1 und M_5 sind die Koeffizienten dieselben wie für bezüglich M_2 und M_1 , nur in umgekehrter Reihenfolge. Die zwischen den Vertikalen und den Obergurten wirksamen Horizontalkräfte ergeben sich nun nach der Regel $D = \frac{M_1 - 2M_2 + M_3}{l}$ folgendermassen:

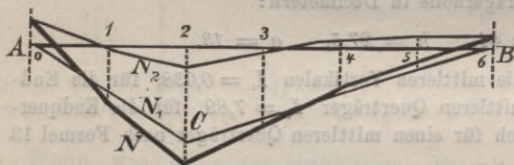
$$1000000 \cdot \begin{cases} D_0 = -1733G_0 + 1449G_1 + 413G_2 - 70G_3 - 194G_4 - 149G_5 - 115G_6, \\ D_1 = +1847G_0 - 2744G_1 + 867G_2 + 449G_3 + 159G_4 - 6G_5 - 173G_6, \\ D_2 = +529G_0 + 858G_1 - 2719G_2 + 935G_3 + 518G_4 + 160G_5 - 15G_6, \\ D_3 = -90G_0 + 448G_1 + 956G_2 - 2628G_3 + 956G_4 + 448G_5 - 90G_6. \end{cases}$$

Hiernach ergeben sich die folgenden Verschiebungen der oberen Enden der Vertikalen (nach innen als positiv):

$$E \cdot \begin{cases} y_0 = +717G_0 + 161G_1 + 46G_2 - 8G_3 - 22G_4 - 17G_5 - 13G_6, \\ y_1 = +341G_0 + 196G_1 + 160G_2 + 83G_3 + 29G_4 - 1G_5 - 32G_6, \\ y_2 = +98G_0 + 158G_1 + 200G_2 + 173G_3 + 96G_4 + 30G_5 - 3G_6, \\ y_3 = -16G_0 + 83G_1 + 176G_2 + 217G_3 + 176G_4 + 83G_5 - 16G_6. \end{cases}$$

Wir wollen jetzt beispielsweise die spezifische Spannung N untersuchen, welche im Punkte 2 des Faches 12 des Obergurtes entsteht. Die spezifische Spannung N_1 ,

Fig. 564.



welche durch die Belastung eines Querträgers mit der Last $2G$ durch die gewöhnliche Wirkungsweise des Hauptträgers entsteht, lässt sich bekanntlich durch die Ordinaten eines Dreiecks ACB (Fig. 564) darstellen; wenn

die Einzellast bei 2 ruht, so ist die Spannung S des Gurtes $S = \frac{Gx(l-x)}{lh} = \frac{G \cdot 6 \cdot 12}{18 \cdot 3} = \frac{4G}{3}$. Da die Fläche F des Gurtquerschnittes (ohne Abzug der Niet-

löcher) $1,016$ ist, so wird der spezifische Druck $N_1 = -\frac{4G}{3 \cdot 1,016} = -1,312G$.

Die spezifische Spannung N_2 auf der äusseren Seite der Träger, wo der spezifische Druck am grössten werden kann, welche in Folge der Deformation der Querträger entsteht, wird, weil das Widerstandsmoment W des Gurtes im horizontalen Sinne

(ohne Abzug der Nietlöcher) $= \frac{0,319}{1,56} = 0,205$ ist, $N_2 = \frac{M_2}{0,205} = 4,88M$, oder,

wenn man $M_2 = kGl$ setzt, $N_2 = 4,88kGl = 4,88 \cdot 30kG = 146kG$; nach obigen Zahlen ergibt sich hiernach bei Belastung des Querträgers 0, 1, 2, 3 etc. bezüglich $N_2 = +0,236G, -0,022G, -0,247G, -0,045G, +0,037G, +0,044G, +0,062G$.

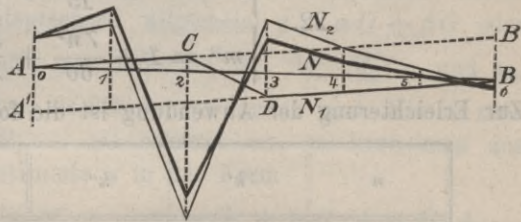
In Fig. 564 sind N_1 und N_2 , sowie $N = N_1 + N_2$ graphisch dargestellt. Mit Hilfe dieser Influenzlinien ergibt sich für das Eigengewicht von $0,75t$ pro Met. $N_1 = 8,86$; für die gefährlichste zufällige Belastung durch Lokomotiven $N_1 = 29,56$, im Ganzen also $N_1 = 38,71$; ferner ergibt sich für das Eigengewicht $N_2 = +0,065 \cdot 0,75 \cdot 3 = +0,15$, für die zufällige Last $N_2 = -4,24$, zusammen $N_2 = -4,09$ Ton. pro \square Dec.; die Vergrösserung der spezifischen Spannung durch die Deformation der Querträger ist also $10,6$ Prozent.

Wir wollen jetzt ferner die spezifische Spannung N in der Vertikalen 2 untersuchen. Für die spezifische Spannung N_1 , welche durch die gewöhnliche Wirkungsweise entsteht, ergibt sich die Influenzlinie $A C D B$ (Fig. 565), wobei $A A' = B B' = -\frac{G}{F} = -\frac{G}{0,39} = -2,56 G$, da die Querschnittsfläche F der Vertikalen $= 0,39$ ist. Der spezifische Druck N_2 in Folge der Deformation der Querträger ist, da das Widerstandsmoment der Vertikalen $= \frac{0,038}{7,1} = 0,0054$ und der grösste Hebelsarm von

$D_2 = 20$ ist, $= \frac{D_2 \cdot 20}{0,0054} = 3700 D_2$. Nach obigen Zahlen wird bei Belastung der Querträger $0, 1, 2, \dots$ bezüglich $N_2 = +1,96 G, +3,18 G, -10,07 G, +3,46 G, +1,92 G, +0,59 G, -0,06 G$. In Fig. 565 ist N_1, N_2 , sowie $N_1 + N_2$ graphisch dargestellt. Ohne Sekundärspannung würde $\max(-N) =$ für das Eigengewicht $-2,86$, für die zufällige Last $-23,6$, zusammen $-26,4$

werden. Die Sekundärspannung tritt ein bei Belastung durch eine einzige Lokomotive, wenn das mittlere Rad an der Vertikale 2 ruht; dieselbe wird $-120,90$. Bei derselben Belastung tritt auch das wirkliche Maximum von $N_1 + N_2$ ein; bei dieser Belastung sind die Diagonalen 1 II und 3 II gezogen, so dass in Folge der zufälligen Belastung durch die gewöhnliche Wirkungsweise gar keine Spannung eintritt. Die wirkliche Beanspruchung von $120,90$ pro $\square^{acm} = 1,21$ pro \square^{cm} ist zirka fünfmal so gross, als nach der gewöhnlichen Berechnungsweise und die Vertikale ist offenbar zu schwach.

Fig. 565.



§. 167b. Einfluss des Axialdruckes im Obergurte. Die Klapeyron'sche Gleichung für den kontinuierlichen Träger lässt sich leicht entwickeln aus den bekannten Gleichungen

$$M'l = +2EI(2\tau' + \tau''), \quad M''l = -2EI(\tau' + 2\tau'')$$

für den an beiden Enden derart eingespannten Stab, dass die Tangenten an den Enden mit der die Enden verbindenden Sehne die Winkel τ' und τ'' bilden; M', M'' bedeutet hierin das Moment an dem Ende, für welches bezüglich der Ausschlagwinkel τ', τ'' gilt. Diese Gleichungen gelten aber nur für den Fall, dass im Stabe keine Axialkraft vorhanden ist. Unter der Voraussetzung einer Axialkraft treten an die Stelle derselben die Gleichungen

$$18. \quad M'l = +2EI(k'\tau' + k''\tau''), \quad M''l = -2EI(k''\tau' + k'\tau'').$$

Ist P der Axialdruck und $n = \sqrt{\frac{PI}{EI}}$, ferner $\nu = \cot \frac{1}{2}n$, so ist

$$19. \quad k' = \frac{n}{4} \left(\frac{n}{2-n\nu} + \nu \right), \quad k'' = \frac{n}{4} \left(\frac{n}{2-n\nu} - \nu \right).$$

Hinsichtlich der Entwicklung dieser Regeln verweisen wir auf die „Theorie der gegliederten Balkenträger, II. Aufl. 1881“. Umgekehrt folgt aus diesen Gleichungen:

20. $6EI\tau' = +l(m' M' + m'' M'')$, $6EI\tau'' = -l(m'' M' + m' M'')$, wenn man zur Abkürzung setzt:

$$21. \begin{cases} m' = \frac{3k'}{k'^2 - k''^2} = \frac{3}{n} \left(\frac{1}{v} + \frac{2 - nv}{n} \right), \\ m'' = \frac{3k''}{k'^2 - k''^2} = \frac{3}{n} \left(\frac{1}{v} - \frac{2 - nv}{n} \right). \end{cases}$$

Durch Reihenverwandlung ergibt sich behufs Anwendung für kleine Werthe von n :

$$22. \begin{cases} m' = 2 + \frac{2n^2}{15} + \frac{4n^4}{315} + \dots \\ m'' = 1 + \frac{7n^2}{60} + \frac{31n^4}{2520} + \dots \end{cases}$$

Zur Erleichterung der Anwendung ist die folgende Tabelle berechnet:

n	k'	k''	m'	m''
0	2	1	1	1
0,2	2,00	1,00	2,00	1,00
0,4	1,99	1,00	2,02	1,02
0,6	1,98	1,01	2,05	1,04
0,8	1,96	1,01	2,08	1,07
1,0	1,93	1,02	2,14	1,13
1,2	1,90	1,03	2,24	1,21
1,4	1,87	1,04	2,32	1,29
1,6	1,82	1,05	2,47	1,42
1,8	1,77	1,06	2,64	1,58
2,0	1,72	1,08	2,88	1,81
2,2	1,65	1,10	3,27	2,18
2,4	1,58	1,12	3,82	2,71
2,6	1,44	1,14	5,58	4,42
2,8	1,41	1,17	6,83	5,67
3,0	1,31	1,20	14,24	13,05
3,142	1,23	1,23	∞	∞

Für zwei auf einander folgende Felder ist nun $6EI_1\tau_1'' = -(m_1'' M_1 + m_1' M_2) l_1$, $6EI_2\tau_2' = +(m_2' M_2 + m_2'' M_3) l_2$; nun aber ergibt sich leicht, dass

$$\tau_2' = \tau' - \frac{y_1 - y_2}{l_1} + \frac{y_2 - y_3}{l_2}$$

ist. Setzt man dies in die zweite der vorigen Gleichungen ein und subtrahirt sodann beide Gleichungen, nachdem man sie durch I_1, I_2 dividirt hat, so erhält man als Verallgemeinerung der Gleichung 3:

$$23. \quad M_1 m_1'' \frac{l_1}{I_1} + M_2 \left(m_1' \frac{l_1}{I_1} + m_2' \frac{l_2}{I_2} \right) + M_3 m_2'' \frac{l_2}{I_2} \\ + 6E \left(\frac{y_1 - y_2}{l_1} - \frac{y_2 - y_3}{l_2} \right) = 0.$$

Die Gleichungen 4 für die Stützendrücke bedürfen jetzt ebenfalls einer Aenderung. Die Transversalkräfte in beiden Feldern ergeben sich leicht zu $\frac{M_2 - M_1}{l_1} + \frac{P_1 (y_1 - y_2)}{l_1}$ und $\frac{M_3 - M_2}{l_2} + \frac{P_2 (y_2 - y_3)}{l_2}$; der Stützendruck D_2 ist die Differenz beider Transversalkräfte, also

$$24. \quad D_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_1} - \frac{M_2 - M_3}{l_2} - \frac{P_1 (y_1 - y_2)}{l_1} + \frac{P_2 (y_2 - y_3)}{l_2}.$$

Hierin sind die Axialdrücke P_1 und P_2 als positiv zu nehmen. Indem man nun der Formel 15 entsprechend allgemein $y = \alpha D + \beta G$ oder $D = \frac{1}{\alpha} y - \frac{\beta}{\alpha} G$ setzt, erhält man zwischen $M_1, M_2, M_3 \dots$ und $y_0, y_1, y_2 \dots$ so viele Gleichungen, als Stützen vorhanden sind. Nimmt man hierbei die Axialkräfte P_1, P_2, \dots als bekannt an, so kann man aus diesen Gleichungen jedes bestimmte y in der Form

$$25. \quad y = \mu_1 M_1 + \mu_2 M_2 + \mu_3 M_3 + \dots + \gamma_0 G_0 + \gamma_1 G_1 + \gamma_2 G_2 + \dots$$

erhalten. Die Substitution in die Gleichungen 23 gibt sodann die Gleichungen zur Bestimmung der Momente $M_1, M_2 \dots$

Eine strenge Anwendung der Methode der Influenzlinien, welche auf der Voraussetzung beruht, dass die m fache Last auch die m fachen Spannungen hervorruft, wenn die Last an derselben Stelle und in derselben Richtung wirkt, lässt sich hier allerdings nicht mehr durchführen. Man kann vielmehr die Untersuchung nur für eine bestimmte Lastenstellung, welcher bestimmte Werthe für P_1, P_2, \dots entsprechen, durchführen. Man wird am besten diejenigen Lastenstellungen zu Grunde legen, welche sich nach vorausgegangener Näherungsberechnung ohne Rücksicht auf die Axialkräfte als die ungünstigsten erwiesen haben.

In diesem, sowie im vorigen Paragrafe haben wir vorausgesetzt, dass der Untergurt der Hauptträger in der Höhe der Axe der Querträger liegt, so dass bei einer Durchbiegung der Querträger keine Verschiebung der Untergurte erfolgt. In jedem anderen Falle würde bei einer strengeren Berechnung auch die Deformation der Untergurte in Betracht kommen, die in gleicher Weise, wie die der Obergurte, zu behandeln ist.

Beispiel. Wir wollen in dem vorigen Beispiele für die Vertikalen in der Mitte die ungünstigste Belastung durch eine Lokomotive, bei welcher das mittlere Lokomotivrad in der Mitte der Brücke ruht, voraussetzen. Es ergibt sich für diese symmetrische Belastung $P_1 = 15,4, P_2 = 36,0, P_3 = 40,5$, Einfluss des Eigengewichtes inbegriffen. Es wird nach dem Obigen für die Enden $E y_0 = 110948 D_0 - 900 G_0$ oder für $E = 200000: D_0 = 1,803 y_0 - 0,00811 G_0$, für die übrigen Punkte

$Ey = 184526D + 702G$ oder $D = 1,084y - 0,00380G$. Es wird nun ferner nach der Gleichung 24:

$$D_0l = M_1 + 15,4y_0 - 15,4y_1,$$

$$D_1l = -2M_1 + M_2 - 15,4y_0 + 51,4y_1 - 36,0y_2,$$

$$D_2l = -M_1 - 2M_2 + M_3 - 36,0y_1 + 76,5y_2 - 40,5y_3,$$

$$D_3l = M_2 - 2M_3 + M_2 - 40,5y_2 + 81,0y_3 - 40,5y_4.$$

Die Einsetzung der Ausdrücke für D_0, D_1, \dots liefert für $l = 30$:

$$\begin{aligned} & -38,7y_0 - 15,4y_1 = -M_1 - 0,0081G_0l, \\ & -15,4y_0 + 18,9y_1 - 36,0y_2 = +2M_1 - M_2 - 0,0038G_1l, \\ & -36,0y_1 + 44,0y_2 - 40,5y_3 = -M_1 + 2M_2 - M_3 - 0,0038G_2l, \\ & -81,0y_2 + 48,5y_3 = -2M_1 + 2M_3 - 0,0038G_3l. \end{aligned}$$

Die Auflösung gibt:

$$\begin{aligned} y_0 &= +0,0063M_1 + 0,0075M_2 + 0,0051M_3 \\ &\quad + 0,000193G_0l + 0,000019G_1l - 0,000029G_2l - 0,000024G_3l, \\ y_1 &= +0,0491M_1 - 0,0188M_2 - 0,0128M_3 \\ &\quad + 0,000041G_0l - 0,000048G_1l + 0,000072G_2l + 0,000061G_3l, \\ y_2 &= -0,0325M_1 + 0,0147M_2 - 0,0089M_3 \\ &\quad - 0,000061G_0l + 0,000072G_1l + 0,000050G_2l + 0,000042G_3l, \\ y_3 &= -0,0542M_1 - 0,0167M_2 + 0,0264M_3 \\ &\quad - 0,000103G_0l + 0,000121G_1l + 0,000084G_2l - 0,000008G_3l. \end{aligned}$$

Für die drei ersten Felder wird nun $n = \sqrt{\frac{Pl^2}{EI}} = 0,466, 0,713, 0,756$, dementsprechend nach Formel 21: $m' = 2,029, 2,068, 2,076$ und $m'' = 1,025, 1,059, 1,067$. Die Formel 23 gibt nun

$$\begin{aligned} 4,097M_1 + 1,059M_2 + 425(y_0 - 2y_1 + y_2) &= 0, \\ 1,059M_1 + 4,144M_2 + 1,067M_3 + 425(y_1 - 2y_2 + y_3) &= 0, \\ 2,134M_2 + 4,152M_3 + 425(2y_2 - 2y_3) &= 0. \end{aligned}$$

Setzt man die vorigen Ausdrücke für y_0, y_1, y_2, y_3 ein, so erhält man:

$$\begin{aligned} -48,77M_1 + 26,47M_2 + 9,27M_3 &= (-0,0216G_0 - 0,0795G_1 + 0,0521G_2 + 0,0436G_3)l, \\ +26,62M_1 - 23,44M_2 + 14,41M_3 &= (-0,0258G_0 + 0,0304G_1 - 0,0236G_2 + 0,0188G_3)l, \\ +18,45M_1 + 28,82M_2 - 25,84M_3 &= (-0,0352G_0 + 0,0315G_1 + 0,0287G_2 - 0,0429G_3)l. \end{aligned}$$

Die Auflösung gibt:

$$\begin{aligned} M_1 &= (-0,00184G_0 + 0,00103G_1 + 0,00018G_2 - 0,00016G_3)l, \\ M_2 &= (-0,00304G_0 - 0,00048G_1 + 0,00190G_2 + 0,00135G_3)l, \\ M_3 &= (-0,00333G_0 - 0,00090G_1 + 0,00113G_2 + 0,00220G_3)l. \end{aligned}$$

Es ergibt sich nun

$$\begin{aligned} D_2l &= -1,677M_1 - 0,543M_2 + 0,859M_3 \\ &\quad - 0,00335G_0l + 0,00394G_1l + 0,00273G_2l - 0,00408G_3l \end{aligned}$$

oder

$$D_3 = -0,00147G_0 + 0,00170G_1 + 0,00237G_2 - 0,00255G_3.$$

Die in der Mitte der Brücke entstehenden spezifischen Spannungen in den Gurten und Vertikalen lassen sich nun wie oben bestimmen. Die Sekundärspannung ergibt sich in den Gurten um 45 Prozent grösser, in den Vertikalen dagegen um 11 Prozent kleiner, als ohne Rücksicht auf die Axialspannung.

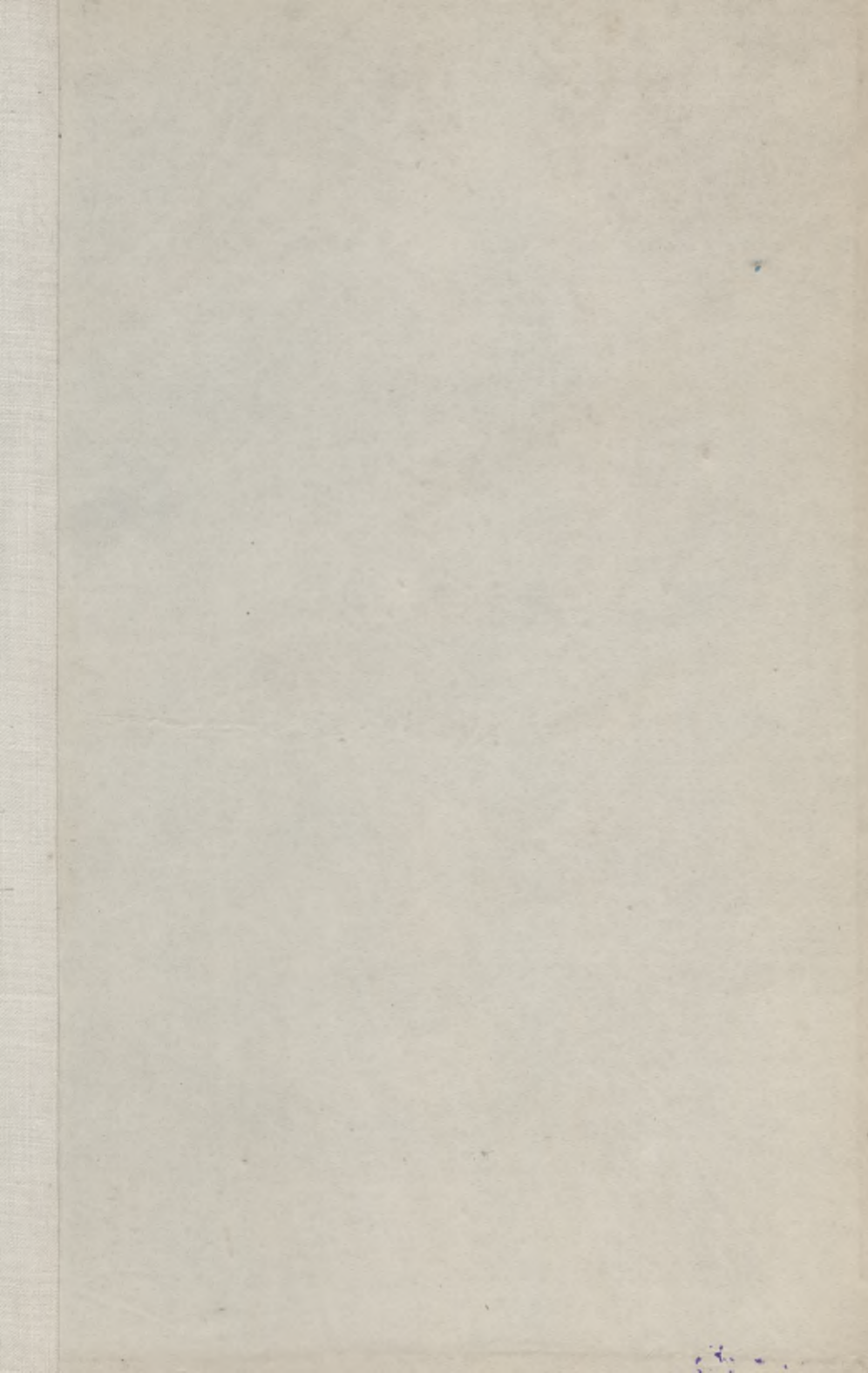


INHALT.

	Seite
VIII. Abschnitt. Querkonstruktionen	1
I. Kap. Allgemeine Anordnung	3
<i>A. Die Bahn.</i>	
II. " Die Brückendecke der Fahrbahn	22
III. " Die Brückentafel der Fahrbahn	32
IV. " Fusswege der Strassenbrücken.	78
V. " Die Bahn der Eisenbahnbrücken	90
<i>B. Das Bahngerippe</i>	
VI. " Konstruktion der Zwischenträger	116
VII. " Berechnung der Zwischenträger	132
VIII. " Konstruktion der Querträger	144
IX. " Berechnung der Querträger	170
X. " Konstruktion der Fusswegträger	230
XI. " Berechnung der Fusswegträger	238
<i>C. Der Querverband</i>	
XII. " Querverstrebungen	247
XIII. " Windverstrebung	286
XIV. " Aeussere Kräfte und zulässige Inanspruchnahme.	308
XV. " Einfach beanspruchte Querverstrebungen	327
XVI. " Einfach beanspruchte Windverstrebungen	363
XVII. " Bedingt beanspruchte Wind- und Querverstrebungen.	418
XVIII. " Gewicht der Quer- und Windverstrebungen.	441
<i>D. Abschluss der Brücke</i>	
XIX. " Endabschluss der Eisenbahn- und Strassenbrücken.	457
XX. " Anordnung bei schiefen Brücken	481
XXI. " Geländer	492
XXII. " Sicherung gegen besondere Einflüsse.	520
Nachträge	523

Berichtigungen.

- Seite 46, Zeile 2 von unten: „pro Kubikcentimeter“ statt „pro $\square\text{cm}^4$ “.
- „ 54, Tabelle. In der dritten Rubrik fehlt die Ueberschrift h ; fünfte Rubrik, Zeile 5 von unten: „22,9“ statt „92,9“.
- „ 66, Zeile 1 von unten: } „I“ statt „W“.
- „ 67, Zeile 2 von oben: }
- „ 83, Zeile 3 und 2 von unten: „Rapper“ statt „Rappin“
- „ 92, Formel 1: „Nadelholz, $h=0,30$ u. s. w.“ statt „Nadelholz, $h=0,03$ u. s. w.“
- „ 95, Formel 14: „I“ statt „W“.
- „ 141, Zeile 19 von oben hinzuzufügen: „für $K=0,65^t$ pro $\square\text{cm}$ und $\delta=8\text{mm}^4$ “.
- „ 141, vor Formel 26 hinzuzufügen: „für $K=0,60^t$ pro $\square\text{cm}$ und $\delta=8\text{mm}^4$ “.
- „ 328, vor Formel 4 und 6 ist hinzuzufügen: „für 0,15 Ton. Winddruck pro $\square\text{Met.}^4$ “
- „ 426, Formel 18: $\frac{H'}{F'}$ statt $\frac{H}{F}$.
- „ 426, Formel 18 a: $\left(\frac{1}{F'} + \frac{1}{F''} + \frac{2}{F'''}\right) l^4$ statt $\left(\frac{1}{F'} + \frac{1}{F'} + \frac{2}{F'''}\right) l^4$.
- „ 427, zweite der Formeln 19: $\frac{H + H'}{F''}$ statt $\frac{H + H'}{F'}$.
- „ 427, dritte der Formeln 22: $\frac{1}{F'} + \frac{1}{F''}$ statt $\frac{1}{F'} + \frac{1}{F'}$.



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-351583

Druk. G. J. zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000299145